

Jærnbeton. 4. udg., s. 338-588

E. Suenson

Lærebøger

-

1931

Dette dokument udgør en del af et større dokument, der af hensyn til downloadstiden er opdelt i ét eller flere særskilte dokumenter. De(n) øvrige del(e) af dokumentet kan hentes i biblioteket på danskbyggeskik.dk og findes via søgefunktionen hertil.

E. Forskydnings- og Adhæsionsspændinger.

1. Betons Forskydningsstyrke.

486. Betons Forskydningsstyrke er i højere Grad end Træk- og Trykstyrken afhængig af Forsøgsmaaden. Forskydningen vil altid være ledsaget af Træk- og Trykspændinger, der paavirker Resultatet, og de fundne Værdier er derfor meget forskellige. I de fleste Tilfælde er de ledsagende Trækspændinger saa store, at der sker Trækbrud paa et mer eller mindre tidligt Tidspunkt, og det er følgelig Betonens Trækstyrke S^t , der bestemmer, hvor høj en Forskydnings-spænding man kan naa op til.

Tryk mod en Parallelforskydning er væsentlig større end Trækstyrken, men ogsaa afhængig af Forsøgsmaaden. Saaledes vil et Tryk vinkelret paa Forskydningsfladen forøge Styrken; dette fremgaar af alle Trykforsøg (Fig. 503), thi som bekendt virker der i Planer, der danner 45° med Trykretningen, Forskydningspændinger, der er halvt saa store som Trykspændingerne, medens man ved mere direkte Forskydningsforsøg finder langt lavere Brudværdier.

I et Tilfælde som Fig. 503 vil Bruddet ske under en Vinkel, der er mindre end 45° (Fig. 155 i § 179) og antages at være en Materialkonstant. Brudværdien af τ i denne Flade synes at kunne udtrykkes ved:

$$\tau = K + \alpha \cdot \sigma$$

hvor K er en Materialkonstant, der kan opfattes som Materialets egentlige Forskydningsstyrke, medens σ er Normaltrykket i Fladen, og α en Friktionskoefficient, hvis Størrelse ligger i Nærheden af 1 (§ 179). Forøges σ ved et Tryk paa Prismets Sider, vil, under de nævnte Forudsætninger, Brudværdien af τ blive tilsvarende forøget. Den tilsyneladende Forskydningsstyrke S^f , man finder ved et Forsøg, er Brudværdien af τ og derfor afhængig af Forsøgsmaaden.

Mörsch har foretaget Forsøg af den i Fig. 504 viste Art. Der dannede sig først Revner i Midten, hidrørende fra Bøjningspændinger, og det endelige Brud skete eensidig. Naar Kraften regnes jævnt fordelt over bægge de to Forskydningsflader, fandt han for to Aar gammel Beton 1:3: $S^f = 66^{at}$ og for $1\frac{1}{2}$ Maaned gammel Beton 1:4: $S^f = 37^{at}$.

Bach har undersøgt Forskydningsstyrken ved Bøjningsforsøg med Bjælker af den i Fig. 505 viste Form og med armeret Underside. Naar en saadan Bjælke belastes, vil der opstaa store, vandrette Forskydningspændinger i de to

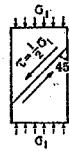


Fig. 503.

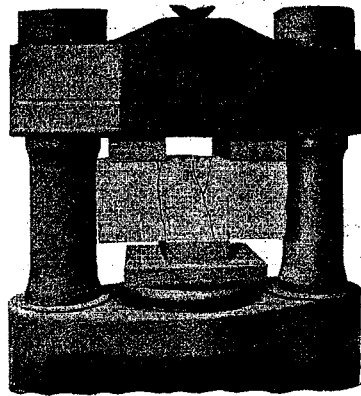


Fig. 504.

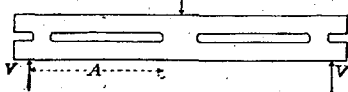


Fig. 505.

yderste Knaster, der forbinder Overdelen med Underdelen¹⁾. Forsøgene udførtes med ca. 3 Maaned gammel Rundstensbeton, og Brudværdierne er indført i efterfølgende Tabel sammen med Betonens øvrige Styrketal. Man vil se, at S^f varierer mindre end S^c . De fundne Værdier er snarere for smaa end for store, da der paa Grund af Knasternes Højde vil opstaa Bøjningspændinger i dem. Se ogsaa § 220.

$$S^f = c \cdot \sqrt{S^c}$$

Naar Forsøgsmaaden er givet, synes man at kunne regne med: hvor c er en af Forsøgsmaaden afhængig Konstant²⁾. For de 6 Betoner i ovenstaaende Tabel findes c at variere uafhængigt af Trykstyrken fra 2,03 til 2,30 og i Middeltal at være 2,17. Af Mörschs Forsøg med 2aarig Beton udledes $c = 3,7$, og ved Forsøg med Stødning af Jærn med Endekroge fandt jeg $c \geq 1$.

487. Forskydningsstyrken i Støbeskel. Forskydningsbrud i almindelige Bjælker vil, naar Bjælken er støbt i eet, skyldes de skraa Trækspændinger, der ledsager Forskydningspændingerne og har samme Størrelse som disse, men har Bjælken et vandret Støbeskel, er der Mulighed for, at Forskydningsstyrken i dette kan være mindre end den homogene Betons Trækstyrke, saaledes at Bruddet sker langs Støbeskellet. For at undersøge dette Forhold har jeg gjort Forsøg³⁾ med Bjælker som Fig. 506, armeret med 2 Rj. 32 mm med store Kroge, men uden Opbøjninger eller Bøjler. Den ene støbtes i eet Træk af Beton 1:2:3 og prøvedes en Maaned gammel med jævnt fordelt Last. Fig. 507 viser de Revner, der dannede sig ved de i

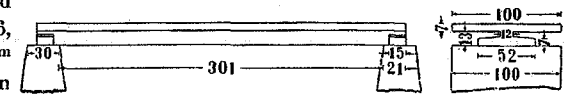


Fig. 506.

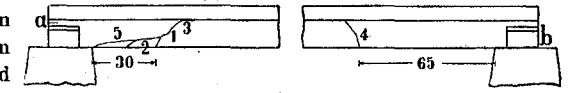


Fig. 507. Almindeligt Forskydningsbrud.

Last i kg	σ_b	σ_j	τ_b	τ_{bj}	Anmærkninger
4880	42,8	936	13,5	8,05	Revne a viser sig
6320	55,4	1212	17,5	10,4	
15090	132	2900	41,8	24,9	— 1 paa bægge Sider
18530	163	3560	51,4	30,6	— 2, 3 og 4 opdages
20250	178	3890	56,1	33,4	— 5 opdages
21280	187	4090	59,0	35,1	Brud ved venstre Ende

¹⁾ Disse Spændingers Størrelse kan kun beregnes tilnærmelsesvis. De bestemtes ved Hjælp af Formlen: $S^f = \frac{V}{2} \cdot \frac{S}{I} \cdot \frac{l}{F}$, hvor V er Lejetrykket, S det statiske Moment m. H. t. den neutrale Akse af den Tværnitsdel, der ligger over Aksen, I Tværnitsdets Inertimoment, l Bjælkens Spændvidde og F Endeknastens vandrette Tværnitsareal (Mörsch: Der Eisenbetonbau, 1906, S. 44). Se om Spændingsbestemmelsen *Mill. u. F.* Heft 97, S. 40.

²⁾ Ing. 1927, Side 232.

³⁾ T. F. T. (A. f. J.) 1914, S. 1.

er opstaaet et lille Indspændingsmoment, som den smalle Krop ikke har kunnet optage uden at revne; Revnen var ca. 6 cm dyb. Ved en Forskydnings-spænding af 41,8^{at} opstod Revne 1, der skyldes de skraa Trækspændinger; efterhaanden som Lasten forøgedes, udvidede den sig, og Revnerne 2 til 5 fremkom. Efter Dannelsen af Revne 1 maa den lodrette, forskydende Kraft paa dette Sted tildels overføres gennem Jærnet, dette giver et nedadgaende, lodret Træk i Betonen til venstre for Revne 1, hvorved Revne 2 og senere Revne 5 opstaaer. Ved Slutningen af Forsøget var der paa Bjælkens Underside ved venstre Leje ikke blot Tværrevner, men ogsaa Længderevner langs Jærnet.

Den anden Bjælke støbtes i 2 Gange. Først støbtes Kroppen, hvis Overside glattedes omhyggeligt; 3 1/2 Maaned senere blev Oversidens ene Halvdel (fra Midten til den ene Ende)

hugget op med Mejsel, saa den blev ujævn, mens den anden Halvdel lodes urørt; derpaa støbtes Pladen, og en Maaned senere udførtes Forsøget.

Resultaterne fremgaar af Fig. 508, hvor Bjælkens ophakkede Halvdel ligger til venstre, og efterfølgende Tabel. I begge

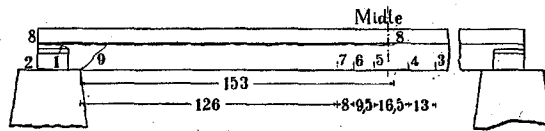


Fig. 508. Brud i Støbeskel.

Last i kg	σ_b	σ_j	τ_b	τ_{vj}	Anmærkninger
3340	29,3	641	9,3	5,5	Revne 1 viser sig
5270	46,3	1011	14,6	8,5	— 2 —
9770	85,7	1875	27,0	16,1	— 3 og 4 viser sig
13210	116	2540	36,6	21,8	— 5, 6 og 7 —
15080	132	2900	41,8	24,9	— 8 og 9 giver Brud

Bjælkens Endeflader var der paa Forhaand en vandret Revne, formentlig fremkaldt ved Pladens Længdesvind, som den gamle Krop har modsat sig. Den ejendommelige Revne 1 staaer muligvis i Forbindelse med Svindspændingerne. Revnerne 3 til 7 skyldes simpelthen en Overskridelse af Betonens Bøjningsstyrke; i den første Bjælke har der formentlig været lignende Revner, som ikke er blevne bemærkede, fordi Bjælken var meget svagt belyst under Forsøget. Bruddet skete pludselig, ved at Pladen revnede fra paa hele venstre Bjælkehalvdel (Revne 8), som Fig. 508 viser. Tilsyneladende samtidig, muligvis lige før eller lige efter dannedes Revne 9. At Bruddet skete langs den ophakkede Flade og ikke langs den glatte, hvor Spændingerne var de samme, viser, at en saadan Ophakning gør Skade, formentlig ved at skørne den gamle Beton.

Af Forsøget fremgaar, at Forskydningsstyrken i et Støbeskel kan blive bestemmende for en Bjælkes Bæreevne, men det viser samtidig, at denne Styrke kan blive meget stor. En medvirkende Aarsag hertil er de ved Pladens Svind fremkaldte Forskydningsspændinger, der modvirker de af Lasten fremkaldte.

De store Forskydningsspændinger, som Bjælkerne har kunnet taale, bør ikke forlede nogen til at udelade Forskydningsarmoring, navnlig ikke, naar Støbningen afbrydes mellem Krop og Plade, thi hvis Tilstøbningen ikke udføres omhyggeligt, vil Forbindelsens Godhed formentlig reduceres stærkt. Iøvrigt er der med Hensyn til Forskydningsstyrken Grund til at gøre opmærksom paa, at den uden Tvivl vilde være fundet mindre, hvis Bjælkerne var blevne belastede med en Enkeltkraft i Midten, dels fordi Maksimale spændingen saa ikke optræder i et enkelt Punkt, men i hele Bjælkens Længde, og dels fordi

Pladen ikke presses ned mod Kroppen paa samme Maade som under en jævnt fordelt Last. Dette Tryk var ved Forsøgsbjælkerne ret betydeligt, nemlig henholdsvis 6,3^{at} og 4,4^{at}.)

2. Forskydningspændinger ved Bøjning uden Normalkraft.

a. Plader og rektangulære Bjælker.

a. Vandrette og lodrette Forskydningspændinger.

488. Konstant Tværkraft. I Bøjningsteorien forudsattes Jærnets Inertimoment at være Nul, og det samme forudsattes i Forskydningsteorien; Jærnet tænkes som et uendelig tyndt Baand, der kun kan optage Træk og Tryk, ikke Bøjning og Forskydning.

For at blive fortrolige med Forskydningsforholdene i en Plade eller rektangulær Bjælke, vil vi først behandle det simple Tilfælde (Fig. 509), at en b cm bred Bjælke er paavirket af to lige store Kræfter Q virkende i Afstanden c cm fra Lejerne. I Afstanden c fra Lejet er Momentet $Q \cdot c$, og kaldes Afstanden fra Jærnet til Trykcentret for $m (= h - 1/3x)$, bliver hele Trykkraften $Q \cdot c : m$. Lægges et vandret Snit i Nullfladen og et lodret Snit gennem Kraften Q , som vist paa Fig. 509, vil Trykket søge at skyde det afskaarne Stykke til venstre, og naar det bliver liggende, kan det kun skyldes en vandret Kraft af samme Størrelse i Nullfladen. Da denne Flades Areal er $b \cdot c$ cm², bliver Forskydningspændingen:

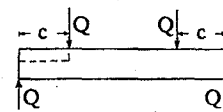


Fig. 509.

$$\tau_b = \frac{Q}{b \cdot m}$$

Havde man lagt Snittet højere oppe, var Trykket blevet mindre og dermed ogsaa τ_b , havde man lagt det dybere, vilde derimod Trykket og τ_b have holdt sig konstante, da der ses bort fra Betonens Trækspændinger. Den vandrette Forskydningspænding er altsaa Nul foroven og vokser derfra ned til Nullinien, hvor den naar sin Maksimalværdi, der holder sig konstant ned til Jærnet (Fig. 510).

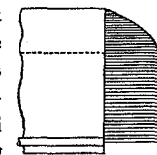


Fig. 510.

Af den senere angivne Formel 271 kan udledes, at den krumme Kurve er en Parabel. Kaldes Spændingen i Nullinien τ_{maks} , bliver Spændingen i et Punkt, der ligger y cm over denne: $\tau = \tau_{maks} \cdot (1 - y^2 : x^2)$.

Det er uden videre forudsat, at den forskydende Kraft er jævnt fordelt over den vandrette Strækning c , og det er den ogsaa i det anførte Eksempel. Lægges det lodrette Snit f. Eks. i Afstanden $1/2c$ fra Lejet, saa er Momentet

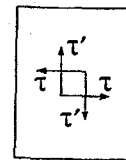


Fig. 511.

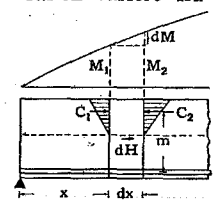
kan halvt saa stort, altsaa ogsaa Trykkraften halv saa stor, men samtidig er Forskydningsfladen formindsket til det halve.

I et lodret Snit paa Strækningen c virker der ligeledes en forskydende Kraft, og dens Størrelse er Q . Denne Kraft kan ikke fordele sig jævnt over Snittet, som følgende Betragtning viser. Tænker man sig et kvadratisk Prisme udskåret af Bjælken et Sted under Nullinien (Fig. 511), vil det kun være paavirket af forskydende Spændinger, nemlig dels de vandrette, τ , der er vist

¹⁾ Se ogsaa Side 131, Fodnote 2.

i Fig. 510 og dels lodrette τ' , men deraf følger $\tau' = \tau$, thi ellers vilde Prismet rotere. Der virker ganske vist nogle smaa Normalspændinger i de vandrette Flader, men det drejende Moment, de giver, er uendelig lille i Forhold til Forskydningsspændingernes. Udkæres Prismet over Nullinien, vil der desuden findes Normalspændinger i de lodrette Flader, men ogsaa disse Spændingers Moment er forsvindende lille, saaledes, at man i alle Tilfælde faar $\tau' = \tau$. De lodrette Forskydningsspændinger fordeler sig altsaa ogsaa som Fig. 510 viser.

489. Variabel Tværkraft. I en Bjælke med vilkaarlig Last vil Tværkraften variere fra Snit til Snit og dermed τ_b . Er Trykkræfterne i to konsekutive Snit C_1 og C_2 (Fig. 512), og er dH den forskydende Kraft i den mellemliggende Del af Nullfladen, kræver Ligevægten:



$$dH = C_2 - C_1 = \frac{M_2}{m} - \frac{M_1}{m} = \frac{dM}{m}$$

Indføres: $dH = \tau_b \cdot b \cdot dx$, faas:

$$\tau_b = \frac{dM}{b \cdot m \cdot dx} = \frac{Q}{b \cdot m} \tag{257}$$

Fig. 512.

hvor Q er Tværkraften i Snittet σ : Summen af alle de ydre Kræfter, der paa virker Bjælken tilvenstre for Snittet, Lejereaktioner indbefattet. Som bekendt fra den tekniske Elasticitetslære er Momentforøgelsen paa en given Strækning dx lig Arealet af Tværkraftfladen over denne Strækning, altsaa $dM = Q \cdot dx$.

Udtrykket (257) for Forskydningsspændingen i Nullfladen σ : den største Forskydningsspænding i Tværnittet gælder for en vilkaarlig Momentflade, og det samme er Tilfældet med Spændingsfordelingen i Fig. 510. Men Gyldigheden er betinget af, at Bjælkens Over- og Underside er parallelle eller rettere, at m er ens i alle Snit, thi dette blev forudsat ved Udlæelsen. Bjælker med variabel Højde omtales i § 506.

I en simpelt understøttet Bjælke med jævnt fordelt Last, vil Tværkraften være Nul i Midten og vokse jævnt henimod Lejerne, og τ_b varierer altsaa paa samme Maade. Største τ_b forekommer derfor ved Lejerne og findes ved at dividere Lejetrykket med $b \cdot m$.

For en krydsarmeret Plade er Lejetrykket ikke jævnt fordelt, og man regner da med Middelværdien langs en Side. Regner man Momentet ud efter § 399, bliver Middeltrykket ens langs de korte og lange Sider (Fig. 394); regnes efter § 398, bliver der Forskel (Fig. 393).

For Plader og rektangulære Bjælker er $m = h - \frac{1}{3}x$, men det er nøjagtigt nok at regne:

$$m = 0,9 h \tag{258}$$

for de Jærnprocenter, der bruges i Praxis.

Eksempel. En simpelt understøttet Plade med $h = 8,7$ cm har $L = 2$ m og $q = 1000$ kg/m². Lejetrykket er da 1000 kg pr. lb. m af Pladens Bredde, saa at Forskydningsspændingen ved Lejet faar Maksimalværdien $\tau_b = 1000 : (100 \cdot 0,9 \cdot 8,7) = 1,28$ at σ : ufarlig, og saaledes vil det i Reglen være for Pladers Vedkommende, med mindre Pladen har en lille Spændvidde og bærer en stor Last, og særlig naar denne befinder sig nær ved det ene Leje. En saadan Last vil kun frembringe et ringe bøjende Moment, medens Forskydningen er stor.

490. Trykarmring i Tværnittet ændrer Spændingsfordelingen som Fig. 513 viser. Da Trykkræften i Jærnet regnes virkende i dets Akse, vil der i denne ske en pludselig Ændring af τ_b svarende til Jærnkraftens Størrelse. Da et givet Tværsnits m

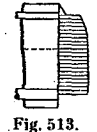


Fig. 513.

forøges ved en Trykarmring, kan man ogsaa i dette Tilfælde regne $m = 0,9 h$. Se iøvrigt § 503.

β. Forskydningsspændingernes sande Værdi.

491. Spændingsfordelingen i Fig. 510 svarer ikke til Virkeligheden, hverken før eller efter Revnedannelsen. Før denne er Spændingsfordelingen tilnærmelsesvis som i et homogent Tværnsnit. Er dets Højde a , bliver $m = \frac{2}{3} a$, altsaa Maksimalspændingen:

$$\tau_b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{a \cdot b} \tag{259}$$

og efter Revnedannelsen kan der overhovedet ikke være Forskydningsspændinger i Tværnittet, i alt Fald ikke i selve Revnen. Naar man ikke desto mindre regner som angivet, er det for at være i Overensstemmelse med de Forudsætninger, under hvilke Tværnittets Normalspændinger blev udledt.

Heller ikke Formel (259) er korrekt, thi det sande τ_b er ikke blot afhængig af Q , men ogsaa af det bøjende Moment i Tværnittet. I Fig. 514 viser a Kurven for τ i et rektangulært Tværnsnit i Stadium I (Fig. 249). Naar Momentet forøges, vil Trækzonen voksende Eftérglydenhed have Nullinien og Trækcentret, hvorved m formindskes, og i Nærheden af Stadium IIa kan τ -Kurvens Form være som b viser. Endelig angiver c Kurven for Stadium IIb.

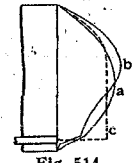


Fig. 514.

I en Bjælke som Fig. 509 vil man have τ -Kurven a ved Bjælkens Ende, og umiddelbart før Revnemomentet optræder, vil man under Kraften Q have τ -Kurven b . Derefter begynder den første skraa Revne under Q , og først efterhaanden som Q forøges og Revnemomentet nærmer sig Bjælkens Ende, optræder de skraa Revner der.

γ. Skraa Trækspændinger.

492. Lægges det i Fig. 515 angivne Snit i Bjælken, vil højre Bjælkedel paa virke det med dels normale, dels forskydende Spændinger, af hvilke kun

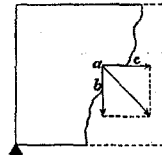


Fig. 515.

de sidste interesserer os i Øjeblikket. I Fladen ab , der ligger under Nullfladen, virker der en Forskydningsspænding, der er konstant lig τ_b , i Fladen ac virker der ligeledes en Forskydningsspænding, der umiddelbart ved a er lig τ_b , men aftager jo nærmere man kommer c , forudsat at Lasten er kontinuerlig; bestaar Lasten af Enkeltkræfter, og ligger ac mellem to saadanne, vil Forskydningsspændingen ogsaa være konstant der. Vi forudsætter nu $ab = ac = 1$ cm σ : saa lille, at man med tilstrækkelig Nøjagtighed kan regne Forskydningsspændingen i ac konstant, lig τ_b . Gaar vi endvidere ud fra, at Bjælken kun er 1 cm bred, vil de forskydende Kræfter i Fladerne ab og ac bægge være lig τ_b og kunne sammensættes til en Resultant $\tau_b \sqrt{2}$, et Træk, der virker nedad under 45° . Bjælken er derfor udsat for at blive revet over langs et Plan, der staar vinkelret paa denne Kraft.

Da Trækket $\tau_b \sqrt{2}$ virker paa et Areal, der er $\sqrt{2}$ Gange større end det, Forskydningen virker paa, bliver Trækspændingen kun τ_b , altsaa lig Forskydningsspændingen. Men Betonens Trækstyrke er kun ca. $\frac{1}{3}$ af Forskydningsstyrken (§ 486), saa denne Trækspænding bliver farligere end Forskydningsspændingen.

Hertil kommer yderligere, at der vinkelret paa Trækspændingen virker en lige saa stor Trykspænding, og Betonens Forlængelse ϵ bliver derfor ikke $\sigma : E$, men $(m + 1) : m$ Gangé saa stor, altsaa svarende til Trækspændingen $\tau \cdot (m + 1) : m$, hvor m er Poissons Tal (§ 152). Forsøg synes dog at vise, at ikke denne Spænding, men selve Hovedtrækspændingen τ er bestemmende for Trækbrud (B. u. E. 1930, S. 157).

I Overensstemmelse med ovenstaaende viser det sig, at Forskydningsbrud som Regel foregaar efter Planer, der fra Bjælkens Underside henne ved Lejerne stiger skraat opad henimod Midten under 45° med Bjælkeaksen, som det ses paa Fig. 516 og højre Side af Fig. 517.

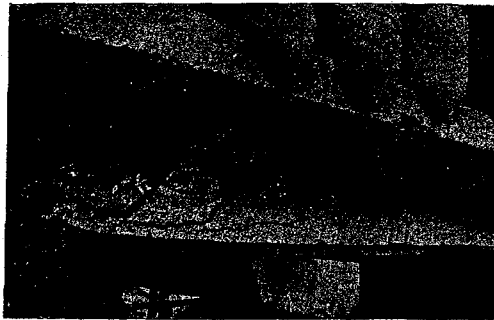


Fig. 516. Forskydningsbrud¹⁾.

I Bjælker uden Forskydningsarmering optræder disse Revner ofte pludseligt med umiddelbart paafølgende Nedstyrtning af Bjælken, i Modsætning til de Brud, der skyldes en Overskridelse af Trækjærnets Flydegrænse. Det kan dog ogsaa hænde, at der efter Revnedannelsen indstiller sig en ny Ligevægtstilstand, idet Bjælken virker som en Bue med Trækbaand (§ 530), og Brudlasten kan da undertiden stige til op imod det dobbelte af Revnelasten.

Dannelsen af de skraa Revner kan modvirkes ved en Armering med lodrette Bøjler, eller bedre ved at bøje nogle af Bjælkens Jærn skraat op, saa de skærer Revnerne under en ret Vinkel (Fig. 1).

I de Tværsnit, hvor de skraa Revner optræder, er det bøjende Moment som Regel saa lille, at der ikke forud er Revner i Betonen. Det τ_b , der er bestemmende for Bruddet, er derfor ikke det, der er udledet for revnet Beton, men det sande τ_b , hvis Størrelse er omtalt i § 491.

8. Hovedspændingernes Størrelse og Retning.

493. Lad a (Fig. 518) være et Punkt i en Bjælke af homogent Materiale, og lad Spændingerne i to paa hinanden vinkelrette Fladeelementer, f. Eks. et lodret og et vandret, der skærer hinanden i Punktet, være kendte og have Værdierne τ , σ_x og σ_y , af hvilke de to sidste regnes positive, hvis de er Trykspændinger, som forudsat i Figuren; er de Trækspændinger, regnes de negative. Spændingerne i

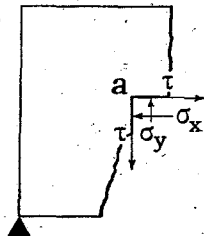
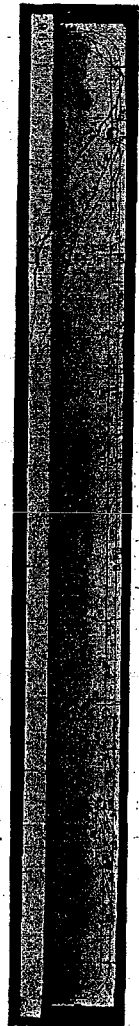


Fig. 518.

¹⁾ Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 256.
²⁾ D. A. f. E., Heft 20, S. 26.

Fig. 517. Forskydningsbrud. Armeringsjærnet er tegnet paa Bjælkens Side²⁾.



et vilkaarligt tredie Fladeelement gennem a kan da beregnes ved Hjælp af Formler, der udledes i den tekniske Elasticitetslære, og som gengives nedenfor. Disse Formler viser, at Summen af Normalspændingerne i to paa hinanden vinkelrette Snit er konstant, altsaa lig $\sigma_x + \sigma_y$, samt at der kan lægges to paa hinanden vinkelrette Snit — se Fig. 519, der gælder for et Punkt i Bjælkens Trykzone — af hvilke et er paavirket til rent Træk uden Forskydning, et til rent Tryk uden Forskydning. Normalspændingerne i disse Snit er de største Træk- og Trykspændinger, der optræder i Punktet under de givne Belastningsforhold, og kaldes Hovedspændingerne, ligesom Snittene kaldes Hovedsnittene. I alle andre Snit vil der som Regel optræde baade Normal- og Forskydningsspændinger, og disse sidste har deres Maksimalværdi i de to Snit, der halverer Vinklen mellem Hovedsnittene. I de to Snit, hvor maks τ optræder, er Normalspændingen $\frac{1}{2} \cdot (\sigma_x + \sigma_y)$.

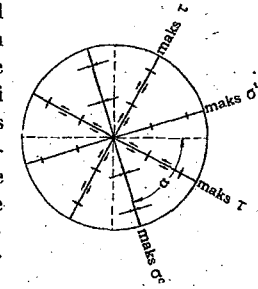


Fig. 519.

Til Bestemmelse af Hovedspændingerne og deres Retning Hayes følgende Formler, i hvilke σ_x og σ_y (Fig. 518) er forudsat at være Trykspændinger, i modsat Fald skal de indføres med negativt Fortegn. Hovedspændingerne er betegne σ_1 og σ_2 ; først efter Udregningen afgøres hvilken af dem, der er maks σ^c .

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad \text{maks } \tau = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (260)$$

Vinklen α (Fig. 519) mellem det trykkede Hovedsnit og Retningen af σ_x bestemmes af:

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (262)$$

494. Formler for $\sigma_y = 0$. Naar σ_x , som forudsat i Fig. 518, er en Bjælkes Bøjningsspænding, skyldes σ_y det direkte Tryk fra Bjælkens Last og er, hvor der ikke virker koncentrerede Enkeltkræfter, som Regel saa lille, at der kan ses bort fra den, hvorved Formlerne forenkles til:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad \text{maks } \tau = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad \text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{-\sigma_x} \quad (260a)$$

I en homogen Bjælkes Overside og Underside er der ingen lodret og vandret Forskydningspænding, altsaa er $\tau = 0$, og (262a) giver da $\alpha = 0$ eller $\alpha = \frac{1}{2} \cdot \pi$, af hvilke Værdier den 1' viser sig at stemme med Forholdene i Træksiden, den 2' med Forholdene i Tryksiden. Af (260a-261a) findes:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{\sigma_x}{2} = \begin{cases} \sigma_x \\ 0 \end{cases} \quad \text{maks } \tau = \frac{1}{2} \cdot \sigma_x$$

I Tryksiden, hvor σ_x er positiv, Hayes altsaa:

$$\text{maks } \sigma^c = \sigma_x \quad \text{maks } \sigma^t = 0.$$

I Træksiden, hvor σ_x er negativ, Hayes:

$$\text{maks } \sigma^c = 0 \quad \text{maks } \sigma^t = -\sigma_x$$

I Nullinien er $\sigma_x = 0$, altsaa $\alpha = \frac{1}{4} \cdot \pi$ og:

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} +\tau (= \text{maks } \sigma^c) \\ -\tau (= \text{maks } \sigma^t) \end{cases} \quad \text{maks } \tau = \tau.$$

Spændingstilstanden i Nullinien ses paa Fig. 520, der altsaa gælder for $\sigma_y = 0$. Er σ_y ikke Nul, men

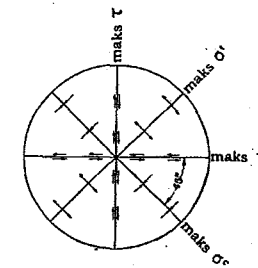


Fig. 520.

positiv, giver (262) $\alpha < \frac{1}{4}\pi$; Hovedsnittene drejer sig da modsat Urviseren, og der kommer Normalspændinger i Snittene med maks τ .

e. Spændingstrajektorier.

495. Hvis der opstaar en kort Revne i Punktet Fig. 519 som Følge af de skraa Trækspændinger, vil den følge Hovedsnittet, i hvilket disse Spændinger har deres Maksimalværdi; i Revnens Endepunkter har Hovedsnittet muligvis en ny Retning, og Revnen vil da følge denne og saa fremdeles. Revnen vil følge en Kurve med Hovedsnittene til Tangenter. Kurver af denne Art benævnes Trajektorier. Fig. 521 viser Normalspændingstrajektorierne for den ene Halvdelen af en simpelt understøttet, homogen Bjælke, belastet med en Enkelkraft i Midten. Normalt paa

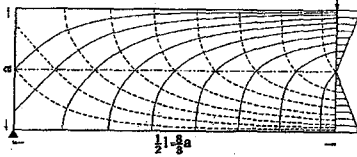


Fig. 521.

de fuldt optrukne Kurver virker der Trækspændinger, normalt paa de punkterede virker der Trykspændinger. Alle Kurverne skærer Nulllinien under 45° og de tværgaaende Kurver under 90° . Kurverne er tegnede paa Grundlag af (262a), altsaa uden Hensyntagen til σ_y , der har en ikke ubetydelig Størrelse umiddelbart ved Lejet og ved Midterkraften; paa disse to Steder svarer de tegnede Kurver derfor ikke til Virkeligheden. σ_y vil ikke blot formindske Hovedtrækspændingerne, men ogsaa dreje de Planer, i hvilke de optræder, mere lodret. I en Jærnbetonbjælke uden Betontrækspændinger ændrer Kurverne

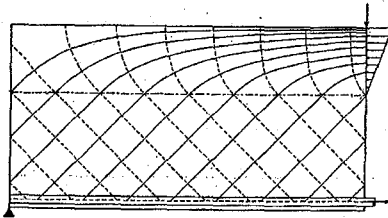


Fig. 522. Normalspændinger.

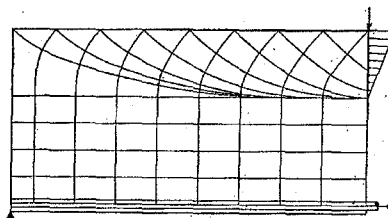


Fig. 523. Forskydningsspændinger.

Karakter under Nulllinien. Forudsættes hele Trækraften koncentreret i Jærnet, vil Hovedspændingerne bevare den Retning, de har i Nulllinien, saaledes at Kurverne bliver rette Linier (Fig. 522). Langs disse Linier er det, at Bruddet sker (Fig. 516).

De pludselige Forskydningsbrud sker ved Bjælkeenden paa et Tidspunkt, hvor dennes Trækside endnu ikke er revnet, og den skraa Revne udgaar fra Nulllinien, idet den største Trækspænding findes her, men Forskydningsspændingerne paavirker ogsaa de almindelige Trækrevners Forløb i Bjælkens midterste Del. Disse Revner begynder i Bjælkens Underside vinkelret paa denne, men efterhaanden som de vandrer opad, bøjer de af, følgende Spændingstrajektorierne (Fig. 521), som det ses paa Fig. 517.

Forskydningsspændingstrajektorierne faar under samme Forudsætninger, som gælder for Fig. 522, det i Fig. 523 viste Forløb.

496. Kurver for konstant Spænding. Spændingstrajektorierne angiver Retningen af Hovedspændingerne, medens Størrelsen af disse ændrer sig langs Trajektorien. Størrelsens Variation

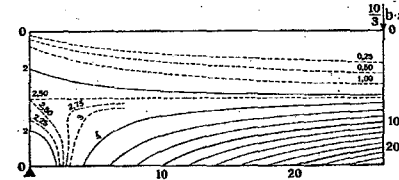


Fig. 524. Kurver for maks σ .

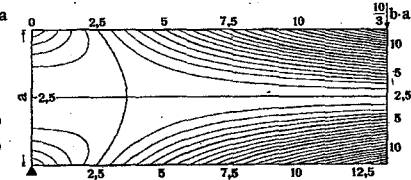


Fig. 525. Kurver for maks τ .

er vist paa Fig. 524 og 525 for en Bjælke Mage til Fig. 521, under Forudsætning af, at Midterkraftens Størrelse er $\frac{10}{3} \cdot b \cdot a$.

I Fig. 524 er indlagt Kurver gennem Punkter med samme Værdi af maks σ . Man vil se, at der et Stykke fra Lejet findes Kurver (3 og 4), i hvilke Spændingen er større end i Nulllinien, og hvis Form nærmer sig til Trajektorierne. Langs disse Kurver maatte man da vente, at et Forskydningsbrud vilde ske, og det viser sig ogsaa ved Brudforsøg, at de skraa Revner først optræder et Stykke fra Lejet.

I Fig. 525 er indlagt Kurver gennem Punkter med samme Værdi af maks τ . Man vil se, at den eneste Spændingstrajektorie, langs hvilken τ er konstant, er Nulllinien.

b. Forskydningsspændinger i T-Bjælker.

a. Forskydning i Bjælkekroppen.

497. Medens Forskydningen kun spiller en ringe Rolle ved Plader, er det anderledes ved T-Bjælker; til dem overføres en bred Plades Last, og der er kun den smalle Bjælkekrop til at optage den vandrette Forskydning. Formlen (257) ændres derfor til:

$$\tau_b = \frac{Q}{b_0 \cdot m}, \quad (263)$$

hvor b_0 er Bjælkens Bredde, medens Q er Tværkraften fra hele den Last, der findes paa Bjælken fra Plademidte til Plademidte. For Bjælker med tynd Plade ($c < x$) regnes gerne:

$$m = h - \frac{1}{2} \cdot c. \quad (264)$$

For Bjælker med tyk Plade bruges enten denne Værdi eller bedre $m = 0,9 h$.

Er m ens i alle Snit, bliver τ_b størst, hvor Q er størst; er m variabel, bliver τ_b størst i det Snit, hvor $Q:m$ er størst (se dog § 506).

For Bjælker paavirket af baade positive og negative Momenter, vil den korrekte Værdi af m som Regel være forskellig, eftersom Trykcentret ligger foroven eller forneden, men har Bjælken konstant Højde (ingen Skraaninger), kan man nøjagtigt nok regne h konstant og $m = 0,9 h$ uden Hensyn til Momentets Fortegn. Har Bjælken Skraaninger (Fig. 526), skal m bestemmes af h eller h' , eftersom Momentet er positivt eller negativt, og for at finde de korrekte Værdier af τ maa man følgelig holde Q -Kurven for positive Momenter ude fra Q -Kurven for negative Momenter. Vil man spare dette Arbejde, er man paa den sikre Side ved at regne med h saa langt ind i Skraaningen, som der kan optræde positive Momenter og kun regne med h' paa den resterende Del, hvor der kun optræder negative Momenter.

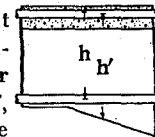


Fig. 526.

I Fig. 527 er for en kontinuerlig Bjælke over 2 Fag vist Maksimalmomentkurverne for de positive og negative Momenter og Maksimaltværkraftkurven,

alt under Forudsætning af, at Lasten er jævnt fordelt indenfor hvert enkelt Fag. For en simpelt understøttet Bjælke med Totallast er Q -Kurven $0-0$; for den kontinuerlige Bjælke er den med Last i venstre Fag $1-1$, med Last i bægge Fag $2-2$; Kurven for Last i højre Fag er ikke tegnet, da den, som Forholdene er valgt, viser sig ikke i noget Punkt at give større Q end de tegnede. Q_{maks} -Kurven bliver da $1-3-4-2$. Hvis der ingen Skraaning fandtes, vilde m have samme Værdi i alle Bjælkens Snit, og τ_b vilde da variere ganske som Q . Der findes imidlertid en Skraaning, og denne vil formindske de Værdier af τ_b , der optræder sammen med negative Momenter. Hvis man vidste, at Q_{maks} -Kurvens Værdier paa den skraa Strækning optraadte sammen med negative Momenter, skulde man paa denne Strækning reducere Kurvens Ord-

nater ved Multiplikation med $\frac{m}{m'}$, hvor m' er den jævnt voksende Værdi af Momentarmen indenfor Skraaningen, hvorved vi vilde komme til en Kurve som acd . Men da der kan optræde positive Momenter helt ind til Punktet c , er det tænkeligt, at det er i Forbindelse med disse Momenter, at Q_{maks} optræder, og man tør derfor ikke reducere paa Strækningen ac , men skal bruge Kurven $abcd$, af hvilken τ_b bestemmes ved Division med $b_0 \cdot m$. Armeringen omtales i § 559-66.

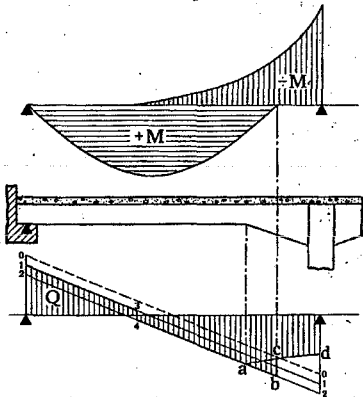


Fig. 527.

β. Forskydning i Bjælkehovedet.

498. Foruden de nys omtalte Forskydningspændinger i Kroppen vil der ogsaa i Bjælkens Hoved virke vandrette Forskydningsspændinger, der søger at skille Fligene fra Kroppen i Snittene $a-a$ (Fig. 528). Ved Beregningen af disse Spændinger vil vi for at faa almengyldige Formler forudsætte en skæv Beliggenhed af Hovedet i Forhold til Kroppen (Fig. 529).

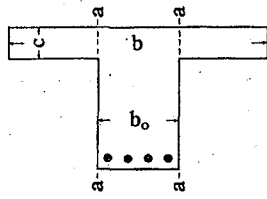
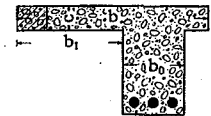


Fig. 528.

Mellem to lodrette Snit med Afstand dx vil Trykkraften i Pladen vokse fra C til $C + dC$, hvor:

$$dC = \frac{dM}{m} = \frac{Q \cdot dx}{m}$$



Hvis man med et lodret Længdesnit i Afstanden y fra Pladeranden afskærer Pladens yderste Del, vil denne være paavirket af en vandret Kraft $dC \cdot y : b$, og Ligevægten fordrer da, at der i Snitfladen virker en lige saa stor forskydende Kraft, hvis Værdi pr. lb. cm Bjælke ogsaa bliver:

$$H = \frac{dC}{dx} \cdot \frac{y}{b} = \frac{Q}{m} \cdot \frac{y}{b} \quad (265)$$

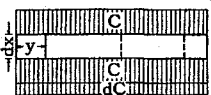


Fig. 529.

Regnes H jævnt fordelt over Pladetykkelsen c , og ses der bort fra Pladens Jærn, bliver Spændingen:

$$\tau' = \frac{1}{c} \cdot \frac{Q}{m} \cdot \frac{y}{b} \quad (266)$$

τ' vokser altsaa retliniet med y og er størst langs Bjælkekroppen. Her er:

$$y = b_1 \quad \tau'_{\text{maks}} = \frac{1}{c} \cdot \frac{Q}{m} \cdot \frac{b_1}{b} \quad (267)$$

τ' er naturligvis ligesom andre Forskydningsspændinger ledsaget af skraa Trækspændinger, der medfører Revner (Fig. 530), men disse Revner vil kun ved Bjælkeenden danne 45° med Bjælkeaksen. Baade Beregning (se neden-

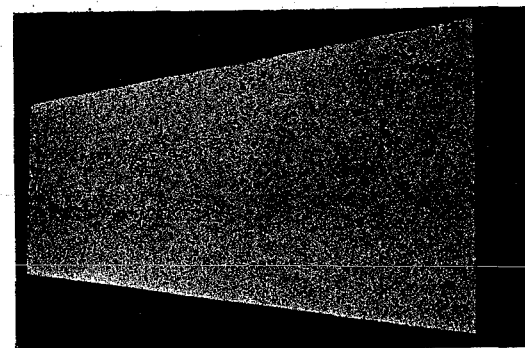


Fig. 530. Forskydningsbrud i T-Bjælke (Mitt. d. F., H. 90-1).

for) og Forsøg viser, at Vinklen aftager, naar man nærmer sig Maksimalmomentpunktet, som Følge af Pladens Trykspændinger, og da desuden Maksimalværdierne af τ' og σ' kun optræder langs Bjælkekroppen, faar Bruddet i højere Grad end ellers Karakter af et egentlig Forskydningsbrud, som det ses paa Bagenden af Bjælken i Fig. 530, der har været belastet med 2 Enkeltkræfter i Trediedelspunkterne.

De skraa Hovedtrækspændinger i Pladen kan, saafremt der ingen Normalspændinger virker vinkelret paa Bjælkesiden ($\sigma_y = 0$), beregnes af (260a):

$$\sigma'_b = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b - \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \sigma_b^2 + (\tau')^2}$$

De virker paa Fladeelementer, hvis Vinkel med Bjælkeaksen er $90 - \alpha$, hvor α bestemmes af $\tan 2\alpha = \frac{2 \cdot \tau'}{\sigma_b}$. For σ_b bør indføres Middelværdien af Spændingerne ved Pladens Over- og Underside. I et Momentnulpunkt (Bjælkeenden) er $\sigma_b = 0$, altsaa $\sigma'_b = \tau'$ og $90 - \alpha = 45^\circ$, og her vil Revnerne derfor danne denne Vinkel med Bjælkeaksen; nærmere Maksimalmomentpunktet er baade σ'_b og Vinklen mindre.

At σ_y i Virkeligheden ikke er Nul omtales i § 500.

499. Dimensionering. τ' skal naturligvis kun beregnes, naar Pladen er trykket, altsaa paa de Bjælkestrækninger, hvor der optræder positive Momenter, og af den til disse svarende Q -Kurve. Findes denne ikke optegnet, men kun Q_{maks} -Kurven for positive og negative Momenter under eet, er man paa den sikre Side ved at bruge denne.

For b bør indføres den Værdi, man har regnet med i Maksimalmomentpunktet. Selv om man i Momentnulpunkterne, hvor maks τ' sædvanligvis optræder, kan formindske τ' ved at regne med en mindre Værdi af b , uden at σ_b bliver for stor, har man ingen Sikkerhed for, at denne antagne Spændingsfordeling svarer til den virkelige, med mindre man faktisk lader Bjælkehovedets Bredde variere i Overensstemmelse med de gjorte Forudsætninger.

τ' maa ikke overstige den tilladelige Værdi $t_b = \frac{1}{10} s_b^{bc}$. Bliver τ' større, maa

man enten forøge f paa de farlige Steder eller gøre Pladen tykkere langs Bjælken (§ 367), hvilket navnlig bruges, naar Pladen er tynd³⁾.

Hvis Pladens Jærn løber vinkelret paa Bjælken og har Tværnittet f pr. lb. cm Bjælke, vil de virke som et Betonareal $n \cdot f$, saaledes at man i Formlerne kan erstatte c med $c + n \cdot f$, hvor n kan sættes lig 15, saalænge Betonen ikke er revnet, mens man efter Revnedannelsen kan regne med en meget større Værdi. Forsøg og Erfaring viser, at man faar fornøden Brudsikkerhed ved at regne Beton og Jærn samvirkende i Brudøjeblikket paa en saadan Maade, at man samtidig regner med Jærnspændingen $t_j = 0,8 s_j$ og Betonspændingen $t_b = \frac{1}{10} s_b^{bc}$, altsaa $n = t_j : t_b = 8 \cdot s_j : s_b^{bc}$. Tværnittet kan da pr. lb. cm Bjælke optage Kraften $H = c \cdot t_b + f \cdot t_j$, der indsat i (265) giver:

$$c \cdot t_b + f \cdot t_j = \frac{Q}{m} \cdot \frac{y}{b} \quad (268)$$

Hvis man af denne Ligning finder $y \geq b_1$, er Pladen stærk nok. Er $y < b_1$, skal Betonskraaning eller det ekstra Jærn begynde i Afstanden y fra Pladeranden. Ved at løse Ligningen m. H. t. c eller f og sætte $y = b_1$ finder man Skraaningens Højde langs Bjælkesiden eller det nødvendige Jærnareal her. Saafremt Skraaningerne ikke udnyttes ved Pladens Dimensionering for det negative Moment over Bjælken, maa de gerne være stejlere end 1:3, men af æstetiske Grunde maa man helst give dem samme Hældning som de eventuelle Bjælkeskraaninger.

Jærnet maa helst fordeles ligeligt over Pladens Over- og Underside, men kan ogsaa lægges udelukkende i Oversiden, derimod ikke udelukkende i Undersiden, da Pladens Nedbøjning (§ 417) i saa Fald vil medføre Revner i Oversiden.

Er Pladen Hoved i en Drager, paa hvilken der løber Tværbjælker ind, kan disse opbøjede Jærn medregnes til Optagelse af Forskydningen.

Af forskellige Grunde, som omtales i § 532, maa Betonarealet ikke være for lille i Forhold til Jærnarealet. Dette sikrer man sig imod ved ogsaa at beregne τ' under Forudsætningen $f = 0$, hvorved τ' ikke maa overstige $3 t_b$.

Eksempler findes i § 569-70.

De tyske Bestemmelser (1925) forlanger ikke τ' beregnet, men foreskriver, at naar Pladens Bærejærn ligger parallelt med Bjælken, skal der tværs paa denne indlægges mindst 8 Rj. 7mm pr. m (Incl. Fordelingsjærnene) uden Hensyn til Størrelsen af τ' , og deres Længde skal være lig den nyttige Pladebredde. *Bach & Grafts Forsøg (Mitt. n. F., Heft 122-23, S. 48)* har vist, at Pladen forstærkes bedst ved tynde Jærn, indlagt midt i Pladen.

γ. Tværkræfter i Bjælkehovedet²⁾.

500. Ved Forsøg med T-Bjælker, belastede som Fig. 531 viser og uden Armering i Pladen, skilte den ene Flig sig pludseligt fra Kroppen langs Linien $a-a$; var Pladen armeret vinkelret paa Bjælkekroppen, dannede Revnen sig ikke pludseligt; den begyndte i Punkterne b og bredte sig derfra til begge Sider, og disse Bjælkers Brudlast forholdt sig til de førstes som 100:62, og Bruddet skete først, efter at der havde dannet sig skraa Forskydningsrevner i Pladen paa Strækningerne $a-b$.

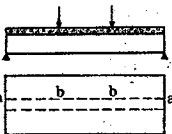


Fig. 531.

¹⁾ *Bach & Grafts Forsøg (Mitt. n. F., Heft 122-23, S. 48)* har vist, at en saadan Skraaning kan forøge Bjælakens Bæreevne med 20%.

²⁾ Se E. Suenson: *Tværkræfter i T-Bjælkers Hoved (Ing. 1925, S. 611)*.

Aarsagen til Længderevnerne er, at Forskydningsspændingerne τ' fremkalder Tværkræfter i Hovedet. Disse Kræfter, der virker vinkelret paa Kroppen, er som Regel ufarlige, naar man ved Dimensioneringen har sørget for at holde τ' under den tilladelige Værdi, og man behøver kun at beskæftige sig med dem i et enkelt, meget sjældent forekommende Tilfælde, nemlig naar Bjælakens Hoved til een eller begge Sider er udformet som Konsolplader med frie Rande samtidig med at Bjælken bærer Søjler, Hjultryk, eensidige Tværbjælker eller andre Enkeltkræfter.

Bjælken forudsættes at have vandret Over- og Underside og at være belastet med lodrette Kræfter. Disse kan være jævnt fordelte eller koncentrerede, Bjælken kan være simpelt understøttet, kontinuerlig eller indspændt.

Af Bjælken afskæres et Længdeelement dx (Fig. 532), og af dette afskæres den ene Flig $efgh$.

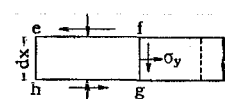
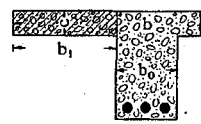


Fig. 532.

Fladen fg vil da i Punktet f være paavirket af en vandret forskydende Spænding, hvis Størrelse er bestemt ved (267). Tilsvarende Spændinger findes i alle med fg parallelle Snit, og de kan bestemmes af (266). I Fladen fe maa der i Henhold til Loven om Forskydningsspændingernes Ligestørhed i to paa hinanden vinkelrette Snit være vandrette Forskydningsspændinger af samme Art og Størrelse, altsaa aftagende retlinlet fra τ' i f til Nul i e .

Naar Spændingen er τ' i f vil den være $\tau' + d\tau'$ i g , løvrigt er Forholdene i Fladerne ef og gh analoge.

Ligevægten fordrer, at Normalkraften i Fladen fg er lig Forskellen mellem de forskydende Kræfter i fe og gh , altsaa:

$$\sigma_y \cdot c \cdot dx = \frac{\tau' + 0}{2} \cdot c \cdot b_1 - \frac{\tau' + d\tau' + 0}{2} \cdot c \cdot b_1$$

hvoraf:
$$\sigma_y = -\frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot \frac{d\tau'}{dx} \quad (269)$$

Dermed er Opgaven løst, idet $d\tau' : dx$ kan beregnes, naar de ydre Kræfter, der paavirker Bjælken, er kendt.

501. Særligt Tilfælde. For en jævnt belastet og simpelt understøttet Bjælke (Fig. 533) varierer τ' som vist foroven, og i Punktet x haves:

$$\tau'_x = \tau'_0 \cdot \frac{\frac{1}{2}l - x}{\frac{1}{2}l}$$

hvoraf:
$$\frac{d\tau'_x}{dx} = -2 \cdot \frac{\tau'_0}{l}$$

der indsat i (269) giver:

$$\sigma_y = b_1 \cdot \frac{\tau'_0}{l} \quad (269a)$$

σ_y er altsaa en Trækkspænding og konstant i hele Bjælakens Længde fra Leje til Leje. Da Fligen som Helhed skal være i Ligevægt, maa der ved Bjælakens Ender virke Trykkkræfter, der tilsammen er lig den samlede Trækkraft, og som teoretisk skulde være Enkeltkræfter (Fig. 533), men som i Virkeligheden fordeler sig mer eller mindre.

Er Bjælken indspændt eller kontinuerlig, gælder (269a) uforandret. I sidste Tilfælde betyder l Afstanden mellem to paa hinanden følgende Momentnulpunkter, og τ'_0 Spændingen i disse.

σ_y er kun en lille Spænding, og der vil saa godt som altid være Jærn nok i Pladen til at hindre Brud, saaledes at dette ikke behøver at paavises ved en Styrkeberegning.

Ovenstaaende Udvikling forudsætter frie Pladekanter. Hvis Pladen fortsætter sig over til en Nabobjælke eller en solid Mur, vil Trækkraften i Fladen fg forsvinde og blive erstattet af en Trykkraft i Fladen eh , og denne Trykkraft behøver man ikke at bekymre sig om.

Ved jævnt fordelt Last kan man altsaa i alle Tilfælde se bort fra σ_y .

Er Bjælken belastet med Enkeltkræfter, vil Tværkraften holde sig konstant mellem disse, og dermed ogsaa τ' , og (269) giver da $\sigma = 0$. I selve Belastningspunkterne, hvor τ' pludseligt skifter Værdi, giver Formelen $\sigma_y = \infty$ svarende til, at der her optræder koncentrerede Trækkkræfter. Er f i Fig. 532 et saadant Punkt, i hvilket τ' skifter fra τ'_1 til τ'_2 , vil Størrelsen af de forskydende Kræfter umiddelbart før og efter Fladen fe være henholdsvis $\frac{1}{2} \cdot \tau'_1 \cdot c \cdot b_1$ og $\frac{1}{2} \cdot \tau'_2 \cdot c \cdot b_1$, og Forskellen mellem disse to Kræfter maa være lig den horizontale Trækkraft T i Punktet f , altsaa:

$$T = \frac{1}{2} \cdot c \cdot b_1 \cdot (\tau'_1 - \tau'_2) \quad (270)$$

Ogsaa dette Udtryk er fælles for simpelt understøttede, indspændte og kontinuerlige Bjælker.

Indføres (267) i (270), og sættes $Q_1 - Q_2 = P$, hvor P er den lodrette Enkeltkraft i Punktet, faas:

$$T = \frac{1}{2} \cdot \frac{b_1}{m} \cdot \frac{b_1}{b} \cdot P \quad (270a)$$

Af (269) findes paa tilsvarende Maade ved jævnt fordelt Last Trækraften pr. lb. cm Plade at være:

$$c \cdot \sigma = \frac{1}{2} \cdot \frac{b_1}{m} \cdot \frac{b_1}{b} \cdot q,$$

naar q er Bjælkens lodrette Last pr. lb. cm.

Hvad enten Bjælkelasten er jævnt fordelt eller koncentreret, vil Pladens Trækkrefter altsaa fordele sig ganske som Bjælkelasten og være proportionale med denne.

De koncentrerede Trækkrefter T er, som de i Indledningen omtalte Forsøg viser, ikke ufarlige, og det kan blive nødvendigt at indlægge en særlig Armering for dem.

Er Pladekanterne ikke fri, vil T , ligesom σ_y ved jævnt fordelt Last, blive et Tryk, som man ikke behøver at beskæftige sig med. Derved begrænses de Tilfælde, i hvilke en Armering for T er paakrævet, sædvanligvis til eet: Bjælker med een eller bægge Pladekanter fri og belastede med Enkeltkrefter.

c. Kasseformede Bjælker.

502. En Bjælke med det i Fig. 534 viste Tværsnit kan dimensioneres som to T-Bjælker med eensidigt Hoved, og dersom Trækarmeringen lægges i de to Kroppe, faar den nedre Plade ingen Indflydelse paa Brudmomentets Størrelse og derfor heller ikke paa Dimensioneringen. Hvis man derimod fordele Trækarmeringen jævnt over Pladen, opstaar der i dennes lodrette Længdesnit vandrette Forskydningsspændinger, der, ligesom de tilsvarende i Trykpladen, er bestemt ved Formel (266):

$$\tau' = \frac{1}{c} \cdot \frac{Q}{m} \cdot \frac{y}{b}$$

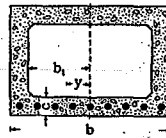


Fig. 534.

og altsaa er Nul i Pladens Midte og derfra vokser retliniet til bægge Sider. Disse Spændinger er af samme Art som Kroppens Forskydningsspændinger, og Pladetykkelsen maa derfor gøres saa stor, at $\tau' \leq 3t_b$. Desuden bør samtlige Spændinger optages af enten Skraajærn eller Tværjærn, ikke blot naar $\tau' > t_b$, men ogsaa naar $\tau' < t_b$, saaledes at de forskydende Kræfter kan overføres, selv om der opstaar lodrette Svindrevner i Pladen.

Da Jærnet ikke er jævnt fordelt, vil τ' holde sig konstant mellem to Trækjærn og skifte Størrelse ved disse. Er det samlede Jærnareal f og det i Pladen liggende f_1 , faas:

$$\tau'_{maks} = \frac{1}{c} \cdot \frac{Q}{m} \cdot \frac{f_1}{f}$$

og denne Spænding optræder paa Strækningen fra Bjælkekroppen til det nærmeste Jærn.

d. Bjælker med vilkaarligt Tværsnit.

503. Har Tværsnittet en vilkaarlig Form symmetrisk om Q 's Angrebslinie, kan man altid finde Forskydningsspændingen i en vilkaarlig Afstand, y , fra Nullinien (Fig. 535) ved Hjælp af den fra den tekniske Elasticitetstære kendte Formel:

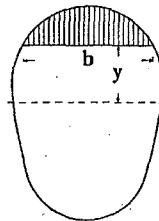


Fig. 535.

$$\tau_b = \frac{Q}{b} \cdot \frac{S}{I} \tag{271}$$

Er Tværsnittet homogent, betyder S det statiske Moment af det skraverede Areal m. H. t. Tværsnittets Tyngdepunktsakse (der ved ren Bøjning falder sammen med Nullinien), medens I er Inertimomentet af hele Tværsnitsarealet m. H. t. samme Akse. Er Tværsnittet armeret, maa ved Bestemmelsen af Tyngdepunktsaksen samt af S og I Jærnarealerne transformeres til Beton ved Multiplikation

med n , medens Betonens Trækzone medregnes eller ikke, eftersom man gaar ud fra, at Betonen er revnet eller ej. For $y = 0$ er:

$$I : S = m.$$

Vil man f. Eks. bestemme τ_b i Tyngdepunktsaksen for et trykarmeret, rektangulært Tværsnit (Fig. 536), skal man for S indføre det statiske Moment af det trykkede Betonareal og af $n \cdot f$ m. H. t. Tyngdepunktsaksen. Trækarelets statiske Moment er lige saa stort, og uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger faas derfor:

$$S = n \cdot f \cdot (h - x) \quad I = \frac{1}{3} b \cdot x^3 + n f \cdot (x - h^2) + n f \cdot (h - x)^2. \tag{272-3}$$

Som nævnt i § 490 er det nøjagtigt nok at regne $I : S = 0,9h$.

504. Grafisk Bestemmelse af I og S . Hvis Tyngdepunktslinien konstrueres som vist i Fig. 241, kan S og I findes af Figuren. Inertimomentet af det nyttige Betonareal $+ n \cdot f$ m. H. t. Tyngdepunktslinien fandtes at være

$$I = 2 \cdot H \cdot \text{Fladen } A'B'DA'.$$

Søges τ i Linien $a-a$, forlænges denne hen til Toppolygonen, som den skærer i b og c . Tangenterne i b og c vil da afskære Stykket $g-g$ af Tyngdepunktslinien, og det statiske Moment af den over $a-a$ liggende Del af Tværsnittet bliver:

$$S = H \cdot gg.$$

e. Bjælker med variabel Højde.

505. Trykspændingens Størrelse. De Formler, der hidtil er gjort Brug af ved Beregning af Bjælkens Bøjnings- og Forskydningsspændinger, har til Forudsætning, at Bjælkens Træk- og Trykside er parallelle. Anvendes disse Formler paa et lodret Snit i en kontinuerlig Bjælkens Skraaning (Fig. 537), findes den vandrette Trykspænding i Snittets nederste Punkt at være:

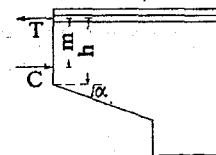


Fig. 537.

$$\sigma_b = \frac{M}{m \cdot \frac{1}{2} \cdot x \cdot b_0}$$

men denne Spænding er ikke Punktets Hovedspænding, eftersom den danner en Vinkel med Bjælkens Underside;

Hovedspændingen virker parallelt med Undersiden, thi i denne og de derpaa vinkelrette Fladeelementer er $\tau = 0$, medens man i det nederste Fladeelement af det lodrette Snit har $\tau > 0$.

Hovedtrykspændingen, som kaldes σ_1 , kan findes ved at udskære det i Fig. 538 viste kileformede Element af Bjælkens Underside og opstille Ligevægtsbetingelserne for det, nemlig:

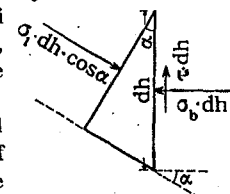


Fig. 538.

$$\begin{aligned} \sigma_b \cdot dh &= \sigma_1 \cdot dh \cdot \cos \alpha \cdot \cos \alpha, & \text{hvoraf:} & \quad \sigma_1 = \sigma_b \cdot \cos^2 \alpha \\ \tau \cdot dh &= \sigma_1 \cdot dh \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha, & & \quad \tau = \sigma_b \cdot \text{tg } \alpha, \end{aligned}$$

Er $\sigma_b = 50$ at og $\text{tg } \alpha = \frac{1}{3}$, findes $\sigma_1 = 55,5$ at og $\tau = 16,7$ at.

Naar man, som Skik er, dimensionerer paa Grundlag af σ_b , begaar man altsaa en Fejl, der vokser med α , og Fremgangsmaaden er derfor kun tilladelig, naar α er lille; som Grænseværdi sættes $\text{tg } \alpha \leq \frac{1}{3}$, hvorved σ_1 højst kan blive 11 % større end σ_b . Er α større, maa man sørge for, at Betingelsen $\sigma_1 \leq 1,11 \sigma_b$ er opfyldt, altsaa holde $\sigma_b \leq 1,11 \sigma_b \cdot \cos^2 \alpha$.

506. Forskydningsspændingens Størrelse. Den store Værdi af τ er uden Betydning for Bjælkens Brudsikkerhed, da den kun optræder i Trykzonen og altsaa ikke er ledsaget af væsentlige Trækspændinger. Tværtimod gør den Gavn, thi naar den forskydende Kraft i det lodrette Snit optages af Trykzonen i højere Grad end naar $\alpha = 0$, bliver Trækzonens τ og dermed Faren for Skraarevner tilsvarende mindre. Denne Formindskelse kan beregnes paa følgende Maade.

Lad den numeriske Værdi af Momentet i det viste Snit (Fig. 539) være

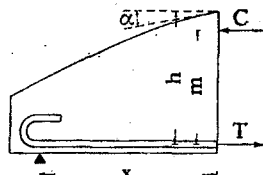


Fig. 539.

M kgcm, da er:

$$T = C = \frac{M}{m} \text{ og følgende: } \frac{dT}{dx} = \frac{m \cdot \frac{dM}{dx} - M \cdot \frac{dm}{dx}}{m^2}$$

$$\text{Heri indføres: } \frac{dT}{dx} = b \cdot \tau_b \text{ og } \frac{dM}{dx} = Q$$

$$b \cdot \tau_b = \frac{Q}{m} - \frac{M}{m^2} \cdot \frac{dm}{dx} \quad (274)$$

En Sammenligning med (257) viser, at $b \cdot \tau_b$ er blevet formindsket med Størrelsen $\frac{M}{m^2} \cdot \frac{dm}{dx}$, der er positiv, naar M og m vokser samtidig, som i Figuren.

Er Tværsnittet rektangulært, haves tilnærmelsesvis $m = 0,9h$, altsaa:

$$\frac{dm}{dx} = 0,9 \cdot \frac{dh}{dx} = 0,9 \cdot \text{tg } \alpha \quad b \cdot \tau_b = \frac{Q}{m} - \frac{M}{m^2} \cdot 0,9 \cdot \text{tg } \alpha \quad (275)$$

Er Tværsnittet T-formet kan (275) ogsaa bruges, saafremt man regner $m = 0,9h$. Regnes $m = h - \frac{1}{2}c$, faas:

$$\frac{dm}{dx} = \frac{dh}{dx} = \text{tg } \alpha \quad b_0 \cdot \tau_b = \frac{Q}{m} - \frac{M}{m^2} \cdot \text{tg } \alpha \quad (276)$$

Hvis Bjælken har en saadan Form, at m aftager, naar M vokser, skal de to Led i (274) til (276) adderes i Stedet for at subtraheres.

Formel (275) gælder ogsaa for en kontinuerlig Bjælkes Skraaninger (Fig. 537), idet ogsaa her M og m vokser samtidig.

Fig. 540 viser Variationen af τ_b i en Kragbjælke under 3 forskellige Forudsættninger. Hvis Skraaningen ikke fandtes, vilde man have $\tau_b = \frac{Q}{m \cdot b}$, der er konstant i hele Bjælkens Længde og fremstilles ved Linien abc , men da m er voksende i Skraaningen, ændres Linien til abd , og tages der fuldt Hensyn til Skraaningen ved Brug af (275), faas Linien $abef$. Den pludselige Variation af τ_b i Skraaningens Endepunkt kan man undgaa ved at afrunde Knækket.

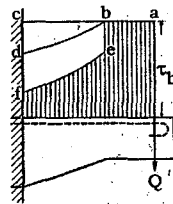


Fig. 540.

Ved bevægelig Last er Forholdene mindre simple. Hvis man f. Eks. for en kontinuerlig Bjælkes Skraaninger vil foretage Reduktionen, skal man muligvis ikke indføre Q_{maks} i (275), fordi denne Værdi ledsages af et stort M ; et mindre Q , der ledsages af et mindre M , kan være farligere. Man burde altsaa tegne en negativ Momentkurve med tilhørende Q -Kurve for hver enkelt Belastningstilstand, og af hvert saadant Kurvepar burde man ved Hjælp af (275) bestemme en $b_0 \cdot \tau_b$ -Kurve for Skraaningen og derefter sammenstykke disse til en maks $b_0 \cdot \tau_b$ -Kurve. Paa Grund af disse Vanskeligheder ser man oftest bort fra Momentets Virkning. Man kan dog ogsaa gaa den Middelvej at indføre Punktets Q_{maks} og mindste negative M , thi derved er man naturligvis paa den sikre Side. Dette er man i Henhold til Mörsch's Undersøgelser ogsaa ved følgende Fremgangsmaade, der forudsætter, at man for det paagældende Punkt kender Egenvægtsmomentet M_g og Maksimummomentet M_p fra den bevægelige Last. Man kan da regne:

$$\text{I Skraaningens Yderpunkt: } b_0 \cdot \tau_b = \frac{Q_{\text{maks}}}{m} - \frac{M_g}{m^2} \cdot 0,9 \cdot \text{tg } \alpha,$$

$$\text{Lejets Midtpunkt: } b_0 \cdot \tau_b = \frac{Q_{\text{maks}}}{m} - \frac{M_g + \frac{1}{2}M_p}{m^2} \cdot 0,9 \cdot \text{tg } \alpha.$$

Er den bevægelige Last stor i Forhold til Egenvægten, kan Skraaningen blive saa lang, at M_g er positiv i dens Yderpunkt; i saa Fald skal man i den første Formel sætte $M_g = 0$, thi overfor positive Momenter er Skraaningen uvirksom, med mindre man lader Hovedjærnet følge Skraaningens Underside, hvilket kun undtagelsesvis bruges.

3. Adhæensionsspændinger.

a. Den teoretiske Maksimalværdi.

507. I Fig. 541 er fremstillet et Bjælkeelement med tilhørende Momentkurve. Er Jærntrækkraften i de to Tværsnit henholdsvis T_1 og T_2 , vil Kraften $dT = T_2 - T_1$ søge at trække Jærnet ud af Betonen og derved fremkalde Adhæensionsspændinger langs Jærnets Overflade af Størrelse:

$$\tau_{bj} = \frac{dT}{o \cdot dx} \quad (277)$$

hvor o er Jærnets Omkreds. Hvis Betonen er revnet i de to Tværsnit, vil dT og dermed τ_{bj} være langt større, end hvis Betonen ikke er revnet; i det følgende forudsættes Betonen revnet. Man har da:

$$dT = T_2 - T_1 = \frac{M_2}{m} - \frac{M_1}{m} = \frac{dM}{m} = \frac{Q \cdot dx}{m}$$

$$\text{altsaa: } \tau_{bj} = \frac{Q}{m \cdot o} \quad (278)$$

Formlen er kun rigtig, naar alle Jærnene har samme Diameter, i modsat Fald maa τ_{bj} regnes ud for hvert Jærn for sig, idet den vokser med Jærndiameteren. Er det totale Jærntværsnit f og den største Diameter d , vil $\frac{1}{2}\pi d^2 \cdot f$ være den Brøkdelen af Adhæensionsspenningen, som falder paa det sværeste Jærn, saaledes at dettes Adhæensionsspænding bliver:

$$\tau_{bj} = \frac{Q \cdot dx \cdot \frac{1}{2}\pi d^2}{\pi \cdot d \cdot dx} = \frac{Q}{m \cdot 4f \cdot d} \quad (278a)$$

For den største Forskydningsspænding fandtes Udtrykket (257): $\tau_b = Q : mb$, der kun afviger fra (278) ved, at b er ombyttet med o . Den forskydende Kraft pr. lb. cm af Bjælkens Længde i et vandret Snit mellem Jærnet og Nullinien er nemlig $Q : m$, og den overføres fra Beton til Jærn gennem Jærnoverfladen o .

I en Bjælke med konstant m og o vil τ_{bj} altsaa variere i Overensstemmelse med Tværkraftkurven. Da $Q = dM : dx$, vil Q , og dermed τ_{bj} , være størst, hvor Momentkurven er stejlest.

Er Bjælken simpelt understøttet og jævnt belastet, optræder følgende maks τ_{bj} ligesom maks τ_b ved Lejerne. Er nogle af Jærnene bøjede op i Bjælkens Overside ved Lejet vilde det være teoretisk rigtig i (278) for o at indføre Omkredsen af de i Bjælkens Underside liggende Jærn, men man regner gerne med samtlige Jærn, da man derved finder en Værdi, der i højere Grad end den første er Udtryk for Bjælkens Brudsikkerhed¹⁾. At denne bedre bedømmelse paa anden Maade omtales i § 509.

Er Bjælken kontinuerlig, maa man skelne mellem τ_{bj} for de øvre Træk-

¹⁾ D. A. f. E., Heft 20, S. 84 (Bach).

jærn og for de nedre Trækjærn. τ_{bj} for de øvre Jærn bestemmes af den til de negative Momenter svarende Tværkraftkurve og bliver som Regel størst over et af Mellemelejerne eller, hvis m her er forøget ved en Skraaning, paa Strækningen mellem Lejet og Skraaningens Endepunkt. τ_{bj} for de nedre Jærn bestemmes af den til de positive Momenter svarende Tværkraftkurve; er denne ikke optegnet, er man paa den sikre Side ved at erstatte den med Maksimaltværkraftkurven paa den Bjælkestrækning, hvor der optræder positive Momenter; det m , der her skal regnes med, er det samme i Skraaning som udenfor denne (§ 497).

508. Trykjærns Adhæsionsspænding. Er Trykjærnenes Diameter d' og Trykkraften i dem C_j , og vokser denne paa Bjælkestrækningen dl med dC_j , samtidig med at Trækraften vokser med dT , haves:

$$\frac{dC_j}{dT} = \frac{\frac{1}{2} \pi (d')^2 \cdot d\sigma_j^c}{\frac{1}{2} \pi d^2 \cdot d\sigma_j} = \frac{(d')^2}{d^2} \cdot \frac{\sigma_j^c}{\sigma_j}$$

samt: $\tau_{bj} = \frac{dT}{\pi \cdot d \cdot dl}$ og $\tau_{bj} = \frac{dC_j}{\pi \cdot d' \cdot dl}$

altsaa: $\frac{\tau_{bj}}{\tau_j} = \frac{dC_j}{dT} \cdot \frac{d}{d'} = \frac{d'}{d} \cdot \frac{\sigma_j^c}{\sigma_j}$

Da man som Regel har $d' < d$ og $\sigma_j^c < \frac{1}{2} \sigma_j$, vil τ_{bj} som Regel være langt mindre end τ_j .

b. Adhæsionsspændingens Middelværdi.

509. Formel (278) er af meget teoretisk Natur. De Forudsætninger, under hvilke den er udledet, er ansueliggjorte ved Fig. 542. Betonen er ved Revner delt i uendelig tynde Lameller, saa den ikke kan overføre vandrette Trækkræfter. Revnerne maa tænkes savtaktede, saa at lodrette Forskydningsspændinger kan overføres. Alle Lamellerne er i fast Adhæsionsforbindelse med Jærnet. Disse Forudsætninger er imidlertid ikke til Stede; i Momentnulpunkterne, hvor Adhæsionsspændingerne ofte er størst, er Bøjningsspændingerne saa smaa, at Betonen er fri for Revner paa en større eller mindre Længde x . Paa denne Strækning er der Trækspændinger i Betonen, og Differensen mellem Trækkræfterne i to konsekutive Snit er følgelig større end Differensen mellem Trækkræfterne i Jærnet, og det er kun denne sidste Differens, der skal overføres til Betonen ved Adhæsion. Den sande Værdi af τ_{bj} er derfor mindre end den formelle, og Forskellen vil være des større, jo større Betonens Andel i Kraftoverføringen er, altsaa større ved Plader og rektangulære Bjælker end ved T-formede Bjælker.

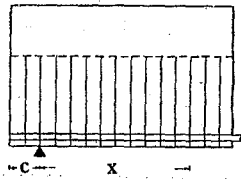


Fig. 542.

Denne Fejl kunde man raade Bod paa ved at beregne τ_{bj} under Hensyntagen til Betonens Trækspændinger, men det er ikke Umagen værd, da Formel (278) har andre Mangler, som ikke afhjælpes paa denne Maade. Da Formelen er saa simpel og giver for store Værdier, bruger man den til at paavise, at τ_{bj} ikke er for stor, og kun naar det modsatte er Tilfældet, gaar man over til den følgende Regnemaade.

510. Paavisning af Brudsikkerheden. Det er hidtil forudsat, at τ_{bj} i intet Punkt maa overskride den tilladelige Værdi, men dette er inkonsekvent, thi den tilladelige Spænding er udledet af Forsøg, ved hvilke man har forudsat

τ_{bj} konstant over hele den indstøbte Stanglængde; Forsøgsværdien er en Middelværdi, og det maa der tages Hensyn til, naar der dimensioneres paa Grundlag af den, ellers kommer man til det urimelige Resultat, at det er ligegyldigt, om Jærnet stopper op i det teoretiske Lejepunkt eller løber et Stykke videre, og at det er ligegyldigt, om der er Kroge paa Jærnet eller ej; den teoretiske Værdi af τ_{bj} bliver nemlig den samme i Lejepunktet, selv om Jærnet løber videre og ender i en Krog.

Denne Vanskelighed kan klares paa følgende Maade. Hvis Bjælken Fig. 542 er revnet i Midterpartiet, saaledes at den yderste Revne ligger i Afstanden x fra Lejet, vil Trækraften i Jærnet i denne Revne kunne beregnes, og Jærnlængden $x + c$ er da under meget nær samme Forhold som et af Jærnene ved

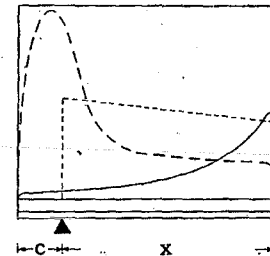


Fig. 543.

Udrækningsforsøget Fig. 4 eller som de 52 cm af Jærnet ved Bøjningsforsøget Fig. 12. Spændingsfordelingen maa derfor noget nær svare til Fig. 10. Ved en vis Last vil τ_{bj} fordele sig som den fuldt optrukne Kurve i Fig. 543 viser, og naar Trækraften i Jærnet stiger, vil Bølgen til højre blive højere og forskyde sig til venstre for i Brudøjeblikket at ende i den Stilling, som den stærkt punkterede Kurve angiver. Den formelle Fordeling af τ_{bj} i Brudøjeblikket under Forudsætning af jævnt fordelt Last er derimod, som den svagt punkterede Linie angiver. Forholdene svarer altsaa paa det nærmeste til Forholdene ved de udførte Adhæsionsforsøg, og Forsøgsresultaterne kan direkte overføres til Praksis, naar man dér, ligesom ved Forsøgene, regner Adhæsionen jævnt fordelt over Forankringslængden $x + c$.

Forankringslængden er imidlertid ukendt, thi det vides ikke, hvor den yderste Revne ligger, og for at være paa den sikre Side maa man derfor regne med, at den ligger saa uheldigt som muligt c : saaledes, at $T_x : o(x + c)$, hvor T_x er Trækraften i Revnen, faar den størst mulige Værdi. Den søgte Værdi af τ_{bj} bliver da:

$$\tau_{bj} = \frac{T_x}{o \cdot (x + c)} = \frac{M_x}{m \cdot o \cdot (x + c)} \tag{279}$$

Denne Værdi kan bestemmes som angivet i § 511-12, og er den mindre end t_{bj} , er Sikkerheden tilstrækkelig. For Jærn med Endekroge regnes $x + c$ vandret til det yderste Punkt af Krogens Runding, og man skal da have $\tau_{bj} \geq 3 t_{bj}$.

Finder man ogsaa paa denne Maade τ_{bj} for stor, maa man bruge Ankerplader el. lign.

511. Ingen opbøjede Jærn. Forudsættes Værdierne af m og o at være konstante i hele Bjælkens Længde (Fig. 544), ligger den farligste Revne i det Snit, hvor $M_x : (x + c)$ er Maksimum, og dette Snit findes ved fra Endepunktet af c at trække en Tangent til Momentkurven, som vist paa Fig. 544. Er Momentkurven en Parabel, kan man beregne x , hvorefter man finder:

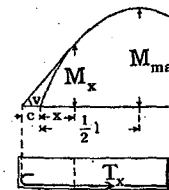


Fig. 544.

$$\tau_{bj} = \frac{d}{l} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{c}{l} - 2 \cdot \sqrt{\frac{c}{l} \cdot \left(\frac{c}{l} + 1 \right)} \right) \cdot \sigma_j \tag{279a}$$

hvor σ_j er Spændingen i Maksimummoment-Snittet¹⁾.

¹⁾ Ing. 1913, S. 312.

512. Opbøjede Jærn. Bøjes nogle af Jærnene op i Bjælkens Overside, inden de naar Lejet (Fig. 545), vil baade m og o variere. Variationen af m kan der ses bort fra, men Variationen af o spiller en stor Rolle. Man maa derfor optegne Kurven for:

$$\frac{M_x}{m \cdot o} = \frac{T_x}{o} = \frac{\frac{1}{2} \pi d^2 \cdot \sigma_j}{\pi \cdot d} = \frac{1}{2} d \cdot \sigma_j$$

og trække Tangenten fra c 's Endepunkt til denne.

I Fig. 545 er tegnet Kurven for σ_j , der kun afviger fra den nævnte ved Konstanten $\frac{1}{2}d$. Tangentpunktet vil oftest ligge i den første Spids, som forudsat i Fig. 545, men det er ikke udelukket, at det kan ligge i en af de følgende Spidser, eller at det er en Tangent til et af Kurvestykkerne, der gør Vinklen v til Maksimum.

I Praksis vil man som Regel ikke opsøge det farligste Punkt, men regne med et Punkt, der paa Forhaand kan paavises at give en endnu større Værdi af τ_{bj} . Naar Skraajærnenes Beliggenhed er fastsat, véd man nemlig, at Jærns pændingen intet Sted overskrider den tilladte Værdi σ_j , og gør man den ugunstige Forudsætning, at denne Værdi, der i Fig. 545 er vist i Bjælkens Midte ogsaa forekommer i Spidsen nærmest Lejet, vil det være denne Spids, der gør v til Maksimum, idet vi ser bort fra den teoretiske Mulighed for et Tangentpunkt til venstre for den. I dette Tilfælde skal Afstanden fra c 's Endepunkt til første Opbøjningspunkt være (se § 22):

For Jærn uden Kroge:

$$l \geq \frac{d}{4} \cdot \frac{s_j}{t_{bj}}$$

For Jærn med Kroge:

$$l \geq \frac{d}{4} \cdot \frac{s_j}{3t_{bj}} \quad (280-281)$$

Hvis man derfor rykker første Opbøjningspunkt saa langt bort fra Lejet, at dets Afstand fra Jærnenes Endepunkt tilfredsstiller disse Formler, behøver man ikke yderligere at bekymre sig om Adhæsionsspændingerne.

For Skraajærnenes Vedkommende henvises til § 558.

Et Eksempel er gennemregnet i § 569.

513. Det er hidtil forudsat, at Jærns pændingen i et vilkaarligt Punkt kan bestemmes af $\sigma_j = M : mf$, hvor M er Momentet i det lodrette Snit $a-a$ gennem Punktet (Fig. 546). Dette er dog kun rigtigt, saafremt der findes en lodret Revne i Snit $a-a$. Har der dannet sig en skraa Forskydningsrevne gennem Punktet, er det Momentet i Snit $b-b$, der er bestemmende for σ_j i Snit $a-a$, forudsat der Ingen Bøjler er i Bjælken, saa at Tværkraften maa overføres gennem den trykkede Beton i Snit $b-b$; gennem Jærnet kan den nemlig ikke overføres, uden at dette rives ud af Betonen. Er der derimod Bøjler mellem de to Snit, vil disse kunne overføre Tværkraften, og det for σ_j bestemmende Moment kommer da til at ligge mellem

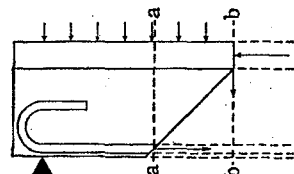


Fig. 546.

de to nævnte. I Praksis tager man ikke Hensyn til disse Forhold, men regner med Momentet i Snit $a-a$.

c. Regler for Brug af Kroge paa Trækjærn.

514. Alle Jærn med $d > 12$ mm skal have Endekroge (§ 29-31), selv om den beregnede Værdi af τ_{bj} er lille, thi det er ikke blot den almindelige Last, der fremkalder Adhæsionsspændinger; saadanne opstaar ogsaa ved Betonens Svind og ved Temperaturvariationer, f. Eks. under en Ildebrand, og disse Spændinger er proportionale med Jærnstangens Diameter.

Er $d \geq 12$ mm, kan Krogene undværes, saafremt $\tau_{bj} \geq t_{bj}$, og saafremt Jærnene ligger i en Plade, men ofte kroger man, selv om disse Betingelser er opfyldte; i alt Fald gøres det i overrørende Pladeender (Fig. 370).

I Bjælker bruges altsaa altid Kroge uden Hensyn til Jærnenes Dimension. Hvis Jærnene er sværere end 25 mm, eller hvis τ_{bj} bestemt af (278) er større end t_{bj} , bør Krogene desuden omgives med een eller flere Bøjler af den almindelige Slags, som bruges i Bjælker (Fig. 408).

d. Valg af Jærndiameter.

515. Spinkle Jærns Fordele. Det er navnlig Værdien af τ_{bj} i Jærnenes Endepunkter, f. Eks. i en simpelt understøttet Bjælkeende, der har Betydning, thi glider Jærnene her, mister Bjælken sin Bæreevne. Derimod er det mindre væsentlig, om τ_{bj} for de øvre Jærn over en kontinuerlig Bjælkes Mellemler nær Glidespændingen, thi da Jærnene her løber videre, vil de kun løsne sig fra Betonen paa det paagældende Sted, uden at der sker en egentlig Glidning, og Bjælkens Brudlast vil som Regel ikke paavirkes. Derfor nøjes man i Praksis gerne med at undersøge τ_{bj} i Momentnulpunkterne og kun for de Jærn, der stopper dér.

Det er imidlertid ikke helt betydningsløst, om Jærnet løsner sig fra Betonen paa andre Steder. Hvis det øvre Jærn over et Mellemler ligger løst i sit Betonrør paa en vis Strækning, maa σ_j paa denne Strækning holde sig konstant uden Hensyn til Momentkurvens Form. Denne Del af Bjælken virker da ikke som en almindelig Bjælke, men som en Bue med Trækbaand, saa Forudsætningen for vore Beregninger er ikke mere tilstede. Desuden vil Revnerne i en saadan Konstruktion blive grovere (og færre) end under normale Forhold. Derfor bør man tilstræbe at holde τ_{bj} under den tilladelige Værdi langs Jærnets hele Længde. Man maa dog ikke overse, at det kun er de af Tværkraften fremkaldte Adhæsionsspændinger, der derved begrænses; danner der sig en Bøjningsrevne i Betonen, vil Jærnet kunne løsne sig til begge Sider for Revnen, selv om $Q = 0$; Glidninger af denne Art kan man ikke sikre sig imod, men de kan begrænses ved Brug af spinkelt Jærn og Specialjærn (§ 232).

516. Valg af Jærndiameter bør ske under Hensyntagen til følgende Krav:

- (1) Tværmaalet bør være et af de normerede (§ 61).
- (2) Jærnantallet bør tilpasses efter Forholdene ved Lejet. Løber Bjælken ind paa en Søjle med Midterjærn, er Midterjærn i Bjælken ubekvemme. I kontinuerlige Bjælker maa de opbøjede Jærn over Mellemlerne ikke støde sammen; her vil 4 eller 2-4 Jærn ofte være at foretrække for andre Jærnantal.
- (3) Jærnantallet bør vokse med Forholdet $l : m$, for at der ikke skal blive for langt mellem Skraajærnene (§ 562-7).
- (4) τ_{bj} skal helst holdes lav, men Jærndiameteren bør dog ikke være saa lille i Forhold til Jærnlængden, at Jærnene ikke kan transporteres uden at faa Knæk.

I det følgende behandles kun Krav (4). Selv om den af (278) bestemte Værdi har Lov til at overstige t_{bj} , er Formelen en god Vejleder ved Valg af Jærndiameter, og man kan ved Hjælp af den paa Forhaand sikre sig, at τ_{bj} ikke bliver for stor, saafremt man forudsætter, at Momentarmen m er ens i alle Bjælkens Tværnit, og at Jærnene i Bjælkens Trækside er de samme i

de to Tværnsnit, hvor M_{maks} og Q_{maks} optræder. Man har da: $f = M_{maks} : m\sigma_j$, og af (278) faas: $o = Q_{maks} : m\tau_{bj}$, der ved Division giver:

$$\frac{f}{o} = \frac{M_{maks} \cdot \tau_{bj}}{Q_{maks} \cdot \sigma_j} \quad (282)$$

For Rundjærn haves, naar f er ens de to Steder:

$$\frac{f}{o} = \frac{\frac{1}{2}\pi d^2}{\pi d} = \frac{d}{4}, \quad \text{altsaa:} \quad d = 4 \cdot \frac{M_{maks} \cdot \tau_{bj}}{Q_{maks} \cdot \sigma_j} \quad (283)$$

Naar de tilladelige Spændinger indføres, giver denne Ligning en Værdi af Jærndiameteren, som ikke uden Grund bør overskrides.

Optræder der kun positive Momenter i Bjælken, er Formelen utvetydig. Er Bjælken kontinuerlig eller indspændt, kan man betragte den som en Cantileverkonstruktion og behandle den positive Momentkurve med tilhørende Tværkræfter for sig og den negative Momentkurve med tilhørende Tværkræfter for sig. I sidste Tilfælde vil M_{maks} og Q_{maks} optræde i samme Tværnsnit (over Lejet), og Forudsætningerne for Formelen er da opfyldte.

Hvis nogle af Jærnene stopper op eller bøjes op, inden de har naaet Tværnsnittet med Q_{maks} , gælder Formelen ikke, men man kan alligevel med Fordel vælge Jærndiameteren efter den og senere foretage den i § 512 angivne Undersøgelse.

517. Jævnt fordelt Last. For Plader og Bjælker med jævnt fordelt Last og med samme m og f i de to Tværnsnit, hvor M_{maks} og Q_{maks} optræder, antager (283) følgende Former:

Simpelt understøttet Bjælke: $d \geq l \cdot t_{bj} : s_j$

Kragbjælke: $d \geq 2 \cdot l \cdot t_{bj} : s_j$

Indspændt Bjælkes nedre Jærn: $d \geq 0,58 \cdot l \cdot t_{bj} : s_j$, øvre Jærn: $d \geq \frac{3}{8} \cdot l \cdot t_{bj} : s_j$

Delvis indspændt Plades nedre Jærn naar Indspændingsmomentet er halvt saa stort som det positive Moment:

1 Mellemfag: $d \geq 0,87 \cdot l \cdot t_{bj} : s_j$, i Yderfag: $d \geq 0,93 \cdot l \cdot t_{bj} : s_j$

Krydsarmerede Pladers Lejetryk vokser fra Hjørnerne hen imod Midten (Fig. 394 i § 399), men regnes med Middelværdien, faas for de nedre Jærn:

Simpelt understøttet kvadratisk Plade: $d \geq \frac{3}{8} \cdot l \cdot \frac{t_{bj}}{s_j}$

rektangulær: $d \geq 8 \cdot \frac{b}{\beta} \cdot \left(1 + \frac{b}{l}\right) \cdot \frac{t_{bj}}{s_j}$

hvor β tages af Tabellen i § 399.

For delvis indspændte Plader er l og b Maalene paa den simpelt understøttede Del af Pladen.

Eksempler. Med $t_{bj} = 5$, $s_j = 1200$ findes: Simpelt understøttet Bjælke: $d \geq \frac{1}{24} \cdot l$; Kragbjælke: $d \geq \frac{1}{12} \cdot l$; Indspændt Bjælke: $d \geq \frac{1}{15} \cdot l$; Delvis indspændt Plades Mellemfag: $d \geq \frac{1}{15} \cdot l$; Simpelt understøttet kvadratisk Plade: $d \geq \frac{1}{30} \cdot l$.

518. Brug af sværere Jærn. Hvis foranstaaende Formler fører til saa spinkle og dermed talrige Jærn, at Arbejdets Udførelse vanskeliggøres, kan man gaa op til en større Jærndiameter uden derved at forringe Konstruktionens Brudlast, naar blot man bruger Kroge og i Bjælker desuden bøjer mindst ca. det halve Antal Jærn op og bruger Bøjler, ikke blot udenfor Lejet, men ogsaa omkring Krogene, samt paaviser, at τ_{bj} bestemt af (279) er mindre end $3t_{bj}$. For Plader kan denne Paavisning spares, saafremt d er mindre end 2 Gange den af (283) udregnede Værdi.

Som nævnt i § 514 bør man uden Hensyn til Værdien af τ_{bj} lægge Bøjler om Krogene, saafremt $d > 25 \text{ mm}$.

Hvilken Indflydelse Jærndiameterens Størrelse kan have paa en Bjælkes Brudlast fremgaar af Fig. 547, der viser Resultaterne af nogle Bøjningsforsøg,

som *Saliger* har udført¹⁾. Bjælkernes ydre Dimensioner var ens, Jærnmængden ligesaa, men Jærnenes Antal og Diameter varierede, som vist nederst, hvor Bjælkeenderne er tegnede i lodret Stilling. Kurverne viser de Værdier af σ_j , for hvilke Bjælkerne gik i Stykker, og da der var to Bjælker af hver Slags, er der ogsaa to Kurver. Der var ingen Bøjler. Man ser, hvorledes Brudspændingen vokser med aftagende Jærndiameter. Bjælken med 13 mm Rj. brødes i Midten, som tilset, medens de øvrige Bjælker sprængtes i Enderne som Følge af Jærndiameterens Størrelse og Manglen af Bøjler.

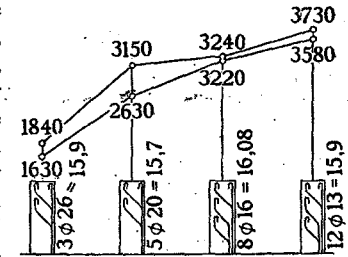


Fig. 547.

Fig. 548 og 549 viser Bjælker, der er sprængt paa denne Maade. I den første er der kun et enkelt Jærn, i den anden er der to og derfor to Revner, der dog har forenet sig i Bjælkens Overside. Bjælken virker som en Bue med Trækbaand; Bjælkeenden er paavirket af Buens Tryk og Baandets Træk, og der sker et Forskydningsbrud, hvorved der udskiller sig et halvmaanedformet Kilestykke i Krogens Runding (Fig. 550 og 551), og dette Kilestykke sprænger Bjælken, naar det presses frem af Krogen.



Fig. 548²⁾.



Fig. 550.



Fig. 551³⁾.

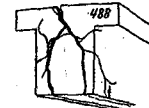


Fig. 549⁴⁾.

c. Brug af Specialjærn.

519. Medens man i Europa hovedsagelig armerer med Rundjærn, der ved Kroge og andre Sikkerhedsforanstaltninger hindres i at glide, bruges i Amerika i stor Udstrækning de i § 25-28, 64, 233, 247 omtalte Specialjærn, der ikke behøver at kroges.

For Ribbjærn kan regnes $t_{bj} = s_b \cdot S_b^c$. Denne Værdi er udledt af direkte Udtærkningsforsøg (§ 27). Ved Bjælkeforsøgene i § 298 (Fig. 256 og 258) skete der ingen Glidning, skønt τ_{bj} be- regnet som for et Rundjærn med $d = 3,18 \text{ cm}$, var oppe paa 89 at eller $S_b^c = 5,2$. Da denne Værdi er fundet under særlig ugunstige Forhold, nemlig ringe Lejedybde og konstant Transversalkraft langs hele Bjælken, og uden at der fandt Glidning Sted, kan man uden Betænkelighed i Praktis dimensionere med ovennævnte Værdi af t_{bj} .

Hvis man i Stedet for mange Rundjærn vilde bruge et enkelt stort Profiljærn (f. Eks. T-Jærn), vilde det volde Vanskelighed at faa Enden tilstrækkelig soldt forankret. Undertiden anvendes derfor til stærkt belastede Bjælker de i Fig. 552 viste Vulstjærn (Bulbeisen)⁵⁾ med Størsteparten af Jærnet koncentreret i den nederste Vulst og med Kroppen gennemlokket, saa at kraftige Bøjler kan føres igennem Hullet.

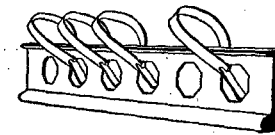


Fig. 552. Vulstjærn.

¹⁾ Zeitschrift für Betonbau 1913 Heft 8, 9; 1914, Heft 1.

²⁾ H. f. E. I 1912, S. 402. ³⁾ D. A. f. E. Heft 9, S. 27.

⁴⁾ B. u. E. 1904, S. 159 og 234, Betonkalender 1907, S. 94.

F. Forskydningsarmering.

1. Dimensioneringsprinciper.

a. Tværarmeringens Virkemaade.

520. En Bjælke armeres mod Forskydning ved Hjælp af Skraajærn og Bøjler (Fig. 408). Forsøg (§ 529) har vist, at man i meget høj Grad kan forstærke en Bjælke ved disse Midler, saaledes at τ_b , bestemt af Formel (263), kan stige over den sædvanlige Brudværdi, førend de skraa Revner danner sig, og derefter kan Bjælken yderligere belastes, idet Armeringen hindrer Revnerne i at aabne sig.

Skraajærnene er de virksomste, da de staar vinkelret paa de skraa Planer, efter hvilke Bruddet sædvanligvis sker (§ 492), og altsaa direkte kan optage de skraa Trækspændinger.

Bøjlerne vil til at begynde med kun kunne optage vandret Forskydning og kun i ringe Grad, thi de vandrette Forskydningsspændinger τ_j i Bøjletværsnittet maa være ledsagede af lodrette Forskydningsspændinger τ_{bj} langs Bøjleoverfladen, og som paavist nedenfor med smaat Tryk bliver τ_j og τ_{bj} ikke meget forskellige, hvorfor τ_j ikke kan naa nogen betydelig Værdi, uden at Adhæsionen ophæves. Først naar en skraa Revne i Bjælken har dannet sig, træder Bøjlerne i Virksomhed, idet Bøjlerne i denne Revne kommer til at bære den

indenfor liggende Del af Bjælken (Fig. 553) og altsaa bliver paavirkede til lodret Træk. Ved Forsøgsbjælker, hvis Bøjler var ført op over Bjælkens Trykside, kunde man paa Brudstadiet iagttage, at de paagældende Bøjler gled

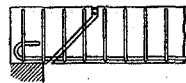


Fig. 553.



Fig. 554.

ned ad. Da Revnerne aabner sig i den ved Pilene paa Fig. 554 viste Retning, kan Trækket i Bøjlen ende med at blive skraat, en Virkning man dog ikke regner med, da den først faar Betydning, naar Revnen er meget vid.

Bøjlernes Forskydningsspænding. At Bøjlerne ikke kan optage nogen væsentlig Forskydning, uden at Adhæsionen til Betonen ophæves, er paavist af Mörsch (B. u. E. 1906, S. 290). For Simpeltværsnit (Fig. 555); afskæres et Stykke dh , vil dets Endeflader være paavirket af den forskydende Kraft $\tau_j \cdot a^2$. Betingelsen for, at Elementet ikke roterer, er, at Adhæonionspændingerne langs Sidefladerne holder det i Ligevægt, altsaa at

$$\tau_j \cdot a^2 \cdot dh = \tau_{bj} \cdot a \cdot dh \cdot u + 2\tau_{bj} \cdot \frac{a}{2} \cdot dh \cdot \frac{a}{2}$$

eller $\tau_j = 1,5\tau_{bj}$. Det Normaltryk, Bøjlerne faar fra Betonen, spiller ingen Rolle, da dets drejende Moment er en uendelig lille Størrelse af anden Orden. Bøjlernes Forskydningsspænding kan altsaa kun blive 50% større end Brudværdien af τ_{bj} ; denne Brudværdi er den lokale Maksimalværdi af Adhæonionspændingen, ikke den Middelværdi, der benevnes Glidspændingen.

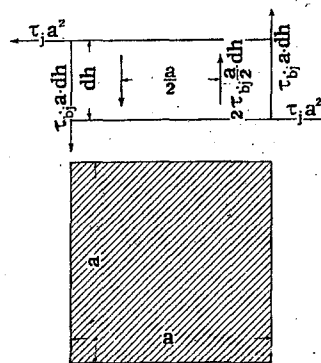


Fig. 555.

b. Længdearmeringens Virkemaade.

521. I den almindelige Bøjningsteori for Jærnbeton forudsættes Jærnet at være et uendeligt tyndt Baand, der ingen Forskydning kan optage; under denne Forudsætning er Formel (257) for τ_b og den tilhørende Fig. 510 uledet. Ogsaa i Virkeligheden kan Jærnet kun optage en ringe Del af Tværsnittets forskydende Kraft, thi inden Betonen revner er $\tau_b = 0$ i Bjælkens Over- og Underside, og τ_j maa derfor være ringe; først naar Betonen revner, vil en større Del af Q kunne overføres til Jærnet, men dette vil ikke kunne optage den, da det rives ud paa Strækningerne a og b (Fig. 556). Denne Udrivning kan kun hindres ved Tilføjelse af Bøjler. Er der f. Eks. et lodret Støbeskel i

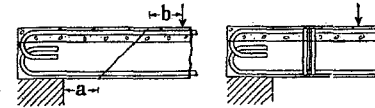


Fig. 556.

Fig. 557.

Bjælken (Fig. 557), kan man regne Tværkraften jævnt fordelt over samtlige Jærn og anbringe en Bøjlegruppe paa hver Side af Skellet; den venstre Gruppe skal da kunne optage en Trækkraft svarende til den forskydende Kraft i de nedre Jærn, mens den højre Gruppe skal kunne optage den resterende Del af Tværkraften. Hvis Forskydningsbrud under normale Forhold skete efter lodrette Planer, maatte man aabenbart lægge Bøjlerne Side om Side gennem hele Bjælken for at kunne regne Længdejærnet virksomt, men da Bruddet erfaringsmæssigt sker under 45° , er det tilstrækkeligt at sætte Bøjlerne saa tæt, at

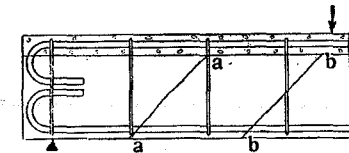


Fig. 558.

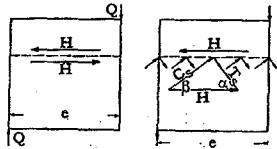
disse Revner ikke kan danne sig uden at træffe paa en Bøjlegruppe. Sker Bruddet da efter Linien $a-a$ (Fig. 558), vil Længdejærnene kunne overføre Tværkraften som Forskydning, og sker Bruddet efter $b-b$, vil Bøjlerne kunne overføre Tværkraften som Træk. Heller ikke denne Betragtningmaade er imidlertid praktisk gennemførlig, thi Forsøg viser, at Bjælkens Bæreevne er upaavirket af Forholdet mellem Q og Længdejærnenes Tværsnitsareal, og man kommer derved ind paa at betragte den revnede Betonbjælke som en Gitterbjælke, hvis Gitterstænger optager Q i Form af Tryk og Træk, medens Hoved og Pod er fri for Forskydningsspændinger.

c. Dimensioneringsprinciper.

522. Saafremt τ_b og dermed den skraa Hovedtrækspænding er lavere end den tilladelige Værdi t_b , kræves der ingen Forskydningsarmering. Er $\tau_b > t_b$, kræves der en Armering. Spændingerne i denne bliver først betydelige efter de skraa Revners Dannelse (§ 520), og stillede man Krav om, at Betonen ikke maatte revne, vilde en Overskridelse af t_b blive meget uøkonomisk, da den overskydende Trækkraft da skulde optages af Jærn med en meget ringe Spænding. Derfor tillader man, at Betonen revner, og dimensionerer Tværjærnet med den sædvanlige tilladelige Spænding paa ganske samme Maade, som man gør det ved Træk og Bøjning, og her som der skal Jærnet da optage den fulde Trækkraft, thi i de skraa Revner er der ingen Betontrækspændinger. I Virkeligheden er Analogien dog ikke fuldstændig, da der er Mulighed for Dannelse af en ny Ligevægstilstand, hvorom nærmere i § 530.

Ved Tværarmringens Beregning gaar man altsaa ud fra Brudtilstanden, forudsætter, at de skraa Revner har dannet sig, og indlægger en Armering, der er i Stand til at erstatte de Betonspændinger, der forsvandt ved Revnedannelsen, saaledes at Bjælkens Sammenhæng bevares. Dette kan ske paa flere Maader.

Fig. 559 viser et Bjælkestykke med konstant Tværkraft. Paa Længden e er den forskydende Kraft i Nullfladen:



$$H = \tau_b \cdot b_0 \cdot e = \frac{Q}{m} \cdot e. \quad (284)$$

H kan opløses i en Række skraa Træk- og Trykkrafter (Fig. 560), hvis Vinkler med Nullfladen kaldes henholdsvis α og β . Er Kraefternes samlede Størrelse paa Strækningen e henholdsvis T_s og C_s , kræver Ligevægten:

$$T_s \cdot \sin \alpha = C_s \cdot \sin \beta \quad \text{og} \quad H = T_s \cdot \cos \alpha + C_s \cdot \cos \beta$$

hvoraf:

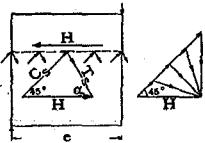
$$T_s = \frac{H \cdot \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \quad C_s = \frac{H \cdot \sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (285)$$

Hvis Betonen selv kan optage C_s , vil der opnaas Ligevægt, naar man til Optagelse af T_s indlægger Skraajærn i denne Krafts Retning, og disse Jærns samlede, nødvendige Areal paa Strækningen e bliver:

$$f_s = \frac{T_s}{s_j} \quad (286)$$

hvor f_s skal maales normalt paa Jærnene.

523. Revnevinklen er 45°. Forudsættes Revnerne at danne sig under 45°, maa man sætte $\beta = 45^\circ$, thi det er Betonlamellerne mellem de skraa Revner, der optager Trykket. Man faar da:

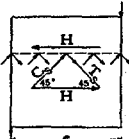


Skraajærnsvinkel α (Fig. 561):

$$T_s = \frac{H}{\sin \alpha + \cos \alpha} \quad C_s = T_s \cdot \sin \alpha \cdot \sqrt{2}. \quad (287)$$

Fig. 562 viser Variationen; T_s bliver mindst for $\alpha = 45^\circ$, medens C_s vokser med α .

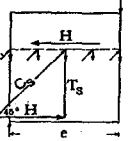
Skraajærnsvinkel 45° (Fig. 563):



$$T_s = C_s = \frac{H}{\sqrt{2}} \quad f_s = \frac{T_s}{s_j} = \frac{H}{\sqrt{2} \cdot s_j} \quad (288)$$

Denne Opløsningsmaade er den naturligste, da der er opløst efter Hovedspændingernes Retninger.

Skraajærnsvinkel 90° (Fig. 564):



$$T_s = H \quad C_s = H \cdot \sqrt{2} \quad f_s = \frac{H}{s_j} \quad (289)$$

I dette Tilfælde bliver C_s dobbelt saa stor som i Fig. 563, og den skraa Trykspænding stiger altsaa fra τ_b til $2\tau_b$.

Da lodrette Skraajærn og lodrette Bøjler virker ens, faas for disse:

$$f_B = \frac{H}{s_j} \quad (290)$$

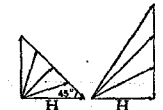
Forsøg har vist, at Formlerne (288) og (290) giver fornøden Brudsikkerhed.

Hvis man vilde regne Jærnet paavirket til Forskydning i Overensstemmelse med Fig. 559 og sætte den tilladelige Forskydningsspænding lig s_j , vilde man for Skraajærn under 45° og for lodrette Bøjler komme til samme Jærnindlæg som ved Brug af Formlerne (288) og (290), men for andre Værdier af α er der ikke Overensstemmelse.

I tidligere Tid regnedes Bøjlerne direkte paavirkede til Forskydning af Kraften H , og den tilladelige Spænding var $t_{bj} = 0,8 \cdot s_j$. Normerne af 1930 har optaget ovenstaaende Regnemaade med $\beta = 45^\circ$, hvorved man kommer til ganske samme Fordeling af Bøjlerne, men til et 20% mindre Bøjleareal, idet man efter den gamle Metode fandt $f_B = H : 0,8 s_j$ og efter den nye finder $f_B = T_s : s_j$, hvor $T_s = H$.

524. Revnevinklen er β . Hvis Revnerne danner sig under Vinklen β , faas:

Skraajærnsvinkel 45°:



$$C_s = \frac{H}{\sin \beta + \cos \beta} \quad T_s = C_s \cdot \sin \beta \cdot \sqrt{2}. \quad (291)$$

Fig. 565 viser, hvorledes C_s og T_s varierer med β .

Skraajærnsvinkel 90°:



$$C_s = \frac{H}{\cos \beta} \quad T_s = H \cdot \text{tg } \beta. \quad (292)$$

I dette sidste Tilfælde aftager baade C_s og T_s med β , som Fig. 566 viser.

d. Mörsch's Gitterteori.

525. Ved at opløse H i Træk- og Trykkrafter virkende under vilkaarligt valgte Vinkler α og β kommer man i Strid med Bøjningsteorien for massive Bjælker; kun for $\alpha = \beta = 45^\circ$ er der Overensstemmelse, som efterfølgende Undersøgelse viser.

I et lodret Bjælketværsnit (Fig. 567) virker den skraa Trækraft T_s , der er lig den skraa Trækraft paa Længden $e_1 = m \cdot \cot \alpha$. Paa samme Længde er i Henhold til (284): $H = \frac{Q}{m} \cdot m \cdot \cot \alpha = Q \cdot \cot \alpha$, der indsat i (285) giver:

$$T_s = Q \cdot \cot \alpha \cdot \sin \beta : \sin(\alpha + \beta)$$

Den skraa Trykkraft C_s er lig den skraa Trykkraft paa Længden $e_2 = m \cdot \cot \beta$, altsaa:

$$C_s = Q \cdot \cot \beta \cdot \sin \alpha : \sin(\alpha + \beta)$$

Skal Snittets lodrette Krafter være i Ligevægt, kræves:

$$Q = T_s \cdot \sin \alpha + C_s \cdot \sin \beta$$

og indføres Værdierne af T_s og C_s , viser det sig, at Betingelsen er opfyldt.

Skal Snittets vandrette Krafter være i Ligevægt, kræves:

$$C + C_s \cdot \cos \beta = T + T_s \cdot \cos \alpha \quad \text{eller:} \quad T - C = Q \cdot (\cot \beta - \cot \alpha)$$

Normalkrafterne fra det bøjende Moment er altsaa kun lige store, saafremt $\alpha = \beta$.

Forholdene er omtrent som i en Gitterbjælke. Tænkes en saadan indtegnet i den virkelige Bjælke (Fig. 568), og beregnes dens Stangkrafter under Forudsætning af leddede Knudepunkter, kommer man til samme Værdier som efter Formlerne i § 522-24. Er α og β forskellige, og forudsættes Q konstant, faar Krafterne de paa

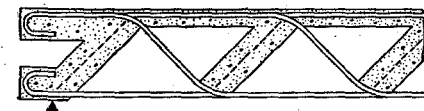


Fig. 568.

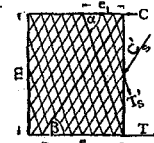


Fig. 567.

Stængerne i Fig. 559 a indtegnede Værdier. Er $\alpha = \beta$, bliver Forholdene som i Fig. b eller c. Kombineres disse to Bjælker til een, og deles Lasten ligeligt imellem dem, bliver Stangkræfterne de i Fig. d indførte. Er $\alpha = \beta = 45^\circ$, bliver Forholdet som i Fig. e, f, g. Er $\alpha = 90^\circ$, $\beta = 45^\circ$, gælder Fig. h og i.

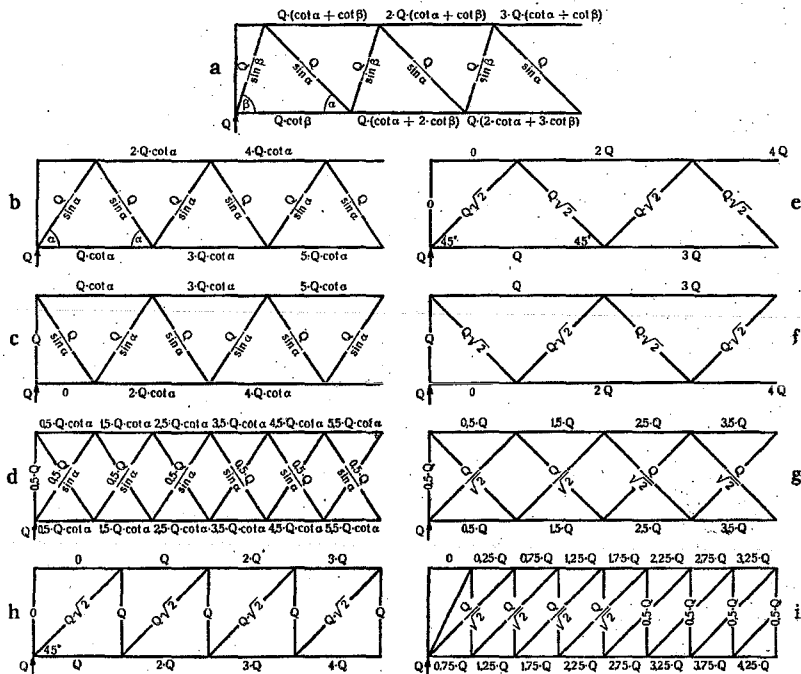


Fig. 569. Gittersystemer.

Fig. 569 viser, at den for massive Bjælker gældende Ligevægtsbetingelse $C = T = \frac{M}{m}$ kun er rigtig, saafremt $\alpha = \beta$, og saafremt det lodrette Snit skærer lige mange Træk- og Trykstænger (Fig. d og g), altsaa kun ved Brug af Skraajærn, ikke ved Brug af Bøjler (Fig. h og i), og kun saafremt Skraajærnene ligger saa tæt, at et lodret Snit træffer mindst eet Skraajærn. Da man altid bruger nævnte Ligevægtsbetingelse, bør man tilstræbe en Ordning som den beskrevne med tætliggende Skraajærn og med $\alpha = \beta$. Da Trykstængerne dannes af de mellem Skraarevnerne liggende Betonlameller, hvis Retning gennemsnitlig er 45° , er det Ordningen i Fig. g, der bør tilstræbes.

Ved H's Opløsning i Træk- og Trykkkræfter er Forskydningsspændingerne naturligvis ikke bragt ud af Verden, der er Forskydningsspændinger i lodrette og vandrette Snit gennem de trykkede Diagonaler (Fig. 568), men disse Spændinger er uskadelige ligesom i almindelige Søjler (§ 486). Selv om der er et vandret Støbeskel i Bjælken, tør det forudsættes, at Forskydningsstyrken i dette ved god Udførelse vil være saa stor, at den i Forbindelse med den efter Gitterteorien nødvendige Tværarmring udelukker en Forskydning.

526. Naar Q er konstant som forudsat i Fig. 569, finder man i alle Tilfælde T_s og C_s ved at lægge et Snit parallelt med henholdsvis C_s og T_s , idet Ligevægten da fordrer $Q = T_s \cdot \sin \alpha = C_s \cdot \sin \beta$, og man kommer derved til samme Værdier som ved at gaa ud fra den vandrette Forskydning, hvilket ses ved at lægge tilsvarende Skraasnit i Fig. 567. Er Q variabel, er denne Overensstemmelse ikke tilstede. Varierer Q efter Linien $a-b$ i Fig. 570, vil den for den indtegnede, tænkte Gitterbjælke variere efter den aftrappede Linie $c-d$. Efter Gitterteorien bliver Trækket i Bøjlen 2-2' lig Q_2 , medens det efter (292) og (284) bliver:

$$T_s = H \cdot \text{tg } \beta = Q \cdot \frac{e}{m} \cdot \text{tg } \beta = Q,$$

hvor Q er Tværkraften i Punktet 2, aftaa lig $\frac{1}{2} \cdot (Q_1 + Q_2)$. Hyppigst regner man paa denne sidste Maade.

527. Adhæssionsspændingernes Bestemmelse efter Gitterteorien. Ved Bestemmelsen af maks τ_{bj} for Bjælker med enkelt Gitter (Fig. 571) og dobbelt Gitter (Fig. 572) gaar Mörsch frem paa følgende Maade. Den største Tværkraft er Lejereaktionen R , og man er paa den sikre Side ved at regne denne Tværkraft virkende i hele det første Fag, hvis Længde er henholdsvis $2m$ og m . Den Lejet nærmeste Revne forudsættes liggende i Fodens 2' Knudepunkt, altsaa ved a , thi Betonens Bøjnings-Trækspænding er stigende fra Lejet til dette Punkt, i hvilket den pludseligt aftager som følge af den rigeligere Armering. I Snit $a-a$ vil derfor Jærnet være alene om at overføre Trækkræften T i Foden, og tages Momenterne af de ydre og indre Kræfter m. H. t. Punkterne O , faas:

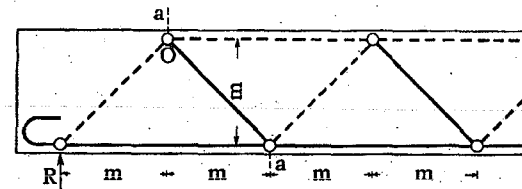


Fig. 571.

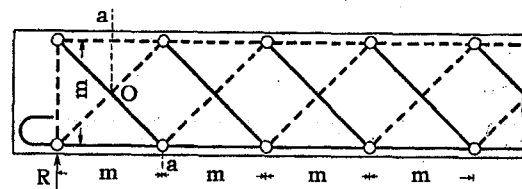


Fig. 572.

for det enkle Gitter (Fig. 573):

$$R \cdot m = T \cdot m$$

altsaa $T = R$,

for det dobbelte Gitter (Fig. 574):

$$R \cdot \frac{1}{2} m = T \cdot \frac{1}{2} m + C \cdot \frac{1}{2} m$$

altsaa $T = \frac{1}{2} R$ idet $C = T$.

Ved at regne Adhæssionen jævnt fordelt over Faglængden findes endelig, idet Jærnenes samlede Omkreds er o cm:

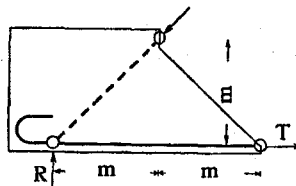


Fig. 573.

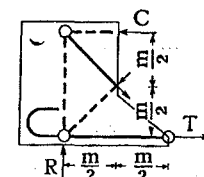


Fig. 574.

Enkelt Gitter:

$$T = \tau_{bj} \cdot o \cdot 2m$$

altsaa:

$$\tau_{bj} = \frac{R}{2 \cdot o \cdot m}$$

Dobbelt Gitter:

$$T = \tau_{bj} \cdot o \cdot m$$

altsaa:

$$\tau_{bj} = \frac{R}{2 \cdot o \cdot m}$$

τ_{bj} bliver saaledes ens i begge Tilfælde, men kun halvt saa stor som efter (278).

Mod denne Regnemaade kan dog indvendes, at Forudsætningen om Adhæssionsspændinger i det første Fag er i Strid med Gitterteorien. Forankringslængden burde regnes fra Forsiden af den trykkede Diagonal (Fig. 568), ellers indfører man paany de Forskydningsspændinger i Betonen, som det er Gitterteoriens Formaal at bortskaffe.

2. Forsøgsresultater.

528. Det i § 522 udviklede Dimensioneringsprincip at se helt bort fra Betonens Evne til at optage Forskydningspændinger efter Skraarevnerne Dannelse følges ikke i alle Lande, og Aarsagen er, at de fleste Forsøg viser en større Bæreevne hos Bjælkerne end svarende til Teorien. Nogle af disse Forsøg skal omtales, og der maa, som tidligere, skelnes mellem Trækbrud og egentligt Forskydningsbrud.

a. Trækbrud.

529. Forsøgsresultater. Trækbrud er den almindeligste Form for Forskydningsbrud. Det indtræder, naar Tværarmingen, der gennemkrydser de

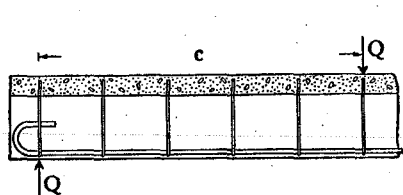


Fig. 575.

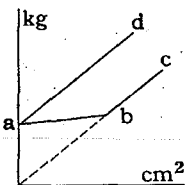


Fig. 576.

skraa Revner, begynder at flyde. Skønt der i selve de skraa Revner ikke kan findes Betontrækspændinger, viser Forsøg med T-Bjælker, at Bæreevnen er større end den skulde være efter Teorien, naar man ikke regner Betonen medvirkende. Hvis man for en Bjælke som Fig. 575 med 2 Enkeltkræfter Q afsætter Brudlasten som Ordinaten, og det vandrette Bøjleareal paa Strækningen c som Abscisse (Fig. 576), skulde Forsøgene give en Kurve som abc , saafremt de to Materialer ikke virker samtidigt. Ved svag Tværarmering er Brudlasten omtrent konstant (ab), idet den i Hovedsagen bestemmes af Betonens Trækstyrke, da Bøjlerne Virkning er ringe, saa længe Betonen ikke er revnet; ved stærkere Tværarmering er Brudlasten proportional med Jærnarealet (bc), idet den revnede Beton ingen Kraft optager. Forsøgene har derimod givet en Kurve som ad , der, naar Bøjlerne er spinkle, er parallel med bc og altsaa viser, at begge Materialer udnyttes samtidig, mens den, naar Bøjlerne er sværere, ikke stiger fuldt saa meget.

Af de nævnte Forsøg skal følgende, udførte af Bach & Graf (D. A. f. E., Heft 10) omtales.

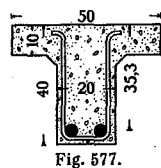


Fig. 577.

Bjælkerne Tværnit er vist i Fig. 577. De var armerede med 2 Rj. 40 mm med store Kroge, og blev belastede som Fig. 575 viser. Der var kun Bøjler paa Strækningen c , deres Diameter var 5, 7 eller 10 mm, og de var jævnt fordelt, mens Antallet varierede fra Bjælke til Bjælke. Naar der ingen Bøjler var i Bjælken, fandtes Brudværdien $\tau_b = Q : (m \cdot b_0) = 20,1 \text{ at}^1$, og den forskydende Kraft i en Bjælkehalvdel $M : m = 40\ 200 \text{ kg}$.

I Fig. 578 er den forskydende Kraft i en Bjælkehalvdel afsat som Ordinaten og Bøjlearealet i en Bjælkehalvdel som Abscisse. De øvre Kurver viser de fundne Brudværdier, de nedre Kurver viser den forskydende Kraft, som Bøjlerne alene skulde kunne optage ved en Spænding svarende til $0,8\sigma_p$.

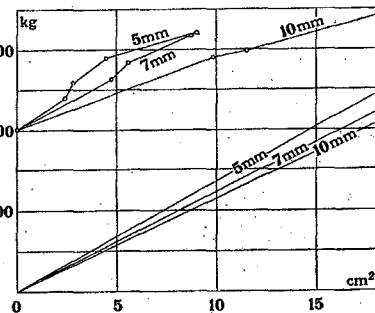


Fig. 578.

¹⁾ Ved nogle Forforsøg fandtes Brudværdien af τ_b uafhængig af, om Bjælkebredden var 15, 20 eller 30 cm.

Ved Bjælker med Skraajærn har man fundet lignende Forhold. For 4 T-Bjælker med $5,4 \text{ m}$ Spændvidde, jævnt fordelt Last, ens Længdearmring og med en Forskydningsarmring, der efter Teorien uden Betonens Medvirken skulde kunne optage henholdsvis 0, 37, 50 og 100 % af den forskydende Kraft, fandtes hosstaaende Brudlasten¹⁾. I Bjælke 3

Bjælkens Nr.	1	2	3	4
Forskydningsarmring ...	0	37	50	100
Brudlast i Tons	49	96	120	119

og 4 skete Bruddet i Midtertyværsnittet som Følge af Længdejærnets Flydning, og dette Maksimum af Bæreevne blev altsaa naaet, selv om der kun var Jærn for Halvdelen af den forskydende Kraft. Brudlasterne for de tre første Bjælker ligger ogsaa i dette Tilfælde paa en ret Linie svarende til ad i Fig. 576.

De af Saliger udførte Forsøg med Bjælker med opbøjede Jærn uden Bøjler viser ligeledes en Samvirken af Betonen og Jærnet i Brudøjeblikket (§ 532).

530. De virkelige Spændingsforhold. Den ved de nævnte Forsøg fundne Samvirken af Beton og Jærn kan forklares paa følgende Maade: En Bjælke uden Forskydningsarmring (Fig. 507) vil, efter at den første skraa Revne har dannet sig (Revne 1) endnu være bæredygtig, idet Tværkraften optages dels af det vandrette Jærn, dels af Trykzonen, i hvilken den skraa Revne ikke naar op. Jærnets Medvirken aftager efterhaanden, idet Tværkraften trykker det ned, hvorved Bjælkekroppen rives over (Revne 2 og 5), men Trykzonen er medvirkende, saalænge den ikke er knust. Efter at Revne 5 har dannet sig, er Jærnet paa de 30 cm uden Adhæsiionsforbindelse med Bjælken, Trækraften i det maa følgelig holde sig konstant paa denne Længde, og da Momentet aftager henimod Lejet, følger af Ligningen $M = T \cdot m$, at m ogsaa maa aftage; Trykzonen bliver derved større, saa den kan optage en større forskydende Kraft.

Ligger Jærnet løst i hele Bjælkens Længde kun fastholdt ved Endekrogene, virker Bjælken som en Bue med Trækbaand (Fig. 579), og Ligevægten kræver,

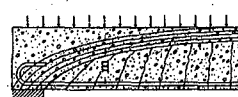


Fig. 579.

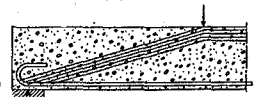


Fig. 580.

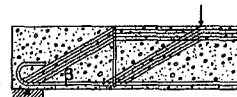


Fig. 581.

at m varierer ganske som M . En Bue med m -Kurven som Midtlinie vil være i Ligevægt under Indflydelse af de ydre Kræfter og kun være paavirket af Normalspændinger, og kan man indtegne en saadan Bue i Bjælken og fjerne den øvrige Beton, uden at Trykspændingen bliver for stor, er der ogsaa i Virkeligheden Mulighed for, at denne Ligevægtstilstand indtræder, saaledes at Bjælken bærer mere, end hvad der svarer til dens Forskydningsstyrke. I en T-Bjælke med stor Værdi af $b : b_0$ vil Trykspændingen dog let kunne blive for stor, thi da man i alle Tværnit har $C = T = T_{\text{maks}}$, og da denne store Trykkræfter, der ellers optages af Pladen, ved Lejet optræder i den nedre Del af Kroppen, er det ikke enhver Beton, der kan taale den.

For en Bjælke belastet med to Enkeltkræfter faar Buen den i Fig. 580 viste Form. Enden af den (Fig. 582) er paavirket af de ydre Kræfter Q og Q

¹⁾ D. A. f. E. Heft 48.

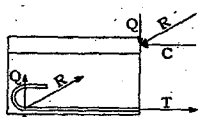


Fig. 582.

samt af Spændingsresultanterne C og T . Sammensættes C og Q til Resultanten R , og T og Q ligeledes, maa de to Resultanter ligge i samme Linie, naar Bjælken skal være i Ligevægt. Ligger Jærnet helt løst, vil T holde sig konstant paa Strækningen c og først overføres til Betonen gennem Krogen. Overførelsen vil ske et Stykke oppe i

Krogens Runding, men for Simpelteds Skyld regner vi, den sker i Skæringspunktet mellem Q og Jærnet. Bjælkeenden kan da betragtes som uarmeret og alene paavirket af de to Kræfter R , der holder hinanden i Ligevægt, og de forskydende Spændinger bliver af samme Art som i en Søjle, altsaa uskadelige.

Hvis den ændrede Kraftoverføring indtræder, kan det ses paa Bjælken ved at de skraa Revner standser ved Undersiden af Buen, da der i denne er Trykspændinger. Desuden vil R 's Ekscentricitet i Forhold til Betonlegemet

(Fig. 582) medføre, at der nærmest Lejet opstaar Trækspændinger foroven og Trykspændinger forneden. Trækspændingerne i Oversiden kan medføre Sprængninger som Fig. 583 viser¹⁾, medens Trykspændingerne i Undersiden forklarer, at de almindelige Bøjningsrevner ikke optræder nærmest Lejet, selv om Momentet her er saa stort, at σ_b i Undersiden, beregnet efter den almindelige Teori, overskrider Brudværdien.

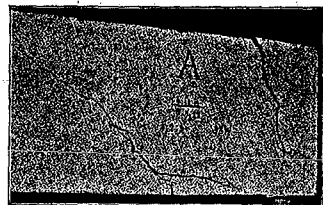


Fig. 583.

Kan en direkte Kraftoverføring finde Sted mellem Lejet og den nærmeste Enkeltkraft (Fig. 580), maa den ogsaa kunne finde Sted mellem Lejet og den nærmeste Bøjle eller mellem to Bøjler (Fig. 581), da Bøjlernes Trækraft i denne Forbindelse kan sidestilles med en ydre Kraft, og Spørgsmaalet om Betonens Evne til at optage en Del af Forskydningen reduceres derved til Spørgsmaalet om, hvorvidt den tænkte Gitterbjælkes Trykdiagonalers Vinkel med Nullfladen kan blive mindre end 45° . Kan man være sikker paa, at den bliver mindre og lig β , har man det i Fig. 560 viste Tilfælde. Sættes $\alpha = 90^\circ$ (lodrette Bøjler), giver Formel (292):

$$T_s = H \cdot \operatorname{tg} \beta.$$

Det nødvendige Bøjleareal paa en given Længde er altsaa proportionalt med $\operatorname{tg} \beta$; formindskes $\operatorname{tg} \beta$ fra den normale Værdi 1 til $1/2$, halveres det nødvendige Bøjleareal (Fig. 566).

Betingelsen for at β kan blive mindre end 45° er, at Skraarevnerne enten danner sig under denne mindre Vinkel eller optræder med en saa stor indbyrdes Afstand, at der i de mellemliggende Betonlameller kan indtegnes Trykdiagonaler med den paagældende Hældning. Disse Betingelser har været til Stede ved talrige Forsøg, men om de i alle Tilfælde vil være til Stede, er tvivlsomt.

En Teori paa Grundlag af Buevirkningen fører naturligvis til en væsentlig ringere Forskydningsarmering end den almindelige, men desuden til en højere Værdi af Forholdet mellem Bøjlers og Skraajærns Virkningsgrad²⁾.

¹⁾ B. u. E. 1914, S. 306 (Kleinogel).

²⁾ K. W. Johansen: Om Virkningen af Bøjler og Skraajærn i Jærnbetonbjælker. Kbhvn. 1928.

b. Egentligt Forskydningsbrud og Trykbrud.

531. Egentligt Forskydningsbrud kan forekomme i Støbeskel (§ 487) og ved Lastanordninger, der udelukker Dannelsen af skraa Revner.

Ved Mörsch's Forsøg med 2 armerede Legemer (Fig. 584) dannede der sig først en Forskydningsrevne ved den ene Side, men den forblev temmelig fin, og Lasten kunde forøges, hvorved en lignende Revne dannede sig ved den anden Side. Middeltallet af de Spændinger, ved hvilke den første og den anden Revne fremkom (de forholdt sig som 2 til 3), var 37^{at} , altsaa den samme som for uarmeret Beton (§ 486). Lasten kunde imidlertid forøges yderligere til en Maksimalværdi, der, fordelt alene over de 16 Jærntværsnit, gav $\tau_j = \text{ca. } 3200^{\text{at}}$.

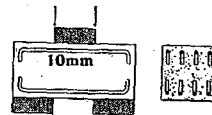


Fig. 584.

Efter disse Forsøg at dømme virker Jærnet ikke, førend Betonen er revnet, men derefter kan det udnyttes fuldt.

I Modsætning hertil fandt Brik¹⁾ ved ganske tilsvarende Forsøg, at Maksimallasten var langt større end svarende til Jærnets Flydespænding, og at den navnlig forøgedes ved Indlæg af spinkle Jærn, mens det totale Jærnareals Størrelse spillede en mere underordnet Rolle. Denne Samvirken af Beton og Jærn, efter at Betonen er revnet, skyldes formentlig følgende Forhold. Under Forskydningen deformeres Jærnet som Fig. 585 viser; derved presses de ru Betonflader med stigende Kraft mod hinanden og modsætter sig Forskydningen, indtil sluttelig Bruddet sker ved, at Jærnets lokale, lodrette Tryk paa Betonen knuser og sprænger denne. Dette Tryk vil aftage med Jærndiameteren, saafremt Jærnprocenten er givet. Da Jærnene i Fig. 585 er paavirkede til Træk, og da de ved Briks Forsøg ikke havde Endekroge, kan de spinkle Jærns større Glidemodstand ogsaa have indvirket paa Resultatet.

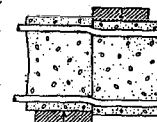


Fig. 585.

Trykbrud hidrørende fra Hovedtrykspændingen kan forekomme i T-Bjælker med en i Forhold til Kropbredden meget kraftig Tværarmering, idet Betonen da sprænges, inden Tværarmeringen flyder. Ved slige Forsøg kan Brudværdien af τ_b stige til $1/3$ af Tærningstyrken.

3. Tilladelige Spændinger.

532. De skraa Revner fremkommer, naar den skraa Trækspænding har naaet Brudværdien, altsaa naar $\tau_b = S_b^t = f$. Eks. 15^{at} . Med 3 Gange Sikkerhed bliver den tilladelige Spænding $t_b = 1/3 S_b^t = f$. Eks. 5^{at} . Imidlertid er S_b^t oftest ukendt, og man sætter derfor:

$$t_b = \frac{1}{3} S_b^{bc}. \quad (293)$$

Naar denne Værdi ikke overskrides, har man Erfaring for, at Bruddet ikke sker ved Forskydning, men som Følge af det bøjende Moment, og en Forskydningsarmering er derfor overflødig.

¹⁾ H. f. E. 1912, I, S. 457.

Da τ_b bestemmes af Formlen $\tau_b = Q : mb$ med $m = ca. 0,9h$, medens det sande m for urevnet Beton er ca. $\frac{3}{4}a$, hvor a er den totale Højde, bliver det sande τ_b ca. $0,9h : \frac{3}{4}a = ca. 1,35h : a$ Gange saa stort som det formelle τ_b . Samtidig er der imidlertid Grund til at tro, at Brudværdien af τ_b er større end S_b^t , da maks τ_b kun optræder i Nullinjen.

Er $\tau_b > t_b$, forudsættes de skraa Revner at have dannet sig, saaledes at Betonen ikke kan optage skraa Trækspændinger og følgelig heller ikke Forskydningspændinger. Paa de Strækninger, hvor $\tau_b > t_b$, sætter man da:

$$t_b = 0$$

og opløser de forskydende Kræfter H i skraa Trykkrafter under 45° og skraa eller lodrette Trækkrafter og indlægger Jærn til Optagelse af disse, hvorved der regnes med den sædvanlige tilladelige Jærns pænding s_j .

Ved at regne paa denne Maade opnaar man rigelig Sikkerhed mod Forskydningsbrud, idet man helt ser bort fra Betonens Evne til Trykoverføring under en mindre Vinkel end 45° . I nogle Lande tager man Hensyn til denne Evne og regner Betonen og Jærnet samvirkende paa en saadan Maade, at Betonen optager den til den tilladelige Spænding t_b svarende Del af Forskydningen, og Jærnet Resten.

For Bjælker med Skraajærn uden Bøjler fandt *Saliger*, at naar $\tau_b (= Q : mb)$ er mindre end $2,5t_b$, kan man lade Betonen tage t_b og bøjle Jærn op for Resten ($s_j = 1000$ à 1200). Naar τ_b stiger fra $2,5t_b$ til $2,9t_b$, synker Betonens Medvirken jævnt fra t_b til 0 , men iøvrigt beregnes Skraajærnene paa samme Maade. Hvis τ_b overstiger $2,9t_b$, maa den tilladelige Spænding i Skraajærnene formindskes (*Neue Versuche über den Schubwiderstand*, Wien 1914).

Udregning af maks τ_b . Ved Bestemmelse af τ_b og τ_{bj} i Bjælker og Plader i Huse uden store, koncentrerede bevægelige Laster behøver man som Regel kun at regne med den til Totallast i samtlige Fag svarende Belastningstilstand.

T-Bjælker. Hvis man i T-Bjælker med $\tau_b < t_b$ har et Støbeskel mellem Krop og Plade, bliver der Spørgsmaal om, hvorvidt den normale Værdi af t_b er lille nok til at hindre et vandret Forskydningsbrud i Skellet. Det er den formentlig, saafremt Arbejdet er vel udført (§ 487), thi da den er ca. $\frac{1}{8}$ af Trækstyrken, kan den regnes at være ca. $\frac{1}{9}$ af Forskydningsstyrken; er Forskydningsstyrken i Støbeskellet $\frac{1}{8}$ af den normale, har man altsaa 3 Gange Sikkerhed mod Brud. Dette tør man dog ikke stole paa; ofte regnes $t_b = 0$, og i alt Fald overholder man et vist Bøjleminimum (§ 561).

Sikkerhed mod Revner. Da Forskydningsarmeringen ikke forøger Sikkerheden mod Revner i tilnærmelsesvis samme Grad, som den forøger Sikkerheden mod Brud, vil en Bjælke med kraftig Forskydningsarmering og ringe Betontværsnit kunne faa Skraarevner allerede under den tilladelige Last. For at undgaa dette, kræver de danske Normer, at τ_b bestemt af (257) eller (263), altsaa uden Hensyn til Jærnet, skal tilfredsstille Betingelsen:

$$\tau_b \geq 3t_b. \quad (294)$$

At der kræves Revnesikkerhed overfor de skraa Trækspændinger og ikke overfor de Trækspændinger, der skyldes de bøjede Momenter, er en Følge af Forskydningsarmeringens ringere Evne til at holde Revnerne fine. Bøjlerne danner nemlig en Vinkel med Revnerne, og Skraajærnene ligger ofte meget spredt. Hvis hele Forskydningen optages af tætliggende Skraajærn¹⁾, kan man

¹⁾ Disses Akseafstand, maalt vandret, bør da hverken overstige $7 \cdot d$ eller $\frac{1}{4} \cdot h$, saavel i Bjælkens Længderetning som i dens Tværretning.

godt se bort fra (294), og den øvre Grænse for τ_b maa da fastsættes saaledes, at Hovedtrykspændingen ikke fremkalder Brud. Undertiden tillades $\tau_b = s_b^t$, men da de mange Skraajærn utvivlsomt forringer Trykstyrken, bør man næppe overstige $\frac{1}{8} \cdot s_b^t$ (§ 531), og der er da lidet vundet. Ogsaa af Hensyn til en god Omstøbning af Forskydningsarmeringen er der Grund til at overholde (294).

Den Frihed, Ingeniøren har, til snart at lade Jærnet, snart Betonen optage de forskydende Kræfter, kan føre til Former, der virker uharmoniske paa den umiddelbare Betragter. Lægges der Vægt paa Udscendet, bør samvirkende Dele, som Bjælke og Drager, ikke formes efter helt forskellige Principer, hvad de ydre Maal angaar.

4. Bøjler.

a. Bøjleformer.

α. Rundjærnsbøjler.

533. Bøjlediameter. Som Bøjler bruges hyppigst spinkelt Rundjærn, 5-14 mm i Diameter. De smaa Dimensioner foretrakkes, fordi de er lette at bøjle, og man gaar kun op til større Dimensioner, naar Bøjleantallet ellers vilde blive for stort, eller naar Bjælken er saa høj, at de spinkle Bøjler ikke kan holde sig lige. Faren for en Nedtrampning af Bøjlerne i Pausen mellem Bjælkens og Pladens Støbning opfordrer til ikke at bruge alt for spinkle Bøjler. Skal Bøjlerne bøjes paa Stedet omkring Jærnene, bør Diameteren ikke overstige 8 mm.

Materiale. Bøjlerne fremstilles af blødt Staal, men der var Grund til at prøve Brugen af haardt Staal, da Bøjlerne derved vilde kunne gøres spinklere, og da en kold Bøjning af disse spinkle Jærn næppe vil volde Vanskelighed.

U-Bøjler (Fig. 586) er den mest brugte Bøjleform. De ikke blot forbinder Bjælkekrop og Plade, men er vel egnet til at sikre Hovedjærnenes rigtige Stilling under Støbningen og til at hindre en Spaltning af Bjælkekroppen hidrørende fra en Glidning af Jærnene (§ 299), eller fra at Jærnenes vandrette Billede ikke er helt retliniet. Bøjlen forankres i Trykzonen ved Hjælp af Kroge, som bedst vendes udad, da de saa ikke hindrer Bjælkens Støbning og desuden styrker de lodrette Snit mellem Bjælke og Plade. Ligger Trækjærnene i Bjælkens Overside, hænges Bøjlerne paa dem (Fig. 587).

Undertiden sparer man Bøjlekrogene, da man ikke ved Forsøg har kunnet paavise, at de forøgede Bjælkens Bæreevne, men det er bedst at kroge, navnlig naar Bøjlerne er svære og Trykzonen lav.

V-Bøjler (Fig. 588) bruges i Forbindelse med U-Bøjler (Fig. 589) dels i Bjælker, der er saa brede, at U-Bøjlen ikke kan antages at beskytte den midterste Del, dels i almindelige Bjælker, naar U-Bøjler alene vilde blive for svære eller vilde komme til at ligge for tæt (§ 538).

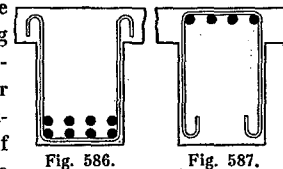


Fig. 586.

Fig. 587.

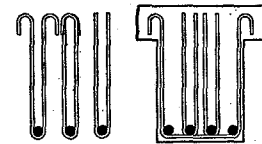
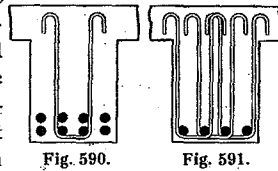


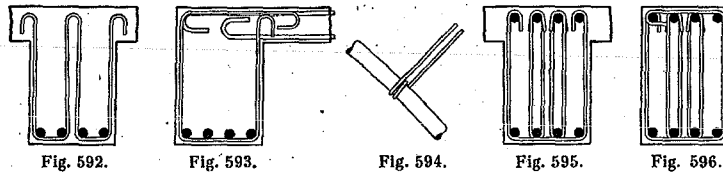
Fig. 588.

Fig. 589.

Smalle U-Bøjler (Fig. 590), der ikke omfatter samtlige Jærn, bruges undertiden i Stedet for V-Bøjler. En saadan Bøjle kan være lettere at holde paa Plads end en V-Bøjle, og i visse Tilfælde kan man nøjes med denne ene Form; i Fig. 589 f. Eks. kan den brede U-Bøjle og de to V-Bøjler erstattes med 3 U-Bøjler (Fig. 591). Derimod vilde det ikke være heldigt at tilføje en saadan Bøjle om de midterste Jærn paa Fig. 586, thi de to Bøjlers vandrette Del vilde her løbe parallelt og daarligt kunne understøbes.



Dobbeltbøjler (Fig. 592) er lettere at styre end to Enkeltbøjler, og hvis man i Bjælker med et lige Antal Jærn som den viste har Brug for 1 U-Bøjle og 1 V-Bøjle, giver Dobbeltbøjlen en mere symmetrisk Ordning, som der dog ikke er Grund til at lægge stor Vægt paa.



Randbjælkebøjler (Fig. 593) giver en god Beskyttelse mod vandrette Revner stammende fra Pladens negative Moment.

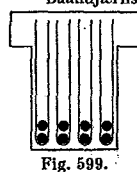
Faste Bøjler (Fig. 594), der er slyngede om Jærnet, kan man bruge i Tilfælde, hvor man ikke har andre Midler til at fastholde Bøjlerne, f. Eks. i Buer uden øvre Jærn.

Trykjærnsbøjler (Fig. 595) lukkes om Trykjærnene, og er der ingen Plade til at hindre Trykjærnenes vandrette Udbøjning, bruges Formen Fig. 596; naar der er Plade, behøver man ikke at bruge denne Form, som vanskeliggør Bjælkekroppens Støbning. Se ogsaa Fig. 406.

β. Baandjærnsbøjler.

534. Baandjærnsbøjler (Fig. 597-98) var den oprindelige Form for Bøjler, men kun lidt, da de dels virker som Skilleflader i Betonen, dels vanskeliggør en god Støbning, og endelig i højere Grad end de runde giver Anledning til Rustsprængninger, da Rusten her optræder paa brede Flader, ikke langs Linier, og da det Mørtellag, der ligger udenpaa en bred Bøjle som Fig. 598, er i mangelfuld Forbindelse med den øvrige Beton. Desuden er Baandjærn dyrere end Rundjærn. Til Gengæld er Baandjærnet meget let at bøjle, fylder lidt i Bjælken og formindsker dennes Nyttehøjde saa lidt, at man ikke behøver at tage Hensyn til Bøjletykkelsen ved Fastsættelsen af Bjælkehøjden.

Mest brugt er Dimensionerne 20·1½, 30·2 og 40·3mm², hvis Tværnsitsarealer forholder sig som 1:2:4¹⁾. Baandjærnsbøjler maa ikke formes som Fig. 586, da deres Bredder hindrer en god Støbning under Bøjlen. De maa kun omfatte et enkelt Jærn (Fig. 598, 599) og maa ikke kroges foroven; man lader dem ende lige eller med en svag Bøjning (Fig. 597); deres Overflade er saa stor i Forhold til Tværnsnittet, at Adhænsionsforbindelsen er tilstrækkelig. Forsøg har vist, at flade Bøjler er mindst lige saa virksomme som runde²⁾, og de giver ikke Anledning til den tidlige Revnedannelse, som følger med det gennemgaaende Rundjærn i Fig. 586³⁾. Til Gengæld giver dette et Sammenhold i Tværretningen, som paa Steder, hvor Jærnene stødes, er ganske uundværligt.



¹⁾ I Stedet for de to første Dimensioner leveres undertiden 1/4" engl. × Nr. 16 BWG = 19,1 × 1,65 mm² og 1/4" eng. × Nr. 14 BWG = 31,7 × 2,10 mm².
²⁾ D. A. f. E. Heft 10, S. 85 og Heft 20, S. 61 (Bach & Graf).
³⁾ Se Scheil & Probst: Durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen S.26 og D.A.f.E., Heft 20, S.54.

b. Bøjlernes Beregning.

a. Det totale Bøjleareal i en Bjælke.

535. Den almindeligste Forskydningsarmering er en Kombination af Skraa-jærn og Bøjler (§ 559), men undertiden bruges Bøjler alene, og dette forudsættes i det følgende. Ved Bøjlernes Beregning gaar man frem efter § 523 og opløser den paa en given Bjælkelængde *e* virkende forskydende Kraft *H* i en Trykkraft under 45° og en lodret Trækkraft *T_B*, hvorefter det nødvendige Bøjleareal bestemmes af:

$$f_B = \frac{T_B}{s_j} = \frac{H}{s_j} \tag{295}$$

Det kommer altsaa ud paa eet, om man dimensionerer Bøjlerne for Træk eller Forskydning, naar man i begge Tilfælde bruger den tilladelige Spænding *s_j*, og da det er overskueligst at regne med den forskydende Kraft, vil vi gøre dette.

Ved Bøjlernes Beregning maa man kende Momentarmen *m*, der nøjagtigt nok sættes til:

$$m = 0,9 h \quad \text{eller} \quad m = h - \frac{c}{2} \tag{296}$$

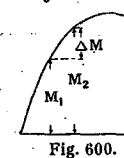
eftersom Tværnsnittet er rektangulært eller T-formet med tynd Plade. For T-Bjælker med tyk kan man vælge mellem de to Udtryk.

Det nødvendige Bøjleareal kan beregnes af enten Momentkurven eller Tværkraftkurven. Hvis Lasten virker ved Bjælkens Fod, som Tilfældet er ved visse Kranbjælker, maa der tages Hensyn til det forøgede Træk i Bøjlerne¹⁾.

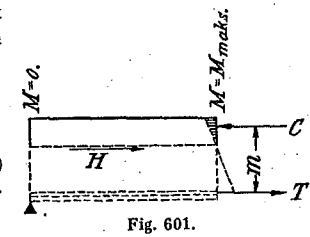
536. Brug af Momentkurven. Hvis Momentet paa en given Bjælkestrækning stiger fra *M₁* til *M₂* uden at passere noget Minimum eller Maksimum (Fig. 600), bliver den vandrette, forskydende Kraft paa denne Strækning:

$$H = \frac{M_2 - M_1}{m} = \frac{\Delta M}{m}$$

Lastens Karakter (Enkeltkræfter eller jævnt fordelt Last) har kun Indflydelse paa Spændingernes Fordeling. Skal denne Kraft helt optages af Bøjler, bliver det nødvendige Bøjleareal:



Mellem et Momentnulpunkt (*M₁* = 0) og det paafølgende Maksimalmomentpunkt er (Fig. 601):



$$H = C = T = \frac{M_{maks}}{m} \quad \Sigma f_B = \frac{M_{maks}}{m \cdot s_j} \tag{297} \tag{298}$$

Denne sidste Værdi er lig Længdejærnenes nødvendige Tværnsitsareal *f*, altsaa:

$$\Sigma f_B = f. \tag{299}$$

For en simpelt understøttet Bjælke med jævnt fordelt Last giver disse Formler det nødvendige Bøjleareal i en Bjælkehalvdel.

¹⁾ Se f. Eks. B. u. E. 1923, S. 82.

537. Brug af Tværkraftkurven. Naar H er den forskydende Kraft paa Længden e , bliver den forskydende Kraft pr. Længdeenhed i Henhold til Formel (257):

$$\frac{H}{e} = b \cdot \tau_b = \frac{Q}{m} \quad (300)$$

og den kan altsaa fremstilles grafisk ved at dividere Q -Kurvens Ordinater med m (Fig. 602). Arealet over e repræsenterer den forskydende Kraft paa Strækningen e , og det nødvendige Bøjleareal paa denne Strækning faas ved Division med s_j .

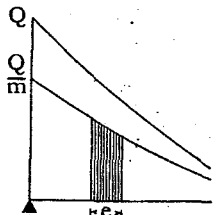


Fig. 602.

β. Bøjlernes Fordeling.

538. Gruppeafstand. Bøjlerne fordeles saavidt muligt i Overensstemmelse med Tværkraftkurven, idet man samler dem i Grupper. Kaldes Afstanden mellem 2 Grupper for e , og er $Q:m$ Middelværdien af den forskydende Kraft paa denne Strækning (Fig. 602), og skal Bøjlerne tage hele Forskydningen, kræves:

$$\frac{Q}{m} \cdot e = f_B \cdot s_j, \quad \text{hvoraf: } e = \frac{f_B \cdot s_j \cdot m}{Q} \quad \text{og: } f_B = \frac{Q \cdot e}{m \cdot s_j} \quad (301)$$

Ved Hjælp af disse Ligninger kan man for hvert af Bjælkens Punkter vælge f_B og derefter beregne e eller omvendt. Et Eksempel er gennemregnet i § 573.

e vælges mellem m og en lavere Værdi, der f. Eks. kan fikseres til den mindste af Størrelserne $\frac{1}{2}m$ og 15 cm . Forefindes Trykjærn, kræves $e < 15 d$.

Da den første Skraarevne kan regnes at udgaa fra Lejets Forkant, bør Afstanden fra første Bøjlegruppe ikke overstige $\frac{1}{2}m$, med mindre der ogsaa findes Skraajærn.

Bøjler i Dragere bør ikke sættes paa Steder, hvor der løber Tværbjælker ind, da de spærrer for Tværbjælkens Jærn. Iøvrigt maa erindres, at der ikke kan danne sig Skraarevner nærmere Bjælken end vist Fig. 603, saaledes at en høj Tværbjælke virker som en kraftig Forskydningsarmering.



Fig. 603.

539. Gruppetværsnit. Valget af f_B afhænger af Trækjærnenes Antal; een Bøjle i hver Gruppe er naturligvis Minimum, een Bøjle om hvert Jærn Maximum. Da der er en Del Arbejde knyttet til Bøjlerne, og da de hæmmer Støbningen, bør man ikke overfylde Bjælken med Bøjler; man har altid den Udvej at erstatte en Del af dem med Skraajærn.

Bruges Rundjærnsbøjler, vil man som Regel lægge en U-Bøjle i hver Gruppe, og, hvis dette ikke er tilstrækkeligt, tilføje een eller flere V-Bøjler, idet man tilstræber Symmetri om Bjælkens Længdeakse. Det er ikke nødvendigt, at alle Grupperne er ens; i en Bjælke med 3 Jærn kan man f. Eks. lægge en U-Bøjle i hver Gruppe og en V-Bøjle i hveranden; dog bør man af Hensyn til Arbejdets Udførelse og Paaskriften paa Tegningen ikke være smaalig ved Bøjlernes Anbringelse, men tilstræbe en simpel Bøjleinddeling, selv om den medfører et noget større Bøjleareal end nødvendigt. Kan man holde e konstant og lade f_B variere, eller holde f_B konstant og lade e variere, er det at foretrække for en Variation af bægge Størrelser. Af samme Grund bør man

ikke for en ringe Besparelses Skyld bruge flere Bøjledimensioner i samme Bjælke.

Iøvrigt vil Fremgangsmaaden ved Bøjlernes Fordeling afhænge af Tværkraftkurvens Form.

540. Bruges Baandjærnsbøjler, gælder det samme, som ovenfor er sagt, kun er man afskaaret fra Brugen af U-Bøjler, og man bør da fordele V-Bøjlerne jævnt over Jærnene, saaledes at der, om ikke i een Gruppe, saa dog paa en Strækning af ca. 2 m kommer Bøjler om samtlige Jærn.

γ. Bjælker med Enkeltkræfter.

541. Er Tværkraften konstant paa en længere Strækning, skal Bøjlerne fordeles jævnt over denne. I Fig. 604 bliver det nødvendige Bøjleareal paa Strækningen b :

$$\Sigma f_B = \frac{H}{s_j} = \frac{M_{\text{maks}}}{m \cdot s_j} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l \cdot m \cdot s_j}$$

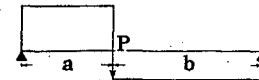


Fig. 604.

Da Bøjleafstanden ikke maa overstige m , skal

Bøjlearealet i en Gruppe vælges mindre end $\Sigma f_B \cdot \frac{m}{b}$. Man udsøger da en

Bøjlediameter og et Bøjleantal pr. Gruppe, der tilfredsstiller denne Betingelse.

Bliver Gruppens Areal f_B , kræves Gruppeantallet $\frac{\Sigma f_B}{f_B}$, der anbringes saaledes,

at Gruppeafstanden bliver et Multiplum af 5 cm , og at Afstanden fra P til nærmeste Gruppe og fra Lejets Forkant til nærmeste Gruppe bliver ens.

Strækningen a kræver samme Σf_B som b , saa her maa man enten sætte Grupperne tættere eller sætte flere Bøjler i hver Gruppe eller forøge Bøjlediameteren.

δ. Bjælker med jævnt fordelt Last.

Nødvendigt Bøjleareal.

542. Hvilede Last. Er Bjælken simpelt understøttet, og bærer den $P \text{ kg}$ jævnt fordelt over hele Længden, vil Tværkraften Q variere efter den punkterede Linie i Fig. 605 med største Ordinat $\frac{1}{2}P$. Den optrukne Linie viser $Q:m$; Arealet af Trekanten under denne er lig den forskydende Kraft H i Bjælkehalvdelen, altsaa:

$$H = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{m} \cdot \frac{1}{2} l = \frac{1}{8} \cdot \frac{P \cdot l}{m}$$

Skal hele H optages af Bøjler, kræves Bøjlearealet:

$$\Sigma f_B = \frac{H}{s_j} = \frac{1}{8} \cdot \frac{P \cdot l}{m \cdot s_j}$$

og samme Resultat faar man ved at beregne H af Maksimalmomentet:

$$\Sigma f_B = \frac{H}{s_j} = \frac{M_{\text{maks}}}{m \cdot s_j} = \frac{1}{8} \cdot \frac{P \cdot l}{m \cdot s_j} \quad (302)$$

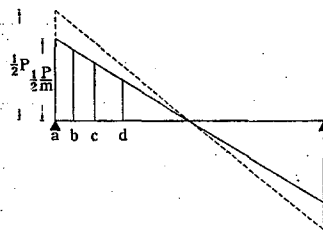


Fig. 605.

I Bjælkens midterste Del er $\tau_b < l_b$, og paa denne Strækning er Bøjleindlæg ikke paakraevet, hvorved man dog bør have det i § 543 sagte i Erindring. Der kræves kun Bøjler for den forskydende Kraft paa Strækningen z (Fig. 606), hvis Længde bestemmes af:

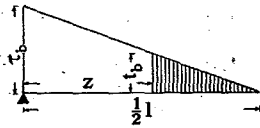


Fig. 606.

$$\frac{\tau_b - t_b}{\tau_b} = \frac{z}{\frac{1}{2}l}, \quad z = \frac{1}{2}l \cdot \frac{\tau_b - t_b}{\tau_b}, \quad (303)$$

og det samlede Bøjleareal paa denne Strækning bliver:

$$\Sigma f_B = \frac{\frac{1}{2}(\tau_b + t_b) \cdot z \cdot b}{s_j} \quad (304)$$

Et gennemregnet Eksempel findes i § 576.

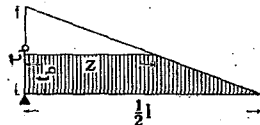


Fig. 607.

I de Lande, hvor Beton og Jærn regnes samvirkende overfor Forskydning, saaledes at Betonspændingen t_b optræder samtidig med Bøjlespændingen s_j , bliver Forholdene, som Fig. 607 viser. Den forskydende Kraft, der svarer til den skraverede Flade, optages af Betonen, og Bøjlerne skal kun optage den resterende Kraft, der svarer til den uskraverede Trekant.

543. Bevægelig Last. Er Lasten bevægelig, faar Tværkraftkurven det i Fig. 608 viste Udseende, naar Strækningen BC er belastet; Punktet e svarer til Maksimalmomentpunktet. Den største Værdi af Q i et vilkaarligt Punkt C bliver altsaa lig den til Last paa Strækningen B-C svarende Reaktion i A. Lader man Lasten rykke ind paa Bjælken ved B og bevæge sig over mod C og afsætter den til hver

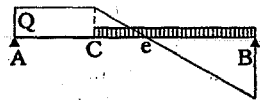


Fig. 608.

enkelt Stilling af Lasten svarende Reaktion lodret over den belastede Stræknings Endepunkt, faas den saakaldte A-Polygon (Fig. 609), der viser de største forekommende Tværkræfter i Bjælken hidrørende fra den bevægelige Last. Er denne jævnt fordelt, som her, bliver Polygonen til en Parabel; bestaar Lasten af Enkeltkræfter, kan den konstrueres som Toppolygon. Naar A-Polygonen kombineres med Egenvægtens Tværkraftkurve, faas Kurven for Q_{maks} , og af det skraverede Areal bestemmes Bøjlerne. Metoden er noget paa den sikre Side, da Maksimalværdierne af Q ikke er samtidige, og i Husbygningen bruger man den ikke og regner kun med Totallast (Fig. 605). Dog bør man ikke helt udelade Bøjlerne i Bjælkens midterste Del (§ 561).

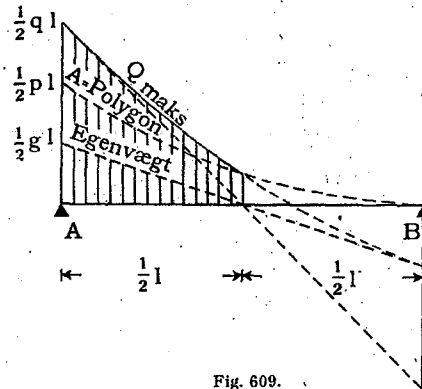


Fig. 609.

Konstant Gruppeafstand.

544. Ved Bøjlernes Beregning er det et godt Princip enten at holde Gruppeafstanden konstant og variere Gruppernes Bøjleantal eller omvendt.

Vil man holde Gruppeafstanden konstant, kan man gaa frem paa følgende Maade. Lad ABC (Fig. 610) forestille det nødvendige Bøjleareal i Bjælkehalvdelen og lad e være den paa Forhaand ukendte Feltvidde, i hvis Midte Bøjlegruppen sidder. Der sættes en U-Bøjle

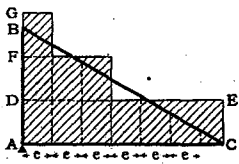


Fig. 610.

i hver Gruppe og tilføjes V-Bøjler med samme Diameter som U-Bøjlerne, hvor det er paakrævet. Lad U-Bøjlernes samlede Areal være fremstillet ved Fladen ADEC, AD er da Bøjlearealet pr. Længdeenhed. Afsættes $DF = FG = AD$, viser Figuren, at der i første Gruppe maa tilføjes 2 V-Bøjler, i 2' og 3' Gruppe i V-Bøjle. Ved Valget af e og Bøjlediameteren maa man tilstræbe at faa et ringe Bøjleoverskud og en god Fordeling af Bøjlerne. Er der n Jærn i Bjælkens underste Lag, kan Bøjleantallet i en Gruppe højest blive $n - 1$ (Fig. 589), og dette Antal er det naturligt at sætte i første Gruppe, da Bøjlediameteren saa bliver mindst. Man faar da $n - 1$ vandrette Arealstrimler i Stedet for Figurens 3, og hvis man delte Trekantsordinaten i Afstanden $\frac{1}{2}e$ fra Lejet i $n - 1$ ens Dele, vilde Tilpasningen blive den bedst mulige. Da e er ukendt, kan nævnte Ordinater erstattes af AB. Man sætter da $AD = AB : (n - 1)$ og vælger U-Bøjlernes Diameter og Gruppeafstand e ($\approx m$) tilsvarende. Dermed er den endelige Værdi af AD fastlagt, de andre Strimler tegnes med samme Højde, og Opgaven er løst.

Da e skal være et rundt Tal, vil Feltet nærmest Bjælkemidten som Regel blive mindre end e. Ved Bøjlernes Indtegning i Bjælken undgaar man denne Uregelmæssighed ved at forskyde hele Bøjlesystemet saa meget tilvenstre, at det lille Felt kommer til at ligge ved A.

En saadan Forskydning af Bøjlerne bort fra deres teoretisk rigtige Plads bør kun ske i Retning fra Maksimalmomentpunktet til Momentnulpunktet, ikke omvendt. Dette indses, naar man gaar til den Yderlighed, at tænke sig samtlige Bøjler koncentrerede i Maksimalmomentpunktet, thi de vilde da være ganske uvirksomme, medens man ved at koncentrere dem ved Lejet har

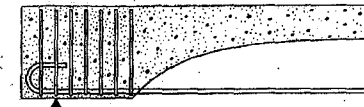


Fig. 611.

Mulighed for at faa en bæredygtig Konstruktion, idet Bjælken da kan virke som en Bue med Trækbaand (Fig. 611). Denne Tilstand kan dog først indtræde, efter at Bjælken har faaet grove Forskydningsrevner, saa i Hovedsagen bør man følge

Tværkraftkurven, men Brudsikkerheden vil næppe forringes ved, at Bøjlerne rykkes noget nærmere Lejet end teoretisk rigtigt.

Konstant Gruppetværsnit.

545. Indlægges ved Lejet f. Eks. to Bøjler, der tilsammen kan optage H^{kg} , vil disse optage hele Forskydningen ud til et Punkt b (Fig. 605), der kan findes ved at afskære et Areal paa H^{kg} af Forskydningsfladen. I dette Punkt kan man da atter indlægge to Bøjler, hvis Virkelængde findes ved at afskære et nyt Areal (bc) paa H^{kg} o. s. v. Bøjlerne kommer altsaa til at ligge mere og mere spredt, jo nærmere man kommer Bjælkens Midte.

Lægges der lige mange Bøjler i hver Gruppe, bliver Opgaven at dele H-Fladen i ligestore Arealer, hvilket kan gøres ved Konstruktion eller Beregning. Er H-Fladen en Trekant eller et Trapez kan man gaa frem efter § 546 eller 548. Man kan imidlertid lige saa let bestemme Bøjlepunkterne ved Hjælp af Momentkurven, og denne Metode kan bruges ved alle Former af Momentkurven (§ 550).

546. H-Fladen er en Trekant. Skal en Trekant med Grundlinie z (Fig. 612) deles i f . Eks. 3 ligestore Dele, deles først Grundlinien i 3 ligestore Dele, og i Delepunkterne oprejses Perpendikulærer, hvis Skæringspunkter med Halvcirklen svinges ned paa Grundlinien, som derved deles i det ønskede Forhold, thi da Kateten er Mellemproportional mellem sin Projektion paa Hypotenusen og hele Hypotenusen, haves:

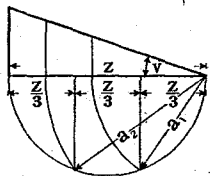


Fig. 612.

$$a_1^2 = z \cdot \frac{1}{3}z \quad a_2^2 = z \cdot \frac{2}{3}z \quad z^2 = z \cdot \frac{3}{3}z$$

Efter Multiplikation med $\frac{1}{2} \text{tg } v$ er disse Størrelser Udtryk for Arealerne af de 3 ligedannede Trekanter med fælles Vinkel v , og Differenserne mellem to paa hinanden følgende Trekanters Arealer ses at være konstant lig $\frac{1}{2} \text{tg } v \cdot \frac{1}{3}z^2 = \frac{1}{3}z^2 \text{tg } v$.

Hvis der ikke deles i 3, men i r Dele, ændres Ligningerne til:

$$a_1^2 = z \cdot \frac{1}{r} \cdot z \quad a_2^2 = z \cdot \frac{2}{r} \cdot z \quad \dots \quad a_{r-1}^2 = z \cdot \frac{r-1}{r} \cdot z$$

$$\text{altsaa: } a_1 = z \cdot \sqrt{\frac{1}{r}} \quad a_2 = z \cdot \sqrt{\frac{2}{r}} \quad \dots \quad a_{r-1} = z \cdot \sqrt{\frac{r-1}{r}} \quad (305)$$

Man kan umiddelbart konstruere eller beregne de r Fladers Tyngdepunkter ved at dele i $2r$ Dele og bestemme a_1, a_3, a_5 o. s. v. For Værdier af r mellem 1 og 7 er Resultaterne indført i efterfølgende Tabeller; i Tabel 2 findes Tyngdepunktens Afstande fra Trekantens Spids: t_1, t_2 o. s. v., i Tabel 1 deres Afstande fra Lejet.

Bøjlegrupperne burde sættes i Tyngdepunkterne for de r Arealer, men det er nøjagtigt nok at sætte dem midt mellem Delepunkterne og yderligere at forrykke dem lidt, saaledes at Bøjleafstandene bliver Multipla af 5 cm. En mindre Forrykning af Systemet som Helhed er ogsaa tilladeligt, naar blot det rykkes nærmere Lejet (§ 544).

Tabel 1.

Tabel 2.

r	$\frac{z-t_7}{z}$	$\frac{z-t_6}{z}$	$\frac{z-t_5}{z}$	$\frac{z-t_4}{z}$	$\frac{z-t_3}{z}$	$\frac{z-t_2}{z}$	$\frac{z-t_1}{z}$	$\frac{t_7}{z}$	$\frac{t_6}{z}$	$\frac{t_5}{z}$	$\frac{t_4}{z}$	$\frac{t_3}{z}$	$\frac{t_2}{z}$	$\frac{t_1}{z}$	r
1							0,293							0,707	1
2					0,134	0,500							0,866	0,500	2
3				0,087	0,293	0,592					0,913	0,707	0,408		3
4			0,065	0,210	0,388	0,646				0,935	0,790	0,612	0,354		4
5		0,051	0,163	0,293	0,453	0,684			0,949	0,837	0,707	0,547	0,316		5
6	0,043	0,134	0,236	0,355	0,500	0,711		0,957	0,866	0,764	0,645	0,500	0,289		6
7	0,037	0,114	0,198	0,293	0,402	0,537	0,733	0,963	0,886	0,802	0,707	0,598	0,463	0,267	7

r kan bestemmes saaledes, at en af Delestrækningerne faar en forud given Værdi. Skal Gruppeafstanden nærmest Lejet f . Eks. være z , skal Trapezet nærmest Lejet have denne Grundlinie, altsaa:

$$e = z - a_{r-1} = z - z \cdot \sqrt{\frac{r-1}{r}} \quad \text{hvoraf:} \quad r = \frac{\left(\frac{z}{e}\right)^2}{2 \cdot \frac{z}{e} - 1} \quad (306a)$$

der afrundes til det nærmest større, hele Tal. Hvis den saaledes bestemte Værdi af r fører til for svære Bøjler, kan man dele hver Gruppe i to, hvis Plads bestemmes skønsmessig.

Skal Trapezet fjærnest Lejet have Grundlinien e , findes:

$$e = a_2 - a_1 = z \cdot \sqrt{\frac{2}{r}} - z \cdot \sqrt{\frac{1}{r}} \quad \text{hvoraf:} \quad r = 0,171 \cdot \left(\frac{z}{e}\right)^2 \quad (306b)$$

ε. Bjælker med Enkeltkræfter og jævnt fordelt Last.

547. Hvis Bjælken er paavirket af Enkeltkræfter og desuden bærer en jævnt fordelt Last, bliver H -Fladen sammensat af Trapezer, og en trapezformet H -Flade optræder ogsaa uden Enkeltkræfter, naar Forholdene er som i Fig. 606. Vil man under disse Forhold holde Gruppeafstanden konstant, kan man gaa frem i Analogi med Fig. 610. Vil man holde Gruppetværsnittet konstant, skal Trapezet deles i lige store Arealer, hvilket kan gøres, som nedenfor angivet, eller ved Hjælp af Momentkurven (§ 550).

548. H-Fladen er et Trapez. Skal et Trapez med Grundlinie z (Fig. 613) deles i f . Eks. 4 lige store Dele, forlænges de to Sider til Skæring i O , og Halvcirklen over AO tegnes. Derefter tegnes Cirkelbuen BD og Perpendikulæren DC , og AC deles i 4 ens Dele. I Delingspunkterne oprejses Perpendikulærer, hvis Skæringspunkter med Halvcirklen svinges ned paa Grundlinien, som derved deles i det ønskede Forhold, thi da Kateten er Mellemproportional mellem, sin Projektion paa Hypotenusen og hele Hypotenusen, haves, idet $a_4 = z + a_0$:

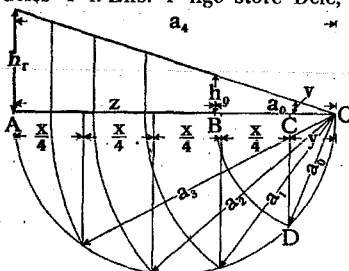


Fig. 613.

$$a_0^2 = a_4 \cdot y \quad a_1^2 = a_4 \cdot (y + \frac{1}{4}x) \quad a_2^2 = a_4 \cdot (y + \frac{1}{2}x) \quad a_3^2 = a_4 \cdot (y + \frac{3}{4}x) \quad a_4^2 = a_4 \cdot (y + x)$$

Efter Multiplikation med $\frac{1}{2} \text{tg } v$ er disse Størrelser Udtryk for Arealerne af de 5 Trekanter med Spids i O , og Differensen mellem to paa hinanden følgende Trekanters Arealer ses at være konstant lig $\frac{1}{2} \text{tg } v \cdot \frac{1}{4} \cdot a_4 \cdot x = \frac{1}{4} \cdot a_4 \cdot x \cdot \text{tg } v$.

Hvis der ikke deles i 4, men i r Dele, ændres Ligningerne til:

$$\left. \begin{aligned} a_0^2 &= a_r \cdot y & a_1^2 &= a_r \cdot \left(y + \frac{1}{r} \cdot x\right) & a_2^2 &= a_r \cdot \left(y + \frac{2}{r} \cdot x\right) \\ & & \dots & & a_{r-1}^2 &= a_r \cdot \left(y + \frac{r-1}{r} \cdot x\right) \end{aligned} \right\} (307)$$

Af den første Ligning findes $y = a_0^2 : a_r$, der indsat i Ligningen $x + y = a_r$ giver $x = (a_r^2 - a_0^2) : a_r$, altsaa:

$$\frac{x}{y} = \frac{a_r^2 - a_0^2}{a_0^2} = \left(\frac{a_r}{a_0}\right)^2 - 1 = \left(\frac{h_r}{h_0}\right)^2 - 1$$

naar største og mindste Trapezhøjde er h_r og h_0 . Af (307) faas:

$$\frac{a_1^2}{a_0^2} = 1 + \frac{1}{r} \cdot \frac{x}{y} \quad \frac{a_2^2}{a_0^2} = 1 + \frac{2}{r} \cdot \frac{x}{y} \quad \frac{a_{r-1}^2}{a_0^2} = 1 + \frac{r-1}{r} \cdot \frac{x}{y}$$

og ved Indførelse af:

$$a = \frac{1}{r} \cdot \left(\frac{h_r^2}{h_0^2} - 1\right) \quad (307a)$$

$$a_1 = a_0 \cdot \sqrt{1+a} \quad a_2 = a_0 \cdot \sqrt{1+2a} \quad a_{r-1} = a_0 \cdot \sqrt{1+(r-1) \cdot a} \quad (307b)$$

a_0 findes af:

$$\frac{h_r - h_0}{h_0} = \frac{a_r - a_0}{a_0} = \frac{z}{a_0} \quad \text{altsaa} \quad a_0 = \frac{z}{h_r \cdot h_0 - 1} \quad (307c)$$

Man kan umiddelbart konstruere eller beregne de r Trapezers Tyngdepunkter ved at dele i $2r$ Dele og bestemme a_1, a_3, a_5 o. s. v.

r kan bestemmes saaledes, at et af Trapezerne faar en given Grundlinie. Skal f. Eks. det højeste, henholdsvis det laveste, Trapez have Grundlinien e indføres $e = a_r - a_{r-1}$, henholdsvis $e = a_1 - a_0$, hvilket giver:

$$r = \left(\frac{z}{e}\right)^2 \cdot \frac{\frac{h_r}{h_0} + 1}{\frac{h_r}{h_0} \cdot \left(2 \cdot \frac{z}{e} - 1\right) + 1} \quad \text{henholdsvis:} \quad r = \left(\frac{z}{e}\right)^2 \cdot \frac{\frac{h_r}{h_0} + 1}{\frac{h_r}{h_0} - 1 + 2 \cdot \frac{z}{e}} \quad \begin{matrix} (308a) \\ (308b) \end{matrix}$$

ζ. Bjælker med Trekantslast.

549. Er Belastningsfladen den i Fig. 614 viste Trekant med Areal P , bliver Tværkraftkurven en Parabel med Ligning:

$$y = \frac{P}{2} \cdot \left(1 - 4 \cdot \frac{x^2}{l^2}\right)$$

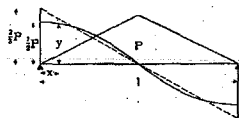


Fig. 614.

Vil man undgaa Ulejligheden ved at fordele Forskydningsarmeringen i Overensstemmelse med denne Kurve, kan man erstatte den med den punkterede rette Linie, der afgrænser et Areal af samme Størrelse som Parablen.

η. Bjælker med vilkaarlig Last.

550. Fig. 615a viser Q : m -Kurven og M : m -Kurven for en simpelt understøttet Bjælke med vilkaarlig Lastfordeling. Den forskydende Kraft H_3 paa en vilkaarlig valgt Strækning 2—3 er da fremstillet saavel ved Arealet over 2—3 som ved Differensen $(M_3 - M_2) : m$. Hvis derfor $M_{maks} : m$ deles i f. Eks. 5 ens Dele, og Delepunkterne projiceres vandret ud paa M : m -Kurven og derfra lodret op, vil Q : m -Fladen blive delt i 5 ligestore Dele.

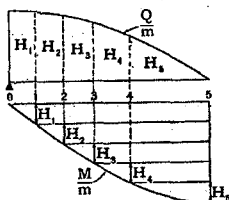


Fig. 615a.

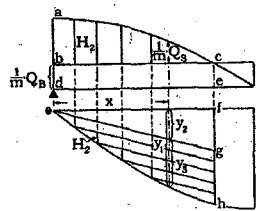


Fig. 615b.

Har man lagt æquidistante U-Bøjler, der kan optage $Q_B : m \text{ kg/cm}$ (Fig. 615b), er den resterende Kraft, som andre Bøjler eller Skraajærn skal optage, fremstillet ved Fladen abc . Skal denne Flade deles i f. Eks. 5 ens Dele, kan man trække Linien ch . Længden fh er da lig Fladen $adec$, og afsættes fg lig Fladen $bdec$, bliver gh lig Fladen abc . Trækkes Linien og haves for et vilkaarligt Punkt:

$$y_3 = y_1 - y_2 = \int_0^x \frac{Q}{m} \cdot dx - \int_0^x \frac{Q_B}{m} \cdot dx = \int_0^x \frac{Q_s}{m} \cdot dx$$

y_3 angiver altsaa Størrelsen af den over x liggende Del af Fladen abc . Hvis derfor gh deles i 5 ens Dele, og Delepunkterne projiceres ud parallelt med og paa M : m -Kurven og derfra lodret op, vil Fladen abc blive delt i 5 ligestore Dele.

c. Forholdene ved Lejet.

551. Den teoretiske Tværkraftkurve er udledet under Forudsætningen, at Lejereaktionen er en Enkeltkraft. Regnes Reaktionen jævnt fordelt over Lejet, ændres Kurven, som den punkterede Linie paa Fig. 616 viser.

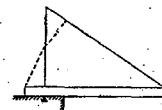


Fig. 616.

Største Forskydningspænding optræder altsaa i Virkeligheden ved Lejets Forside. Desuden vil de lodrette Trykspændinger, som Lejetrykket giver, hindre Dannelsen af skraa Revner inde over Lejet. Det er først ved Lejets Forkant, at Faren for skraa Revner begynder. Derfor er det rationelle at behandle den fritliggende Del af Bjælken for sig, saaledes at Forskydningsarmeringen i denne bliver i Overensstemmelse med den tilsvarende Del af H -Fladen.

Den Del af H -Fladen, der ligger over Lejet, kan man formentlig i alle Tilfælde se bort fra. Det gælder i hvert Fald, naar Bjælkeenden er sammenstøbt med en Søjle eller Drager af Jærnbeton, og det gælder formentlig ogsaa, naar Bjælken blot hviler paa Mur, kun bør man i dette Tilfælde sikre sig mod en Sprængning af Bjælkeenden som Følge af Krogtrykket ved at lægge nogle Bøjler om Krogene, i alt Fald bør dette gøres, hvis Jærnene er svære ($d > 2,5 \text{ cm}$).

En saadan Deling af H -Fladen har dog hidtil ikke været almindelig; oftest bestemmes Forskydningsarmeringen af dens fulde Areal, hvilket er paa den sikre Side, naar man blot ikke regner med, at Forskydningsarmeringen over Lejet kan hindre Revnedannelse udenfor Lejet, thi den bliver først virksom, naar den i Fig. 611 viste Tilstand er indtraadt.

Forudsætningen, at Revnedannelsen sker under 45° , fører i Virkeligheden til, at man kan se bort fra en endnu større Del af H -Fladen end nævnt.

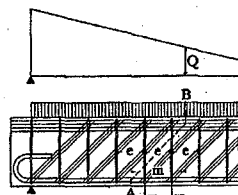


Fig. 616a.

Naar Revnen $A-B$ i Fig. 616a har dannet sig, bærer de to Bøjler nemlig den Del af Bjælken, der ligger mellem B og Maksimalmomentpunktet. De burde altsaa dimensioneres for den Tværkraft Q , som virker i B , altsaa i Afstanden m fra Revnens Fodpunkt, og ikke — som det er Brug — for Middelværdien af Q paa Strækningen m . Paa tilsvarende Maade burde der for Strækningen m nærmest Lejet regnes med Q -Værdien i Afstanden m fra Lejet.

d. Bøjlernes Indflydelse paa Glidespændingen.

552. Bøjlerne forøger ikke blot Forskydningsstyrken, men ogsaa Glidespændingen¹⁾. Dette lader sig forklare ved, at Bøjlerne forhindrer den Afspændning af Betonen under Jærnene, som er omtalt ved Fig. 507. Hvis Betonen hærder vaadt, vil der desuden komme Trækspændinger i Bøjlerne, saa de klemmer Jærnene fast til Betonen. Hvis Jærnene har Kroge, vil

¹⁾ Forsøg af Bach (Mitt. u. F., Heft 45-47) har vist, at et rigeligt Indlæg af Bøjler kan forøge Glidemodstanden 22% (Bjælkerne hærtnede vaadt). Franske Forsøg har givet et lignende Resultat (H. f. E. 1, 1912, S. 375-76).

Bøjlerne modvirke disses sprængende Tilbøjeligheder, og derved forøge Bjælakens Bæreevne¹⁾. Bøjlerne ikke blot forøger den Last, ved hvilken Jærnene begynder at glide, men bevirker ogsaa, at Bjælken kan belastes yderligere, inden den brydes, hvilket ikke er Tilfældet, naar Bøjlerne mangler²⁾. Grunden til det sidste Fænomen er, at Jærnene trækker Bøjlerne lidt mod sig og derved bliver klemt op mod den overliggende Beton, som Fig. 617 viser. Nærmest Lejet er det derfor godt at have Bøjler om alle Jærnene. Jærnene forankres dog bedre ved Opbøjning end ved at forsynes med Bøjler³⁾.

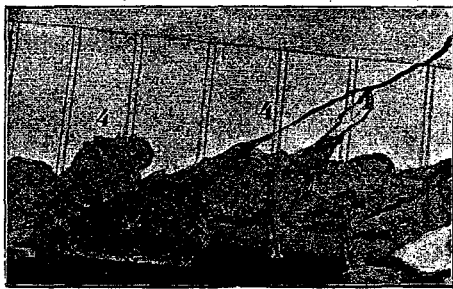


Fig. 617. Forskydningsbrud. Bøjlerne er tegnede paa Bjælakens Side.

5. Skraajærn.

a. Længdejærnenes Fripunkter.

553. Skraaevnerne modvirkes bedst, ved at man bøjer nogle af Længdejærnene op vinkelret paa dem, idet disse Jærn da direkte optager den skraa Trækraft. Disse Opbøjninger kan naturligvis først finde Sted i en saadan Afstand fra Maksimalmomentpunktet, at Jærnene kan undværes i Bjælakens Trækside, hvilket kan undersøges ved Hjælp af Momentkurven (Fig. 618). Regnes m konstant, bliver Kurven nemlig ogsaa en Fremstilling af Trækraften i Tværnittene, og afsætter man i samme Maalestok den tilladelige Kraft som samtlige

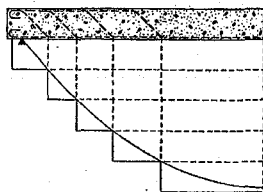


Fig. 618.

(f. Eks. 5) Jærn i Bjælken kan optage, og trækker de vandrette Linier, der svarer til de Kræfter 1, 2, 3, 4 og 5 Jærn i Bjælken kan optage, saa vil Skæringspunkterne mellem disse Linier og Kurven angive de Punkter, i hvilke Jærnene kan bøjes op. Disse Punkter vil vi kalde Jærnenes Fripunkter.

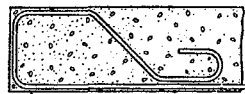


Fig. 619.

Hvis man af Hensyn til de bøjende Momenter ikke kan faa Skraajærn nok til Optagelse af Forskydningen, lader man undertiden Jærnene løbe tilbage, som Fig. 619 viser.

For en simpelt understøttet Bjælke med jævnt fordelt Last kan man let beregne Fripunktets Beliggenhed, saafremt Jærnearealet i Maksimalmomentpunktet netop har den nødvendige Størrelse f (Fig. 620). Er f_x det nødvendige

¹⁾ D. A. f. E., Heft 12, S. 99. ²⁾ D. A. f. E., Heft 20, S. 55.
³⁾ Forsøg af Bach med svagt armerede Bjælker, hvis Brud skete som Følge af Flydning med paafølgende Glidning, viste, at en Opbøjning af Hovedjærnene havde langt større Virkning end Indlægning af Bøjler, naar disses Vægt var lig Hovedjærnenes Mervægt som Følge af Opbøjningen. (Mitt. ü. F., Heft 45-47). Lignende Resultater viser Rella og Neffe's Forsøg (B. u. E. 1909, S. 62).

Jærneareal i Afstanden x fra Lejet, kan der paa Strækningen $\frac{l}{2} - x$ opbøjes et Jærneareal $\alpha \cdot f$ bestemt ved $f_x = f - \alpha \cdot f = f \cdot (1 - \alpha)$, altsaa:

$$\frac{f_x}{f} = 1 - \alpha = \frac{4}{l} \cdot \frac{x \cdot (l - x)}{l}, \quad \text{hvoraf:} \quad x = \frac{l}{2} \cdot (1 - \sqrt{\alpha}). \quad (309)$$

$\frac{1}{4}$ af Jærnene kan opbøjes $\frac{1}{2} \cdot l \cdot (1 - \sqrt{\frac{1}{4}}) = \frac{1}{4} \cdot l$ fra Lejet.

Af (309) findes $\frac{l}{2} - x = \frac{l}{2} \cdot \sqrt{\alpha}$, og er der n Jærn i Bjælken, er 1' Fripunkt bestemt ved $\alpha = 1 : n$, 2' ved $\alpha = 2 : n$, altsaa med Betegnelserne paa Fig. 620:

$$a_1 = \frac{l}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{n}} \quad a_2 = a_1 \cdot \sqrt{2} \quad a_3 = a_1 \cdot \sqrt{3} \quad \text{o. s. v.} \quad (309a)$$

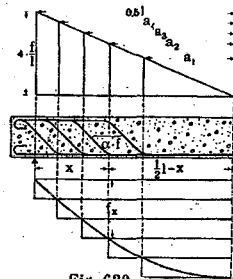


Fig. 620.

Antal Jærn i Bjælken	Antal opbøjede Jærn paa Længden $\frac{1}{2}l - x$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	0,146								
3	0,212	0,092							
4	0,250	0,146	0,067						
5	0,276	0,184	0,113	0,053					
6	0,296	0,212	0,146	0,092	0,044				
7	0,311	0,233	0,173	0,122	0,077	0,037			
8	0,323	0,250	0,194	0,146	0,105	0,067	0,033		
9	0,333	0,264	0,212	0,167	0,128	0,092	0,059	0,029	
10	0,342	0,276	0,226	0,184	0,146	0,113	0,082	0,053	0,025

I hosstaaende Tabel er Fripunkterne regnet ud for samtlige Jærn i Bjælken med indtil 10 Jærn. Helt korrekt er Tabellen kun, naar Bjælakens Jærneareal nøjagtigt har Værdien $f = M_{\text{maks}} : m s_j$. Er f større end nødvendigt (Fig. 618), er Tabellens Værdier paa den sikre Side.

For en helt eller delvis indspændt Bjælke med jævnt fordelt Last kan man betragte Strækningen mellem den positive Momentkurves Nulpunkter som en selvstændig Bjælke og bruge Tabellen for denne. Vil man beregne Fripunkterne for de i Bjælakens Overside over Lejet liggende Jærn, er man paa den sikre Side ved at erstatte den negative Momentkurve med en ret Linie. Ligger dennes Nulpunkt i Afstanden c fra Lejet, og er der n Jærn, kan $\alpha \cdot n$ af Jærnene bøjes ned i Afstanden $\alpha \cdot c$ fra Lejet.

b. Skraatræksdiagram.

554. Skraajærnsvinklen er 45° . Naar Skraajærnene bøjes op under 45° , gælder Formlerne (288) i § 523:

$$T_s = \frac{H}{\sqrt{2}} \quad f_s = \frac{T_s}{s_j} = \frac{H}{\sqrt{2} \cdot s_j}$$

Da dette Skraajærnsareal erstatter Bøjlearealet $f_B = H : s_j$, virker 1 cm^2 Skraajærnsareal som $\sqrt{2} \text{cm}^2$ Bøjleareal. Har man derfor fundet, at der paa en given Længde af Bjælken kræves $\Sigma f_B \text{cm}^2$ Bøjleareal, kan dette erstattes med $\Sigma f_B : \sqrt{2} = 0,707 \cdot \Sigma f_B \text{cm}^2$ Skraajærn (maalt normalt paa Jærnene).

Det er kun ved Nullinien, at Skraajærnene skal forløbe under 45° , iøvrigt burde de følge Trajektorierne (se f. Eks. Fig. 521), men for Simpelt Skyld

og for saa meget som muligt at kunne udnytte Jærnene i Træksiden holder man gerne Vinklen konstant, hvilket jo ogsaa er i Overensstemmelse med Grundteorien, at der ingen Betontrækspændinger findes i Bjælkens Normalnit (Fig. 522).

Lægges et vandret Snit i eller under Bjælkens Nullinie, vil den skraa Trækkraft i dette Snit pr. Længdeenhed af Bjælken være lig den vandrette forskydende Kraft divideret med $\sqrt{2}$, og den kan derfor fremstilles grafisk ved at tegne Forskydningstrekanten (eller den analoge Figur, hvis Lasten ikke er jævnt fordelt) paa en Grundlinie, der danner 45° med Bjælkens Akse, og som i Fig. 621 er tegnet ud fra Bjælkens Nullinie. Inddeler man denne Trekant i Stykker svarende til den Trækkraft, som eet af Bjælkens Længdejærn kan optage, kan man bøje et Jærn op for hvert Stykke, idet man lader dets Retning gaa gennem Arealets

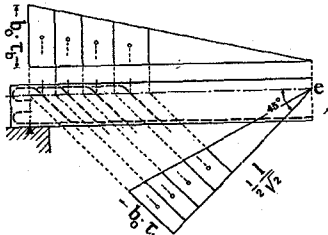


Fig. 621.

Tyngdepunkt. At Momentkurven tillader disse Opbøjninger (§ 553) forudsættes her og i det følgende. Nærmest Bjælkemidten bliver der et større eller mindre Areal tilbage, hvis Kraft ikke kan optages af Skraajærn, fordi Jærnet ikke kan undværes i Bjælkens Trækside, og her maa da indlægges Bøjler.

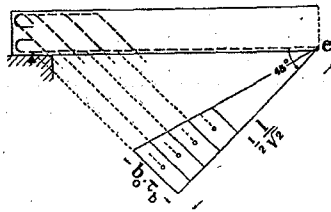


Fig. 622.

Hvorvidt e bør lægges i Nulplanet eller dybere er omstridt. Lægges det i Nulplanet, kommer Skraajærnene til at ligge korrekt for Optagelsen af de skraa Trækspændinger i dette Plan. Sænkes e ned til Jærnet (Fig. 622), bliver Skraajærnenes Beliggenhed korrekt i Forhold til de skraa Trækspændinger i Jærnets Plan; Skraajærnenes indbyrdes Afstand ændres ikke ved denne Flytning. Forskellen mellem de to Fremgangsmaader er tydeliggjort ved Fig. 623. I Fig. 621 regnes Bjælkedelen abc som ikke værende, i Fig. 622 regnes def som ikke værende, og da Spændingerne i abc under de fleste Belastningsforhold er langt de største, er Fremgangsmaaden i Fig. 622 den sikreste. Som Regel gaas en Mellemvej. *Mörsch*, der har indført Trækdigrammet, lægger Punktet e midtvejs mellem Nullinien og Jærnaksen, altsaa i det Plan, der halverer de skraa Revner, medens de tyske Jærnbetonnormer af 1925 lægger det i Bjælkens vandrette Midterplan. De danske Normer tager ikke Standpunkt til Spørgsmaalet, saa man kan vælge Punktet e hvor man vil mellem Nullinien og Jærnaksen, og i Virkeligheden er det heller næppe rigtigt at skære alle Bjælker over een Kam. Ved høje, korte Bjælker er Fremgangsmaaden i Fig. 622 at foretrække.

Navnlig naar e lægges i Jærnet, vil det første Skraajærn ofte falde helt inde over Lejet (Fig. 622), hvor det ingen Nytte gør. Man kan da enten undlade at opbøje dette Jærn eller flytte det et Stykke ud og f. Eks. bøje det op

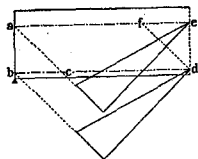


Fig. 623.

i samme Punkt som det næste Skraajærn eller forskyde hele Systemet udefter, hvilket er ensbetydende med at hæve e .

Den rationelle Fremgangsmaade er dog paa Forhaand at se bort fra de skraa Trækspændinger over Lejet, hvorved T_s -Fladen bliver formindsket med det paa Fig. 624 skraverede Areal. Gøres dette, og lægges e i Bjælkens Midtlinie (altsaa ikke som i Figuren), findes som Regel en fornuftig Beliggenhed af 1' Skraajærn.

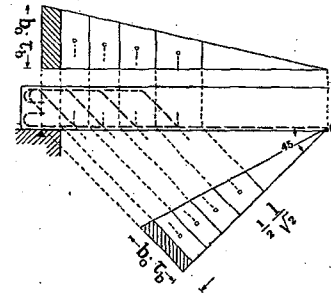


Fig. 624.

Ved Bestemmelsen af Opbøjningspunkternes Beliggenhed er det ikke nødvendigt at tegne den skraatliggende T_s -Flade. Ved at inddele H -Fladen (Fig. 621 og 624) i Stykker, svarende til hvad et Skraajærn kan optage, og projicere Tyngdepunkterne paa den vandrette Linie gennem e , finder man de Punkter af denne, gennem hvilke Skraajærnene

skal gaa. T_s -Diagrammet er dog mere anskueligt.

555. Skraajærnvinklen afviger fra 45° . Ligger Skraajærnene ikke under 45° , men under Vinklen α , og forudsættes Revnerne stadig under 45° , bestemmes Trækkraften i Skraajærnene af Formel (287) i § 523:

$$T_s = \frac{H}{\sin \alpha + \cos \alpha}$$

Nævneren i denne Brøk kan variere fra 1 (for $\alpha = 0$ og $\alpha = 90^\circ$) til $\sqrt{2}$ (for $\alpha = 45^\circ$) og dens Værdi er ens for $\alpha = 45^\circ + x$ og $\alpha = 45^\circ - x$. I efterfølgende Tabel er en Del Værdier udregnede.

tg $\alpha =$	1	0,80	0,67	0,57	0,50	0,44	0,40	0,36	0,33
$\sin \alpha + \cos \alpha =$	1,414	1,25	1,150	1,075	1,000	0,925	0,850	0,775	0,700
		1,405	1,386	1,365	1,342	1,320	1,300	1,281	1,265

Skraajærn med $\alpha > 45^\circ$ kan være fordelagtige i korte og høje Bjælker (Fig. 625), idet man ved den stejle Opbøjning faar rykket Skraajærnenes Virkeomraade nærmere Bjælkemidten end ved Opbøjning under 45° fra de samme Fodpunkter. For $\alpha \leq 45^\circ$ er man paa den sikre Side ved at sætte:

$$T_s = H \cdot \sin \alpha$$

og T_s -Fladen vil da, hvis dens Grundlinie tegnes vinkelret paa Skraajærnene (Fig. 625) faa samme Ordinator som H -Fladen ganske som for $\alpha = 45^\circ$.

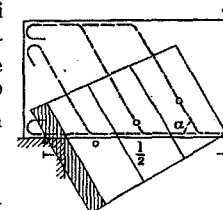


Fig. 625.

Skraajærn med $\alpha < 45^\circ$ kan være fordelagtige nær Midten af lange, lave Bjælker med jævnt fordelt Last (Fig. 626). Momentkurvens flade Form her medfører en stor Afstand mellem Jærnenes Fripunkter, og det kan da være rigtigt at sprede et Skraajærns Virkning over en større Bjækelængde. Derved kommer man ogsaa i bedre Overensstemmelse med Spændingstrajektoriernes Forløb. Som Fig. 521 viser, bliver Trækspændingstrajektorierne

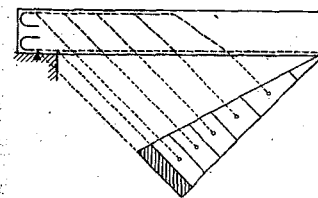


Fig. 626.

stejlere, naar $M:Q$ vokser, og dette faar man bekræftet ved Forsøg, hvilket venstre Side af Bjælken i Fig. 517 er et Eksempel paa.

I Fig. 626 er T_s -Fladens Grundlinie tegnet under 45° ogsaa for de to Skraajærn, hvis Hældning er mindre. Spændingen i disse Jærn forøges derved i Forholdet $\sqrt{2}$: ($\sin \alpha + \cos \alpha$), men med de anvendte Værdier af α er denne Forøgelse uvæsentlig.

c. Skraajærnenes Afstand.

556. Bedst egnet til Optagelse af de skraa Trækspændinger vilde talrige, spinkle Skraajærn være, men som Regel er der kun et begrænset Antal sværere Jærn til Raadighed, og Opgaven bliver da at fordele disse paa den for Bjælkens Bæreevne gunstigste Maade. Denne Opgave kan kun delvis løses paa Grundlag af den almindelige Spændingsteori for en Bjælke af homogent Materiale, thi naar de jævnt varierende Betontrækspændinger erstattes af enkelte Jærntrækkrefter, forandres Spændingstilstanden til en ny, og da denne kun delvis er klarlagt gennem Forsøg, er der delte Meninger om, hvor tæt ved Lejet det første Skraajærn bør ligge, og hvor stor Afstanden mellem to paa hinanden følgende Skraajærn tør være.

Da Forskydningsspændingerne inde over Lejet ikke medfører skraa Trækspændinger, er der kun Fare for skraa Revner paa den frie Spændvidde, og

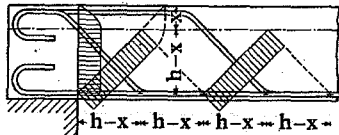


Fig. 627.

det er forsigtigst at forudsætte den første Revne udgaaende fra Lejets Forside eller — for at gøre det følgende simplere — fra dennes Skæring med Jærnaksen (Fig. 627). I det lodrette Snit langs Lejets Forside virker de viste Forskydningsspændinger, og i de skraa Snit de lige saa store Trækspændinger, saafremt Tværkraften forudsættes konstant paa denne Strækning; vi

behøver kun at beskæftige os med Trækspændingerne under Nullinien, over denne forsvinder de hurtigt som Følge af Bøjningstrykspændingerne. Det naturlige Opbøjningspunkt for et Jærn, der skal erstatte de viste Trækspændinger, ligger herefter i Afstanden $h-x$ fra Lejet. Dette Jærn vil kunne optage Trækspændingerne paa Strækningen $2 \cdot (h-x)$, derefter maa et nyt Jærn bøjes op som vist. En saadan Bjælke skulde efter Teorien virke som den i Fig. 568 tegnede Gitterbjælke.

Forsøg viser imidlertid, at denne Jærnafstand er for stor. Danner der sig en skraa Revne gennem det første Skraajærns Fodpunkt, kan dens midterste Del uhindret aabne sig, og Bjælken bærer mindre, end hvis Jærnene ligger tættere. Skal Jærnene fuldtud erstatte den revnede Beton og sammenholde Bjælkens Træk- og Trykzone, bør Jærnafstanden næppe være større end, at det ene Jærns Toppunkt ligger lodret over det foregaaendes Fodpunkt. Afstanden mellem Opbøjningspunkterne bliver da lidt mindre end Bjælkens Højde, altsaa paa det nærmeste lig m . Man kommer derved til samme Regel som ved Bøjler:

$$e \approx m$$

men for Skraajærn er den langt vanskeligere at overholde, hvilket er een af Grundene til, at man ogsaa indlægger Bøjler. Selv ved Brug af Bøjler stræber man efter at overholde den; Mörsch anvender endog indtil tre forskellige

Jærndiametre i samme Bjælke for at Skraajærnsafstanden ikke skal blive for stor.

Heller ikke Afstanden fra Lejets Forside til nærmeste Opbøjningspunkt bør overstige m , saafremt Brudsikkerheden alene afhænger af Skraajærnet.

d. Nødvendigt Skraajærnstværsnit naar $f_B = 0$.

557. Er f det nødvendige Jærntværsnit i Maksimalmomentpunktet, og skal hele Forskydningen indtil Momentnulpunktet optages af Skraajærn, kræves $f_s = 0,707f$. Er der n Jærn i Bjælken, kan højst $n-1$ bøjes op, men det maa anbefales at lade de to Yderjærn være gennemgaaende i Bjælkens Underside, saa at Bjælkens Hjørner er beskyttede mod Revner, altsaa at bøje højst $n-2$ op. Hertil svarer $f_s : f = (n-2) : n = 0,707$, hvoraf $n = 6,8$. En Bjælke, hvis hele Forskydning skal optages af Skraajærn, maa da mindst indeholde 7 Jærn.

Paa en Bjælkestrækning dl er den vandret forskydende Kraft dH lig Δ Endringen i Bjælkens Trækkraft, altsaa:

$$dH = dT \quad dT_s \cdot \sqrt{2} = dT \quad dT_s = \frac{dT}{\sqrt{2}} \quad df_s = \frac{df}{\sqrt{2}}$$

Det nødvendige Skraajærn paa en hvilken som helst Bjælkestrækning skulde herefter rigeligt kunne skaffes tilveje ved Opbøjning af det overflødig Længdejærn, men da der kun kan bøjes et helt Jærn op ad Gangen, kan Opbøjningen først ske, efter at hele Jærnet er blevet overflødigt i Bjælkens Trækside, og det første Skraajærn vil derfor som Regel komme saa langt fra Maksimalmomentpunktet, at der nærmest dette maa indlægges Bøjler. Fig. 620 viser Forholdet for en simpelt understøttet og jævnt belastet Bjælke med n Jærn, af hvilke de $n-1$ er bøjede op netop i Fripunkterne. Hvis Jærnarealet i Maksimalmomentpunktet netop er det nødvendige, vil den forskydende Kraft paa Strækningen fra Bjælkemidten til 1' Fripunkt være $\frac{1}{n} \cdot \Sigma H$, og da dette gælder uanset H -Fladens Form (Fig. 615a), kan man under nævnte Forudsætning aldrig faa Skraajærnene til at optage mere end $\frac{n-1}{n} \cdot \Sigma H$, hvortil svarer:

$$f_s = \frac{n-1}{n} \cdot 0,707 \cdot f.$$

Til $n=4$ svarer $f_s = 0,53f$, til $n=8$ svarer $f_s = 0,62f$.

Man plejer at sætte Bøjler i hele Bjælkens Længde, hvorved Skraajærns-mængden kan forringes, og tidligere har Arbejdsreglen $f_s = \text{ca. } 0,5 \cdot f$ været meget brugt, men nyere Forsøg har skærpet Kravet om mange og tætliggende Skraajærn, og Tendensen gaar i Retning af at bøje de flest mulige Jærn op, selv om de kun bliver delvis udnyttede.

e. Konstruktive Regler.

558. Jærnenes Endepunkter. De opbøjede Jærn skal have Kroge og tilstrækkelig Forankringslængde¹⁾. Denne kan bestemmes af (281) i § 512,

¹⁾ Forsøg har vist, at de begynder at glide samtidig med de lige Jærn i Bjælkens Underside (H. f. E. 1 1912, S. 396).

idet den regnes ud fra Skraajærnets øverste Punkt, hvor den tilladelige Spænding s_j som Regel vil kunne forekomme. Kun for Jærnene nærmest Lejet, der skæres af en Linie under 45° fra Lejets Forside, kan Længden regnes ud fra denne Linie, der svarer til 1' Skraaevne. Medens man i ældre Tid førte

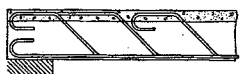


Fig. 628.

alle Jærnene ud til Lejets Bagside, lader man dem nu ofte stoppe tidligere (Fig. 628), hvis særlige Forhold gør det ønskeligt. Skraajærnene i de to første Grupper bør dog altid føres igennem, dels af Hensyn til mulige Indspændingsmomenter, dels af Hensyn til de Trækspændinger, der kan opstaa i Bjælkens Overside (Fig. 582), naar Jærnene i Bjælkens Underside har mistet Adhæsiionsforbindelsen med Betonen og overfører hele deres Trækraft gennem Krogen.

Jærnene bør ende som i Fig. 629 ved a , hvor Trykket i Rundingen afgives tilnærmelsesvis i Retning af Bjælkens Tryktrajektorier, og Krogens Tryk afgives i Retning af Bjælkehovedets Trykkræfter. At lade Jærnene ende som ved b er mindre heldigt. Man bør overhovedet aldrig lade et Jærn ende uden at overveje, hvor Krogens Trykkræfter bliver af.

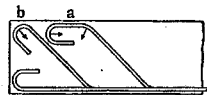


Fig. 629.

I kontinuerlige Dragere bør de øvre Jærn ikke ende ud for Tværbjælker, da de store Kroge let kan komme i Vejen for Bjælkens Jærn.

De lige Jærn i Bjælkens Underside føres oftest helt hen til Lejet, selv om de efter Teorien er overflødige. Se desangaaende Fig. 478.

Jærnenes Krumningsradius bør ikke være for lille, da Trykket paa Betonen da bliver for stort¹⁾. Dette Tryk kan bestemmes af (255) i § 470, og indføres en tilladelig Værdi σ_b for dette, bliver den tilsvarende Krumningsradius:

$$r = \frac{1}{4} \pi d \cdot \frac{\sigma_j}{\sigma_b}$$

De danske Normer kræver $r \geq 3d$, hvilket er et meget beskedent Krav, da det medfører $\sigma_b \leq \frac{1}{12} \pi \cdot \sigma_j$.

6. Skraajærn og Bøjler samvirkende.

a. Kraftens Fordeling over Skraajærn og Bøjler.

559. Ved den forskydende Krafts Fordeling over Skraajærn og Bøjler stiller Normerne Konstruktøren ganske frit; han kan efter Behag bruge mange Skraajærn og faa Bøjler eller omvendt. Den vandret forskydende Kraft i Nulladen kan for en vilkaarlig Bjælkestrækning skrives:

$$H = \int \frac{Q}{m} \cdot dx.$$

Skal denne Kraft optages af Skraajærn under 45° og Bøjler, bliver Ligevægtsbetingelsen:

$$H = (f_s \cdot \sqrt{2} + f_B) \cdot s_j \quad (310)$$

hvoraf f_s og f_B kan beregnes, naar een af disse Størrelser er givet.

¹⁾ En Bjælke, hvis Jærn var bøjet efter en Krumningsradius paa 1 cm, har 12% mindre end en Bjælke, hvis Jærn var bøjet efter en Radius paa 25 cm (D. A. f. E., Heft 12, S. 22 og 142).

For hele Strækningen mellem Maksimalmomentpunktet og Momentnulpunktet er $H = M_{\text{maks}} : m = f \cdot s_j$, naar f er det nødvendige Trækjærnsareal, altsaa:

$$f = \Sigma f_s \cdot \sqrt{2} + \Sigma f_B. \quad (311)$$

Sættes Bøjlegrupperne med konstant Afstand e gennem hele Bjælkens Længde, og er hver Gruppe's Tværnsitsareal f_B , vil der pr. Længdeenhed af Bjælken forefindes Bøjlearealet $f_B : e$, der kan optage en forskydende Kraft:

$$H_B = \frac{Q_B}{m} = \frac{f_B}{e} \cdot s_j. \quad (312)$$

H-Fladen adg (Fig. 630) kan da med en vandret Linie bc deles saaledes, at den nedre Del svarer til den Kraft, som Bøjlerne kan optage, og den øvre til den Kraft, Skraajærnene skal optage. Kan der ikke skaffes Skraajærn til Optagelse af hele denne Kraft, maa man gaa den omvendte Vej og trække Linien bc saaledes, at Arealet abc faar den ønskede Størrelse, hvorefter f_B kan beregnes af (312), idet man sætter $e \geq m$.

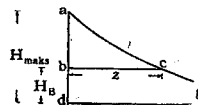


Fig. 630.

Der er ovenfor set helt bort fra Betonens Evne til at optage Forskydning. Efter de danske Normer har man Lov til at udelade Forskydningsarmering i de Dele af Bjælken, hvor $\tau_b \geq t_b$. Saavidt bør man dog kun gaa ved Plader og rektangulære Bjælker, ikke ved T-Bjælker, thi i Skellet mellem Krop og Plade opnaar Betonen vanskeligt sin normale Styrke (§ 532); for disse Bjælkens Vedkommende regner man ofte $\tau_b = 0$, men hvis man overholder det i § 561 omtalte Bøjleminimum, kan man isvrigt godt regne efter Normerne (§ 564).

560. Skraajærnsminimum. Da 1 cm² Skraajærn er $\sqrt{2}$ Gange saa virksom som 1 cm² Bøjle, og da Skraajærnet er $\sqrt{2}$ Gange saa langt som Bøjlen, vilde Jærnforbruget i de to Tilfælde blive ens, hvis ikke Skraajærnet yderligere skulde have en vandret Forankringslængde foroven. Saadan set er Skraajærnene altsaa uøkonomiske, men hvis det betragtes som en given Ting, at Trækjærnene ikke maa ende i Bjælkens Trækside, men skal bøjes op i Tryksiden, leverer de ganske gratis Forskydningsarmeringen, og det samme er Tilfældet, naar Jærnene i en kontinuerlig Bjælke bøjes op for at udnyttes som Trækjærn i Bjælkens Overside, og da man ved Brug af Skraajærn i højere Grad end ved Brug af Bøjler forbliver i Overensstemmelse med Bøjningsteorien for massive Bjælker, bruger man gerne Skraajærn i saa stor Udstrækning, som Forholdene tillader. Det er god Praksis at overholde Reglen:

$$\Sigma f_s \geq 0,5 \cdot f. \quad (313)$$

561. Bøjleminimum. Til en god Forskydningsarmering hører som Regel baade Skraajærn og Bøjler.

Nærmest Maksimalmomentpunktet er man ofte henvist til udelukkende at bruge Bøjler, og selv om man i den øvrige Del af Bjælken vilde kunne tilvejebringe tilstrækkeligt Skraajærnsareal, plejer man at indlægge U-Bøjler med en Afstand af højst m , dels for at bøde paa den mer eller mindre ujævne Fordeling af Skraajærnene, dels for at styrke Bjælkekroppen overfor de Tværrækkræfter, der opstaar, hvis Trækjærnene ikke er helt retliniede, eller hvis Skraajærnene ikke ligger i lodrette Planer.

Er Lasten bevægelig, kan H skifte Fortegn paa en større eller mindre Strækning, og her kan Bøjler være at foretrække for Skraajærn, da deres Virkning er uafhængig af H 's Fortegn. Brugen af Bøjler i en almindelig Bjælkes midterste Del vilde saaledes være motiveret, selv om den ikke var paakrævet. Store negative Forskydningskræfter kan opstaa under en Ildebrand, naar Bjælkekroppen opvarmes stærkere end Pladen, eller som Følge af Svind, naar Pladen støbes senere end Bjælken, og disse Kræfter maa for Størstedelen optages af Bøjlerne, da de almindelige Skraajærn hælder den gale Vej.

Endvidere opnaar man ved Bøjleindlægget, at der først bliver Brug for Skraajærn i saa stor Afstand fra Maksimalmomentpunktet, at Jærnenes Opbøjning ikke hæmmes af Hensyn til Momentet.

Af de nævnte Grunde er det tilraadeligt at indlægge Bøjler med Maksimumsafstand m og med et Tværnsitsareal pr. Længdeenhed:

$$f_B : e \geq \alpha \cdot b_0 \quad (314)$$

hvor α kan vælges mellem $\frac{0,1}{100}$ og $\frac{0,2}{100}$ og passende sættes lig $\frac{0,15}{100}$. Bøjlernes Minimumsafstand er omtalt i § 538.

b. Valg af Skraajærnsdiameter.

562. Af Hensyn til Arbejdets Forenkling og Undgaaelse af Fejltagelser er det et godt Princip ikke at bruge ulige svære Jærn i samme Bjælke, med mindre der opnaas betydelige Fordele derved, hvilket kan være Tilfældet ved Udførelsen af talrige, ganske ens Bjælker. Naar dette Princip fastholdes, er Valg af Skraajærnsdiameter ensbetydende med Valg af Bjælakens Jærnantal.

Ved Brug af mange spinkle Jærn er det let at tilvejebringe en god Forskydningsarmering, men af Hensyn til Arbejdets Udførelse foretrakkes faa, svære Jærn, og det er derfor ønskeligt ved Dimensioneringen for Maksimalmomentet at vide, hvor langt man tør gaa ned med Jærnantallet uden at umuliggøre en god Forskydningsarmering.

Til en god Skraajærnsarmering kan der stilles følgende Krav:

(1) Skraajærnsafstanden maa ikke overstige m .

(2) Et Skraajærn maa kun regnes at optage den forskydende Kraft paa Strækningen m .

(3) Af Hensyn til Økonomien bør samtlige Skraajærn udnyttes fuldt.

Paa en Strækning med konstant Tværkraft kan alle tre Krav gennemføres uden Brug af forskellige Jærndiameter. Paa Længden m er den forskydende Kraft $H = Q$, og er der ingen Bøjler, skal hvert Skraajærn følgelig have

Tværnsitsarealet $f_1 = \frac{Q}{\sqrt{2} \cdot s_j}$. Er der paa Længden m et Bøjleareal f_B , skal

man have $f_1 = \frac{Q}{\sqrt{2} \cdot s_j} - \frac{f_B}{\sqrt{2}}$.

Paa en Strækning med variabel Tværkraft kan man bruge de samme Formler og sætte $Q = H_{\min}$, men da dette oftest fører til urimeligt spinkle Jærn, kan Kravene kun gennemføres under Brug af ulige svære Skraajærn.

Af de ovenfor nævnte 3 Krav, maa man lægge mest Vægt paa (1) og (2) og ved Valg af Jærndiameter stræbe henimod at faa dem opfyldte.

Hvis man paa Forhaand kender den Længde z , der helt eller overvejende skal beskyttes af Skraajærn, er det ønskeligt at have $n_s \cdot m \geq z$; naar n_s er valgt i Overensstemmelse hermed, giver $n \geq n_s + 2$ et Jærnantal, som man ikke gerne skal gaa ned under.

Som Regel er z dog ubekendt paa Forhaand, da Bøjlearealet ikke er bestemt, og man kan da gaa følgende Vej. Naar 1' Skraajærn opbøjes i Afstanden m fra Lejets Forside, bør dets Tværnsnit f_1 ikke være større end at det netop kan optage den forskydende Kraft paa Strækningen m , thi der er da en Mulighed for at faa saavel (2) som (3) tilfredsstillede, nemlig for $f_B = 0$, medens denne Mulighed forsvinder, naar f_1 gøres større. Den nævnte forskydende Kraft er meget nær lig Tværkraften i Afstanden $\frac{1}{2} \cdot m$ fra Lejets Forside, $Q_{0,5m}$, saa Betingelsen bliver:

$$f_1 \cdot s_j \cdot \sqrt{2} \approx Q_{0,5m} \quad \text{hvoraf:} \quad f_1 \approx \frac{0,707}{s_j} \cdot Q_{0,5m} \quad (314a)$$

Selv om man i denne Formel ombytter $Q_{0,5m}$ med Bjælakens Q_{\max} , vil den som Regel give en brugbar Værdi af f_1 , om end en ret høj Værdi, som man helst maa holde sig en Del under.

c. Armeringsprinciper.

563. Man tvinges ofte til at slaa mer eller mindre af paa Kravene til en ideel Skraajærnsarmering og følger da eet eller flere af nedennævnte Principer.

(a) Skraajærnene fordeles i Overensstemmelse med H -Fladen, uanset at Skraajærnsafstanden derved overstiger m . Eventuelt raades der Bod paa denne Mangel ved en Formindskelse af Skraajærnsvinklen (Fig. 626). Undertiden sættes som øvre Grænse for Skraajærnsafstanden: 1,25 a .

(b) Hvis (a) medfører større Skraajærnsafstand end m , forskydes de paagældende Jærn saa meget i Retning af det Snit, hvor $Q : m$ er størst, at deres Afstand bliver lig m . Det Jærnoverskud, der derved kommer i denne Del af Bjælken, regnes at beskytte den øvrige Del, saaledes at denne armeres tilsvarende svagere, hvorved der intet Jærnoverskud bliver i Bjælken som Helhed.

(c) Samme Princip som (b), men der regnes ikke med Fjernvirkning af Skraajærnene, og der lægges derfor Bøjler for hele den forskydende Kraft paa den Strækning, hvor Skraajærn mangler.

Af disse Principer er (c) naturligvis det forsigtigste. Mest brugt er (b) eller en Mellemting mellem (a) og (b), idet man tolererer en noget større Skraajærnsafstand end m , navnlig paa de Strækninger, hvor τ_b er lille.

I det følgende er der givet Anvisning paa, hvorledes man ved Valg af Bjælakens Jærnantal paa Forhaand kan sikre sig, at Muligheden for en god Ordning er tilstede, hvadenten man regner Betonen medvirkende (§ 564), eller man regner $t_b = 0$ (§ 566).

d. Betonen optager Forskydning.

564. Lasten er vilkaarlig fordelt. En økonomisk Forskydningsarmering kommer man til ved følgende Fremgangsmaade. Bøjlearealet pr. Længdeenhed bestemmes af (314). Længden z , paa hvilken $\tau_b > t_b$ (Fig. 631) bestemmes, og paa denne Længde lægges samtlige Skraajærn. Paa højre Side af Strækningen z lader man Betonen tage den Del af den forskydende Kraft, som Bøjlerne ikke kan optage. Det første Skraajærn bøjes op i

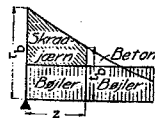


Fig. 631.

Afstanden z fra Lejet; saafremt e (Fig. 621) vælges i Bjælkens Midtlinie, kommer Jærnet da meget nær til at ligge korrekt for Optagelsen af sin Del af T_s .

Skal denne Ordning kunne gennemføres, maa Bjælkejærnenes Antal n være saa stort, at Opbøjningerne kan begynde i en Afstand fra Lejet, der er lig eller større end z , altsaa:

$$M_z \leq \frac{n-1}{n} \cdot M_{\text{maks}} \quad \text{eller:} \quad n \geq \frac{1}{1 - M_z : M_{\text{maks}}} \quad (315)$$

Er det beregnede Skraajærnsareal f_s og det af M_{maks} beregnede Jærnsareal f , og skal alle Bjælkens Jærn have samme Tværsnit f_1 , kræves:

$$n_s \cdot f_1 \geq f_s \quad \text{og} \quad n \cdot f_1 = f \quad \text{altsaa:} \quad \frac{n_s}{n} \geq \frac{f_s}{f} \quad (316)$$

Opstilles yderligere det Krav, at Skraajærnenes Middellafstand ikke maa overstige m , faas Betingelsen:

$$n_s \geq \frac{z}{m} \quad (317)$$

Sluttelig kræves:

$$n \geq n_s + 2 \quad (318)$$

Man beregner eller maaler først z og det tilhørende Skraajærnsareal f_s . Derefter findes n af (315) og n_s af (317). Naar n indsættes i (316) findes en anden Værdi af n_s ; den mindste af disse bortkastes, den største bruges efter at være forhøjet til nærmeste hele Tal. Naar dette indsættes i (318), faas en Værdi af n , der bruges, saafremt den er større end den af (315) beregnede.

Som Regel vil det dog være simpelt at bestemme n_s og n af (317) og (318) og derefter undersøge, om (315) og (316) er tilfredsstillende.

Findes en urimelig stor Værdi af n , maa den paatænkte Ordning opgives. Man vælger da n og n_s og forøger Bøjlearealet i den Udstrækning, som er nødvendig. Et gennemregnet Eksempel findes i § 570.

565. Lasten er jævnt fordelt. For en simpelt understøttet Bjælke med jævnt fordelt Last er Beregningerne gennemført nedenfor. For Simplicitys Skyld er der helt set bort fra Bøjlernes Medvirken og indlagt Skraajærn til Optagelse af hele H paa Strækningen z , hvorved man som Regel kommer til samme Værdier af n_s og n som ved at medregne Bøjlerne. Resultaterne er indførte i hosstaaende Tabel. Naar man har dimensioneret for Maksimalmomentet og kender $l : m$ og τ_b , giver Tabellen det mindste Antal Bjælkejærn, med hvilket den nævnte Ordning kan gennemføres. Det er korrekt for l at indføre den fri Spændvidde og for τ_b Spændingen ved Lejets Forside, men man forøger Sikkerheden ved at regne med de for det teoretiske Lejepunkt gældende Værdier. Det er en Forudsætning, at $n-2$ Jærn bøjes op; kun naar Tabellens Tal er trykt med Cursiv, er det tilstrækkeligt at bøje $n-3$ Jærn op. For $l : m < 8$ gælder samme Værdier som for $l : m = 8$. Naar $l : m$ er lille og τ_b stor, fører Tabellen ofte til et urimeligt stort Antal Bjælkejærn, hvilket skyldes Kravet (315). Man maa da vælge en rimelig Værdi af n og forøge Bøjlearealet.

Tabellen er udregnet paa følgende Maade. Ved jævnt fordelt Last og simpel Understøtning findes af (303) i § 542:

$$z = \frac{l}{2} \cdot \left(1 - \frac{t_b}{\tau_b}\right)$$

og da $\tau_b \geq 3t_b$, findes altid $z \geq 1/3l$. Betingelsen (315) antager Formen:

$$n \geq \frac{\tau_b^2}{t_b^2} \quad (315a)$$

eftersom:
$$\frac{M_z}{M_{\text{maks}}} = 4 \cdot \frac{z}{l} \cdot \left(1 - \frac{z}{l}\right) = 1 - \frac{t_b^2}{\tau_b^2}$$

Den vandret forskydende Kraft paa Længden z er:

$$H_z = \frac{1}{m} \cdot M_z = \frac{1}{m} \cdot M_{\text{maks}} \cdot \left[1 - \frac{t_b^2}{\tau_b^2}\right] = n \cdot f_1 \cdot s_j \cdot \left[1 - \frac{t_b^2}{\tau_b^2}\right]$$

Er Bøjlearealet pr. Længdeenhed $\alpha \cdot b_0$, kræver Ligevægten:

τ_b	$l : m$							
	8	10	12	14	16	18	20	22
1,2	3	3	3	4	4	4	4	4
1,4	4	4	4	4	5	5	5	6
1,6	4	4	5	5	5	6	6	7
1,8	4	5	5	6	6	6	7	7
2,0	5	5	5	6	6	7	7	8
2,2	5	5	6	6	7	7	8	8
2,4	6	6	6	7	7	8	8	9
2,6	7	7	7	7	8	8	9	9
2,8	8	8	8	8	8	9	9	10
3,0	9	9	9	9	9	9	10	10

$$(n_s \cdot f_1 \cdot \sqrt{2} + \alpha \cdot b_0 \cdot z) \cdot s_j \geq H_z = n \cdot f_1 \cdot s_j \cdot \left[1 - \frac{t_b^2}{\tau_b^2}\right]$$

eller:

$$n_s \cdot f_1 \cdot \sqrt{2} + \alpha \cdot b_0 \cdot z \geq n \cdot f_1 \cdot \left(1 - \frac{t_b^2}{\tau_b^2}\right)$$

Denne Betingelse giver den nødvendige Værdi af $n_s \cdot f_1$, og man er paa den sikre Side ved at sætte $\alpha = 0$, altsaa ved at se bort fra, at der er Bøjler paa Længden z :

$$\frac{n_s}{n} \geq \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \left(1 - \frac{t_b^2}{\tau_b^2}\right) \quad (316a)$$

Betingelsen (317) antager Formen:

$$n_s \geq \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{m} \cdot \left(1 - \frac{t_b}{\tau_b}\right) \quad (317a)$$

Først er n udregnet af (315a) og indsat i (316a); derved faas en Værdi af n_s ; en anden faas af (317a); den mindste bortkastes, den største afrundes opefter til et helt Tal, der indsat i (318) giver en Værdi af n , der viser sig at være større end den af (315a) beregnede, og derfor er indført i Tabellen.

Eksempel. Bjælken i § 442, Eksempel 1, har:

$$\frac{l}{m} = \frac{535}{32,1} = 16,7 \quad \tau_b = \frac{5985}{32,1 \cdot 22} = 8,5 \quad \frac{\tau_b}{t_b} = \frac{8,5}{5} = 1,7$$

Tabellen viser, at man med 6 Jærn, af hvilke 4 opbøjes, kan gennemføre den nævnte Ordning, og det valgte Jærntal (8 Stkr.) er derfor tilstrækkeligt stort.

e. Betonen optager ikke Forskydning.

566. Lasten er vilkaarlig fordelt. Under Forudsætningen $t_b = 0$ skal Skraajærnene optage den Del af H , som Bøjlerne ikke kan optage, altsaa den til Fladen abc i Fig. 630 svarende Del. Man vælger Bøjlearealet (§ 561) og kender da z og Minimumsværdien af f_s . Endvidere gælder Betingelserne (316)–(318), og endelig skal n være saa stor, at 1' Fripunkts Lejeafstand ikke er meget mindre end z . Denne sidste Fordring volder ofte mest Bæsvær, idet man, for ikke at faa n for stor, tvinges til at formindske z , altsaa forøge Bøjlearealet; denne Forøgelse kan enten foretages alene paa Strækningen udenfor z eller paa hele Bjælkelængden; det første er det mest økonomiske, det sidste giver den simpleste Ordning.

567. Lasten er jævnt fordelt. Ved Valg af Jærntal er det simplest at bruge Formel (314a) i § 562. Kaldes den fri Spændvidde l_0 , haves:

$$Q_{0,5m} = Q_{\text{maks}} \cdot \frac{\frac{1}{2} \cdot l_0 - \frac{1}{2} \cdot m}{\frac{1}{2} \cdot l} = 4 \cdot \frac{M_{\text{maks}}}{l} \cdot \frac{l_0 - m}{l} \sim 4 \cdot n \cdot f_1 \cdot s_j \cdot m \cdot \frac{l_0 - m}{l^2}$$

der indført i (314a) giver:

$$n \geq 0,354 \cdot \frac{l^2}{m \cdot (l_0 - m)} \quad (319)$$

Den beregnede Værdi maa helst forhøjes noget. Man kan derefter vælge enten Bøjlearealet eller Skraajærnsarealet. Af Fig. 632 faas:

$$y = \frac{1}{m} \cdot (Q_{\text{maks}} - Q_B) \quad \text{og} \quad \frac{z}{y} = \frac{\frac{1}{2} \cdot l}{Q_{\text{maks}} \cdot m} \quad (320)(321)$$

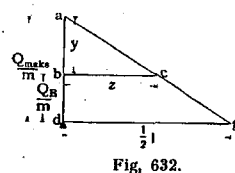
Er Bøjlearealet givet, kendes Q_B og dermed y , der indført i (321) giver:

$$z = \frac{l}{2} \cdot \left(1 - \frac{Q_B}{Q_{\text{maks}}}\right) \quad (322)$$

Den resterende forskydende Kraft, som Skraajærnet skal optage, er da:

$$\Sigma H_s = \frac{1}{2} \cdot z \cdot y = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \frac{1}{m} \cdot (Q_{\text{maks}} - Q_B) \quad (323)$$

Ses der bort fra den over Lejet faldende Del af H , ændres (322) og (323) til:



$$z = \frac{l_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{Q_B}{Q_0}\right) \quad \Sigma H_s = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \frac{1}{m} \cdot (Q_0 - Q_B) \quad (322a) \quad (323a)$$

hvor $Q_0 = \frac{l_0}{l_1} Q_{maks}$ Et Eksempel er gennemregnet i § 569.

Er Skraajærnsarealet givet, haves:

$$f_s \cdot s_j \cdot \sqrt{2} = \frac{1}{2} \cdot y \cdot z$$

der i Forbindelse med (321) giver:

$$z = 1,19 \cdot \sqrt{f_s \cdot s_j \cdot \frac{m \cdot l}{Q_{maks}}} \quad y = z \cdot \frac{2 \cdot Q_{maks}}{m \cdot l} \quad (324) \quad (325)$$

Den resterende forskydende Kraft, som Bøjlerne skal optage pr. Længdeenhed af Bjælken, bliver da:

$$H_B = \frac{Q_B}{m} = \frac{Q_{maks}}{m} - y \quad (326)$$

z og y kan ogsaa udtrykkes ved Momentet, idet $Q_{maks} = 4 \cdot M_{maks} \cdot l$, der indført i (324) og (325) giver:

$$z = 0,595 \cdot l \cdot \sqrt{f_s \cdot s_j \cdot \frac{m}{M_{maks}}} \quad y = z \cdot \frac{8}{l} \cdot \frac{M_{maks}}{m}$$

Er Bjælkens totale Jærnsareal f , haves $M_{maks} \cdot m \leq f \cdot s_j$, altsaa:

$$z \geq 0,595 \cdot l \cdot \sqrt{\frac{f_s}{f}} \quad y \leq 4,76 \cdot \frac{s_j}{l} \cdot \sqrt{f_s \cdot f} \quad (327) \quad (328)$$

Indføres $f_s = n_s \cdot f_1$ og $f = n \cdot f_1$, faas:

$$z \geq 0,595 \cdot l \cdot \sqrt{\frac{n_s}{n}} \quad (329)$$

Naar $n_s : n$ af Jærnene er højede op, er man altsaa paa den sikre Side ved i Fig. 632 at trække Linien bc saaledes, at Længden faar den ved (329) bestemte Minimumsværdi, og regne med, at Skraajærnene optager den til Fladen abc svarende Kraft.

I hosstaaende Tabel er z beregnet for Bjælker med indtil 10 Jærn. Naar z er beregnet, findes y af (325) og det nødvendige Bøjleareal af (326). Det vil dog ofte vise sig, at 1' Fri-punkt falder saa langt tilvenstre for c (Fig. 632), at det paagældende Skraajærn ikke med Rette kan regnes at beskytte den yderste Ende af z .

Antal Bjælkejærn	Antal Skraajærn						
	1	2	3	4	5	6	7
2	0,842						
3	0,688	0,972					
4	0,596	0,842					
5	0,532	0,752	0,922				
6	0,486	0,688	0,842	0,972			
7	0,450	0,636	0,780	0,900			
8	0,420	0,596	0,728	0,842	0,942		
9	0,396	0,560	0,688	0,794	0,890	0,972	
10	0,376	0,532	0,652	0,752	0,842	0,922	0,996

f. Skraajærnenes Opbøjningspunkter.

568. Naar Skraajærnenes Antal n_s er fastslaaet, deles den uden for Lejet liggende Del af H_s -Fladen eller T_s -Fladen i n_s lige store Dele, og Jærnene opbøjes i Overensstemmelse med Tyngdepunkternes Beliggenhed. Er H -Fladen en Trekant eller et Trapez, kan Inddelingen ske ved Konstruktion eller Beregning (§ 546 og 548), er H -Fladen vilkaarlig, kan Inddelingen ske ved Hjælp af Momentkurven (§ 550); undertiden gaas mer eller mindre skønsommæssig tilværks.

7. Dimensioneringseksempler.

a. Simpelt understøttet Bjælke.

569. For Bjælken i § 444 er:

$$l = 535 \text{ cm} \quad l_0 = 500 \text{ cm} \quad a = 36 \text{ cm} \quad b_0 = 23 \text{ cm} \quad h = 30,5 \text{ cm} \quad m = h - \frac{1}{2}c = 25,5 \text{ cm}$$

$$f = 8 \text{ Rj. } 20 \text{ mm} \quad M_{maks} = 8000 \text{ kgm} \quad \text{Lejetryk: } 5980 \text{ kg} \quad \tau_b = \frac{5980}{25,5 \cdot 23} = 10,2 < 3,5 \text{ at.}$$

Da der er regnet med en nyttig Pladebredde $b = 180 \text{ cm}$, giver (267) i § 498:

$$\tau_{maks} = \frac{1}{c} \cdot \frac{Q}{m} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{1}{10} \cdot \frac{5980}{25,5} \cdot \frac{1}{180} = 10,2 < 3,5 \text{ at.}$$

Overfor disse Spændinger kan Pladens Jærntværsnit f i Henhold til § 499 regnes at virke som et Betonværsnit $n \cdot f$, hvor $n = t_1 : t_b = 0,8 \cdot s_j : t_b = 0,8 \cdot 1200 : 5 = 192$. Da $f = 5,5 \cdot 100 \text{ cm}^2/\text{m}$ (7 Rj. 10 mm pr. m), altsaa $n \cdot f = 10,6 \text{ cm}^2/\text{cm}$, bliver den tænkte Pladetykkelse $c = c + 10,6 = 20,6$, og med denne Værdi findes $\tau_{maks} = 10,2 \cdot 10 : 20,6 = 4,95 < 5$. Pladeskraaninger er derfor overflødige.

Bøjleminimum i Henhold til (314) i § 561: $0,15 \cdot b_0 : 100 = 3,45 : 100 \text{ cm}^2/\text{cm}$, maksimal Bøjle-afstand $e = m \approx 25 \text{ cm}$, tilsvarende Gruppetværsnit: $25 \cdot 3,45 : 100 = 0,86 \text{ cm}^2$. Der sættes 1 U-Bøjle 7 mm (0,77 cm^2) i hver Gruppe, hvortil svarer $e = 25 \cdot 0,77 : 0,86 = 22,4 \text{ cm}$; vi vælger $e = 20 \text{ cm}$, hvortil svarer:

$$H_B = \frac{f_B}{e} \cdot s_j = \frac{0,77}{20} \cdot 1200 = 46,1 \text{ kg/cm} \quad Q_B = m \cdot H_B = 1176 \text{ kg.}$$

Vi vælger at regne $t_b = 0$ og gaar frem efter § 567. Af (319) findes $n \geq 8,4$, altsaa meget nær det valgte Jærntal, som vi derfor ikke vil ændre. Der regnes kun med H -Fladen udenfor Lejet; dens Grundlinie er $\frac{1}{2} \cdot l_0$. Ved Lejets Forside har Q Værdien $Q_0 = 5980 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{500}{535} = 5590 \text{ kg}$, og man finder da af (322a) og (323a):

$$z = \frac{500}{2} \cdot \left(1 - \frac{1176}{5590}\right) = 197 \text{ cm} \quad \Sigma H_s = \frac{197}{2 \cdot 25,5} \cdot (5590 - 1176) = 17100 \text{ kg.}$$

Nødvendigt Skraajærnsareal: $f_s = \frac{17100}{\sqrt{2} \cdot s_j} = 10,1 \text{ cm}^2 < 4 \text{ Rj. } 20 \text{ mm}$.

Skraajærnene mærkes med Bogstaver i alfabetisk Orden, saaledes at Jærn A ligger nærmest Bjælkemidten. Jærnenes Fripunkter findes af Tabellen i § 553; deres Afstande fra Lejets Forside er 17,5 \sim 18 cm mindre; de er indført i efterfølgende Tabel, og for alle Tilfældes Skyld er de udregnede for 6 Jærn.

Jærnets Mærke:	F	E	D	C	B	A
Fripunktets } Lejemidte	36	56	78	104	134	173 cm
Afstand fra } Lejekant	18	38	60	86	116	155 "
Tyngdepunkt:	$z - t = 8$	26	46	70	98	140 "
Opbøjningspunkt:	$z - t + \frac{1}{2} \cdot m = 21$	39	59	83	111	153 "

Fripunktet for Jærn A ligger 155 cm fra Lejekanten, altsaa $197 - 155 = 42 \text{ cm}$ inde paa Strækningen z ; i et Tilfælde som dette, hvor der er regnet med $t_b = 0$, og hvor H_s -Fladen er en Trekant, vil vi tolerere, at A-Jærnets Opbøjningspunkt ligger i en Afstand af indtil 2 m fra Trekantspidsen, og denne Betingelse kan her opfyldes; i modsat Fald vilde Bøjlearealet være at forøge. Hvis Skraajærnenes Middelfaststand ikke maa overstige m , skal deres Antal være: $n_s \geq 155 : m = 6,1$; vi vælger $n_s = 6$.

H_s -Fladen deles nu i 6 ligestore Dele, hvis Tyngdepunkters Afstand fra Lejekanten findes af § 546, Tabel 1, næstsidste Linie, idet $z = 197 \text{ cm}$, Værdierne, $z - t$, er ligeledes indført i ovenstaaende Tabel. Vi vælger at lægge Skraajærnene rigtigt for Optagelsen af de skraa Træk-spændinger i Bjælkens vandrette Midterplan; Skraajærnene skal da skære dette i de udregnede Tyngdepunkter, og skal følgelig bøjes op i Punkter, der ligger $\frac{1}{2} \cdot m$ fjernere Lejet. Disse Punkters Afstande fra Lejekanten er indført i Tabellens sidste Linie; de ligger nærmere Lejet end Fripunkterne; kun for Jærn E og F er der en ubetydelig Afvigelse i modsat Retning.

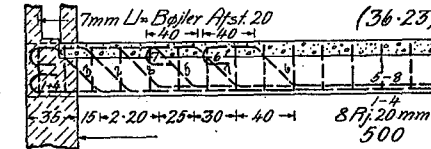


Fig. 633.

b. Delvis indspændt Bjælke.

570. For den i § 448 dimensionerede Bjælke bestemmes Tværkræfterne, som om Bjælken var simpelt understøttet. Man har:

$$l = 535 \text{ cm} \quad l_0 = 500 \text{ cm} \quad a = 36 \text{ cm} \quad b_0 = 23 \text{ cm} \quad h = 30,5 \text{ cm} \quad m = 25,5 \text{ cm}$$

$$f = 7 \text{ Rj. } 20 \text{ mm} \quad M_0 = 8000 \text{ kgm} \quad M_{maks} = 6810 \text{ kgm} \quad Q_{maks} = 5980 \text{ kg.}$$

τ_b faar samme Værdi som i § 569, τ_b bliver mindre end dér, da den optræder i Momentnul-punktet, hvor $Q < Q_{maks}$. Bøjlerne vælges som i § 569, altsaa $H_B = 46,1 \text{ kg/cm}$, $Q_B = 1176 \text{ kg}$.

Ved Lejekanten er, som i § 569, $Q_0 = 5590 \text{ kg}$, $\tau_b = \frac{5590}{25,5 \cdot 23} = 9,55 \text{ at.}$

Vi vælger at bruge Fremgangsmaaden i § 564. Naar z i Fig. 631 maales fra Lejekanten, altsaa svarende til $l_0 = 500$, findes:

$$z = \frac{l_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{t_b}{\tau_b}\right) = \frac{500}{2} \cdot \left(1 - \frac{5}{9,55}\right) = 119 \text{ cm}$$

og den forskydende Kraft paa denne Længde er $H = \frac{1}{2} \cdot (\tau_b + \tau_b) \cdot z \cdot b_0 = \frac{1}{2} \cdot (9,55 + 5) \cdot 119 \cdot 23 = 19\,900 \text{ kg}$, hvoraf Bøjlerne tager $46,1 \cdot z = 5490 \text{ kg}$; Skraajærnene skal optage Resten: $14\,410 = f_s \cdot s_f \cdot \sqrt{2}$, hvoraf: $f_s = 8,5 \text{ cm}^2 \approx 3 \text{ Rj. } 20 \text{ mm}$, men da Skraajærnenes Middelfastand ikke ma oversteige m , kræves $n_s \geq z : m = 119 : 25 = 4,8$, og af Bjælken 7 Jærn ma derfor 5 højes op.

Ved Udregning af Jærnenes Fripunkter ma man kende Momentulpunkterne. Da Bjælken største positive Moment er $M = 6810 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_1^2$, hvor l_1 er Afstanden mellem Momentulpunkterne, medens man ved simpel Understøtning fandt: $M_0 = 8000 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$, haves:

$$\frac{l_1}{l} = \sqrt{\frac{M}{M_0}} = \sqrt{\frac{6810}{8000}} = 0,925$$

altsaa $l_1 = 0,925 \cdot 535 = 495 \text{ cm}$; Nulpunktet for de positive Momenter ligger altsaa 2,5 cm fra Lejekanten. I efterfølgende Tabel er de 5 Skraajærn mærkede saaledes, at Jærn 4 ligger nærmest Bjælken midten. I Linie (1) er Fripunktens Afstand fra Momentulpunktet indført, idet Tabellen i § 553 er brugt; ved Addition af $2,5 \approx 2 \text{ cm}$ faas Værdierne i Linie (2). A-Jærnet kan altsaa opbøjes i en Afstand fra Lejekanten, der er større end z , og E-Jærnet i en Afstand, der er større end m .

Jærnets Mærke;	E	D	C	B	A
(1) Fripunktets } Momentulpunkt	38	60	87	115	154
(2) Afstand fra } Lejets Kant	40	62	89	117	156
(3) Tyngdepunktens Nr.	9	7	5	3	1
(4) $z + a_0 + \frac{1}{2}m$	210	210	210	210	210
(5) Tyngdepunktsafstand fra O (Fig. 613)	189	171	150	127	97
(6) Opbøjningspunkt	21	39	60	83	113

H_s -Fladen deles nu i 5 ligestore Dele. Delepunktens Afstand fra Trapezets lave Ende kan beregnes af Formlerne (307a-c) i § 548. Da Bøjlerne optager en forskydende Kraft svarende til en Forskydningsspænding i Betonen af Størrelse: $46,1 : b_0 = 2 \text{ at}$, haves:

$$\frac{h_r}{h_0} = \frac{\tau_b - 2}{\tau_b - 2} = \frac{9,55 - 2}{5 - 2} = 2,52.$$

Da det kun er de 5 Trapezers Tyngdepunkter, der har Betydning, deles i 10 Dele, idet hvertandet Delepunkt da svarer til et Tyngdepunkt. Med $r = 10$ giver (307a-c):

$$a = \frac{1}{10} \cdot (2,52^2 - 1) = 0,535 \quad a_0 = \frac{119}{2,52 - 1} = 78,4.$$

De 5 Tyngdepunktsafstande a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 beregnes og indføres i Tabellens Linie (5). Vi vælger at lægge Skraajærnene rigtigt for Optagelsen af de skraa Trækspændinger i Bjælken vandrette Midterplan; Skraajærnene skal da skære dette i de udregnede Punkter og skal følgelig bøjes op i Punkter, der ligger $\frac{1}{2}m$ fjernere Lejet. Derfor udregnes Størrelsen $z + a_0 + \frac{1}{2}m = 119 + 78,4 + 12,8 \approx 210 \text{ cm}$ og indføres i Linie (4); ved Subtraktion af Linie (5) faas da Lejeafstanden for de Punkter, i hvilke Jærnene skal bøjes op for at ligge rigtigt for Optagelse af Forskydningen, og det ses, at disse Afstande alle er mindre end Fripunktsafstandene.

I Fig. 634 er Skraajærnene indtegnede. Da Fripunktet for Jærn Nr. 2 ligger 40,6 cm fra

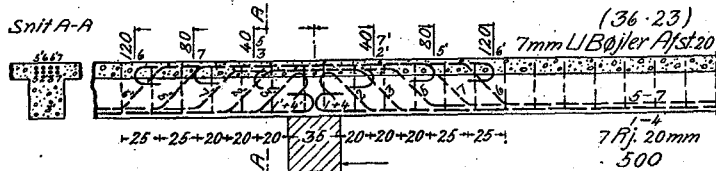


Fig. 634.

Lejekanten, har Nr. 1 og 4 rigelig Forankringslængde (nødv. Forankringslængde regnet fra nævnte Punkt er $20d$). For Jærn Nr. 2 er Forankringslængden kun 33 cm regnet fra 1' Skraarevne, og Jærnet kan derfor kun taale Spændingen: $\sigma_f = 1200 \cdot 33 : 20 \cdot d = 990$, men dette er tilstrækkeligt, da Skraajærnsarealet er omtrent dobbelt saa stort som paakrævet. Jærn 6' er ført saa langt ud, at der kan optages negative Momenter paa over $\frac{1}{2}$ af Spændvidden. I Lejetværnsnittet er det nødvendige Jærntværnsnit kun $5,62 \text{ cm}^2$ svarende til $\phi = 0,8$ (§ 448), men da den kritiske Jærnprocent kan regnes at være 4 Gange saa stor, hvis Betonen har den forudsatte Styrke, vil en 4-

Dobbling af ϕ tilnærmelsesvis 4-doble Sikkerheden overfor negative Momenter, og da det er saa let at skaffe denne ekstra Sikkerhed, er Armeringen gennemført saaledes, at der kan regnes med 8 Jærn i Lejetværnsnittet, hvilket er opnaaet ved at føre Jærnene 2' og 7' ud til en Afstand af $20d$ fra Lejekantpunkt. Endepunktet for Jærn 5' er bestemt ved, at der ikke er Plads til dets Krog, før Jærn 5 er bøjet ned. Der er draget Omsorg for, at Skraajærnene ikke støder sammen med de øvre Jærn eller disses nedadvendende Kroge, og at Lysvidden mellem de øvre Jærn er den normale, saaledes at en Stamper kan føres ned mellem Jærnene. Alle Skraajærnene ligger i deres naturlige, lodrette Plan.

c. Kontinuerlig Bjælke.

571. Den paa Fig. 635 a og b viste T-formede Drager skal dimensioneres som kontinuerlig. Den bærer Tværbjælkerne B1 og B2 samt de mellem disse liggende krydsarmerede Plader; Lasten fra disse regnes jævnt fordelt over Drageren. Pladerne er 11 cm tykke. Midtersøjlen Tværsnit er $45 \cdot 45 \text{ cm}^2$. Dragerens frie Ende gaar $1\frac{1}{2}$ Sten ($\approx 34 \text{ cm}$) ind i Ydermuren og regnes understøttet 17 cm inde, hvorefter den teoretiske Spændvidde er $7,50 + 0,17 \approx 7,68 \text{ m}$. Drageren er symmetrisk om Midtersøjlen, og dens Last er angivet øverst paa Figur 635 a, hvor venstre Fag er vist med fuld Last, ekscl. Kropvægt, højre Fag kun med Bjælkerens og Pladerens Egenvægt. De tilladte Spændinger er 60/1200.

Belastningstilfælde. Da der er Symmetri om Søjlen, er det tilstrækkeligt at dimensionere Dragerens venstre Fag; det skal undersøges for Belastningstilfældene:

$$\begin{array}{ccc} qq & & qq \\ q \text{ i bægge Fag} & q \text{ i venstre, } g \text{ i højre Fag} & g \text{ i venstre, } q \text{ i højre Fag} \end{array}$$

Dragerens Kropvægt skønnes i Overensstemmelse med § 440 til: $300 \cdot 7,68 = 2300 \text{ kg}$, hvilken Værdi man kommer til paa følgende Vis. Havde Drageren været simpelt understøttet, vilde dens Tryk paa Søjlen have været $R = 7630 \cdot \frac{1}{2} + 5310 \cdot \frac{1}{2} + 10\,890 \cdot \frac{1}{2} = 12\,300 \text{ kg}$, der paa Grund af Kontinuiteten forøges med 25% (smg. Fig. 312), altsaa til $16\,000 \text{ kg}$. $(Q : m)_{\text{maks}}$ skønnes at optræde i det til Totalast i bægge Fag svarende Momentulpunkt og dette at ligge i Afstanden $\frac{1}{4}l$ fra Søjleaksen. Her er Q formindsket med $7630 \cdot \frac{1}{4} = 1910 \text{ kg}$, altsaa til $Q = 16\,000 - 1910 = 14\,090 \text{ kg}$. I dette Punkt er Tværkraften fra den ukendte Kropvægt k i Henhold til Formlerne ved Fig. 312: $Q_k = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot k \cdot L \cdot (\frac{1}{2}L - \frac{1}{4}L) = \frac{1}{8}kL = 0,375 \cdot k \cdot L$, der indsat i (235a) giver: $k = 3380 : (\tau_b - 0,09L)$. Da $16 \text{ cm} < \frac{1}{2}l$, bliver $b_n = b_0 + 16 \text{ cm}$; idet $c = 11 \text{ cm}$, og b_0 skønnes til 24 cm , faas $b_n = 200 \text{ cm}$, der indsat i (237) sammen med den skønsmæssigt reducerede Spændvidde $0,8L$ giver: $\tau_b = 3 \cdot 6 : (1 + 0,8 \cdot 7,68 : 11) = 11,5 \text{ at}$, hvortil svarer: $k = 308 \approx 300 \text{ kg/m}$.

Momenterne. (a) Den simple Momentkurve, naar Faget er belastet. Den jævnt fordelte Last er $Q = 7630 + 2300 = 9930 \text{ kg}$, der giver Momentparabelen øverst til venstre i Fig. 535 a med Pilhøjde $\frac{1}{8} \cdot Q \cdot L = \frac{1}{8} \cdot 9930 \cdot 7,68 = 9540 \text{ kgm}$. Enkeltkræfterne fra Bjælkerne B1 og B2 giver den nedvendte Momentpolygon; ved Addition faas M_{0q} -Kurven.

(b) Den simple Momentkurve naar Faget er ubelastet. Den jævnt fordelte Last er $2940 + 2300 = 5240 \text{ kg}$. I Overensstemmelse med § 345 regnes der kun med $\frac{2}{3}$ af den hvilende Last ved Optagelsen af den simple Momentkurve, som findes til højre paa Tegningen.

(c) Det negative Moment over Søjlen, naar bægge Fag er belastet. Fra den jævnt fordelte Last faas (se Fig. 312): $M_1 = -\frac{1}{8} \cdot 9930 \cdot 7,68 = -9540 \text{ kgm}$. Fra Enkeltkræfterne faas (se Fig. 308): $M_1 = -2 \cdot 7,68 \cdot (0,0740 \cdot 5310 + 0,0926 \cdot 10890) = -21\,500 \text{ kgm}$. Det samlede Moment bliver: $M_{qq} = -31\,000 \text{ kgm}$.

(d) Det negative Moment over Søjlen naar kun eet Fag er belastet. Fra den jævnt fordelte Last faas (se Fig. 313): $M_1 = -\frac{1}{16} \cdot (9930 + 5240) \cdot 7,68 = -7280 \text{ kgm}$. Fra Enkeltkræfterne faas (se Fig. 308): $M_1 = -7,68 \cdot (0,0740 \cdot (5310 + 2230) + 0,0926 \cdot (10890 + 4560)) = -15\,250 \text{ kgm}$. Det samlede Moment bliver: $M_{qq} = -22\,500 \text{ kgm}$.

(e) De resulterende Maksimummomenter findes ved Sæmsætning af Momentkurven M_{0q} med Slutlinierne M_{qq} og M_{gg} samt Momentkurven M_{0g} med Slutlinien M_{gg} og er indtegnede paa Fig. 635 b.

Tværkræfterne. I Belastningstilfælde qq haves:

$$q \cdot l = 9930 \text{ kg} \quad B1 = 5310 \text{ kg} \quad B2 = 10890 \text{ kg}.$$

Trykket paa Muren i Tilfælde af simpel Understøtning er: $R = 9930 \cdot \frac{1}{2} + 5310 \cdot \frac{1}{2} + 10\,890 \cdot \frac{1}{2} = 12\,300 \text{ kg}$. Det samtidige Tryk paa Søjlen er: $26\,130 - R = 14\,000 \text{ kg}$. Momentet over Søjlen er $M_{qq} = -31\,000 \text{ kgm}$ og formindsker Murtrykket med $31\,000 : 7,68 = 4040 \text{ kg}$, altsaa: Tryk paa Mur: $12\,130 - 4040 = 8090 \text{ kg}$, Tryk paa Søjle: $14\,000 + 4040 = 18\,040 \text{ kg}$. Tværkraftskurvens Ordinator kan derefter beregnes (se Tabellen ved Siden af Fig. 635 a). De er afsat i Fig. 635 a til venstre og betegnede Q_{qq} .

I Belastningstilfælde gg er Forholdene tilsvarende, bortset fra at Momentet over Søjlen er $M_{gg} = -22\,500 \text{ kgm}$, hvorved Muren afastes og Søjlen belastes med $22\,500 : 7,68 = 2930 \text{ kg}$. Til alle de nys beregnede Ordinator skal da adderes $2930 - 4040 = -1110 \text{ kg}$, hvorved man faar de i Figurens venstre Side med Q_{gg} betegnede Værdier.

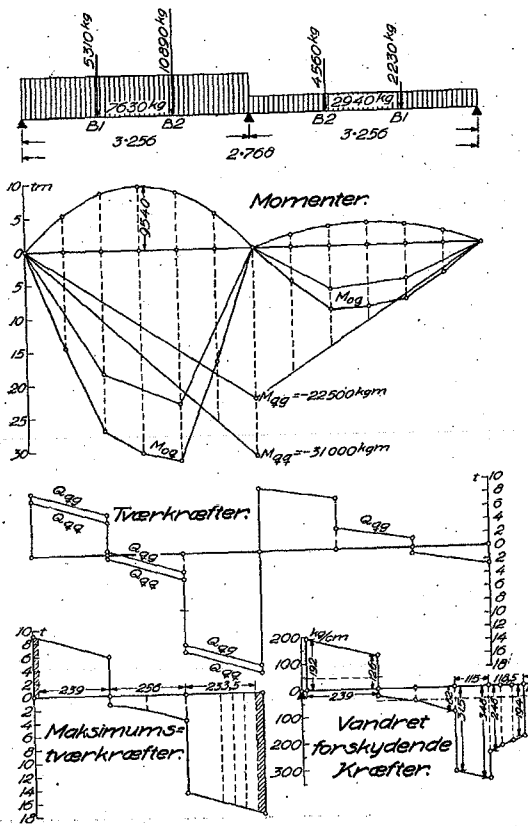


Fig. 635 a.

I Belastningstilfælde gq haves:
 $g \cdot l = 5240 \text{ kg}$ $B1 = 2230 \text{ kg}$ $B2 = 4560 \text{ kg}$.

Murtryk: $R = 5240 \cdot \frac{1}{2} + 2230 \cdot \frac{2}{3} + 4560 \cdot \frac{1}{3} = 22500$; $7,68 = 2700 \text{ kg}$. Søjletryk: $12030 - 2700 = 9330 \text{ kg}$. Tværkraftkurvens Ordinator er udregnede i den anden Tabel. De er indtegnede i Figurens højre Side og betegnede Q_{gg} .

Af de tre Tværkraftkurver er for hvert enkelt Bjælkepunkt udtaget den største Værdi af Q og disse Q_{maks} Værdier er samlede i Figuren nederst tilvenstre paa Fig. 635 a.

Dimensionering for det positive Moment. Det største positive Moment optræder i An grebspunktet for B1 (Fig. 635 b) og er $19,4 \text{ tm}$. Med $b_0 = 200 \text{ cm}$ faas:

$$M_{100} = 19400 : 2,00 = 9700 \text{ kg} \quad h = 0,301 \cdot \sqrt{9700} = 29,6 \text{ cm}$$

$$x = \beta \cdot h = 0,429 \cdot 29,6 = 12,7 < \frac{1}{4} \cdot c = \frac{1}{4} \cdot 11 = 13,75 \text{ cm}.$$

Til den skønnede Egenvægt: 300 kg/m svarer Kroparealet: $h_0 \cdot b_0 = 300 : 0,24 = 1250 \text{ cm}^2$, og denne Værdi vil vi søge at overholde, dels for ikke at faa τ_b for stor, dels for at undgaa Omregning. Naar vi endvidere respekterer Reglen: $b_0 = 3,5 \cdot \sqrt{h_0}$, findes $h_0 = 50,3 \text{ cm}$, $b_0 = 24,3 \text{ cm}$. Vi regner foreløbig $m = h_0$ og finder da $f = 19400 : (50,3 \cdot 12) = 32,1 \text{ cm}^2$. Ved Valg af Jærntal følger § 516. Betingelsen for $\tau_{bj} \leq \tau_{bj}$ er givet ved (283); Q_{maks} optræder under B2 og er 14730 kg , altsaa $d \geq 4 \cdot \frac{14730}{9000} = 6,56 \text{ cm}$. For at faa et passende Antal Skraajern gaar vi frem efter § 562; paa Strækningen m nærmest Muren er $H = Q = \text{ca. } 9000 \text{ kg}$, der kan optages af et Skraa jærn med Tværnit $f_1 = \text{ca. } 9000 : \sqrt{2} s_j = \text{ca. } 5,3 \text{ cm}^2$ svarende til $d = \text{ca. } 2,6 \text{ cm}$; helst maa d være en Del mindre, da Q aftager udefter, og da en Del af Q skal optages af Bøjler. Af Hensyn

Tabel over Q_{gg}

Murtryk:	= 8090
$\frac{1}{2} \cdot g \cdot l$	= 3310
Q_{1v}	= 4780
B 1	= 5310
Q_{1h}	= 530
$\frac{1}{2} \cdot g \cdot l$	= 3310
Q_{2v}	= 3840
B 2	= 10890
Q_{2h}	= 14730
$\frac{1}{2} \cdot g \cdot l$	= 3310
Søjletryk:	18040

Tabel over Q_{gg}

Murtryk:	= 2700
$\frac{1}{2} \cdot g \cdot l$	= 1747
Q_{1v}	= 953
B 1	= 2230
Q_{1h}	= 1277
$\frac{1}{2} \cdot g \cdot l$	= 1747
Q_{2v}	= 3024
B 2	= 4560
Q_{2h}	= 7584
$\frac{1}{2} \cdot g \cdot l$	= 1747
Søjletryk:	9331

til Søjlen Midterjærn er et lige Antal Dragerjærn ønskeligt, og af Hensyn til Opbøjningerne ved Søjlen er 8 Dragerjærn ønskeligt. Vi vælger da 8 Rj. 24 mm ($36,2 \text{ cm}^2$) og kan følgende formliske Dragertværsnittets Momentarm til $m = 19400 = 44,6 \text{ cm}$ altsaa $h = 44,6 + \frac{1}{2}c = 50,1 \text{ cm}$ og $a = 50,1 + 0,5 + 2,4 + 1$ (Bøjlerne) $+ 1 = 55 \text{ cm}$. Nødvendigt $b_0 = (2,4 + 3) \cdot 4 + 3 = 24,6 \text{ cm}$, vi vælger $b_0 = 25 \text{ cm}$.

Naar vi derefter dimensionerer Skraaingen i Overensstemmelse med de negative Momenter, viser det sig, at Skraaingens Endepunkt falder inde under B2, hvilket ikke vil se godt ud, og vi foretrækker derfor at forøge Bjælkehøjden med 2 cm, saaledes at Dimensionerne bliver:

$$a = 57 \text{ cm} \quad h = 52,1 \text{ cm} \quad m = h - \frac{1}{2}c = 46,6 \text{ cm} \quad f = 8 \text{ Rj. } 24 \text{ mm} \quad b_0 = 25 \text{ cm}.$$

Egenvægten ligger stadig inden for den skønnede Værdi og ikke langt fra denne, og det viser sig, at Jærntværsnittet ikke kan tilpasses nøjere end gjort.

Skraaingen. Det største negative Moment over Søjlen er $M_{gg} = -31000 \text{ kgm}$:

$$M_{100} = 31000 : 0,25 = 124000 \text{ kg} \quad h = 0,301 \cdot \sqrt{124000} = 106,0 \text{ cm}$$

$$f_{100} = 0,323 \cdot \sqrt{124000} = 113,8 \text{ cm}^2 \quad f = 113,8 \cdot 0,5 = 28,5 \text{ cm}^2.$$

Afstanden fra Dragerens Overside til Trækcentret er, naar Pladerne forudsættes armerede med 12 mm Rj. og Tværhjælkerne med 2 Lag 24 mm Rj. (jvnf. § 451): $a - h = 1 + 1,2 + 2,4 + 2,4 + 1,2 = 8,2 \text{ cm}$. Følgelig bliver Skraaingshøjden maalt i Søjleaksen $a = 106 + 8,2 = 114,2 \text{ cm}$, medens dens normale Bjælkes Nytteløshøjde overfor negative Momenter bliver $h = 57 - 8,2 = 48,8 \text{ cm}$.

Hvis der i det Tværnit, hvor Skraaingen hører op, findes den til Spændingerne 60/1200 svarende Jærnmængde $\phi = 1,072 \%$ i Dragerens Overside ($\mu = 0,1837$), kan Drageren her optage det negative Moment $s_b^{\phi} \cdot \mu \cdot b_0 \cdot h^2 = 60 \cdot 0,1837 \cdot 25 \cdot 48,8^2 \cdot \frac{1}{100} = 6560 \text{ kgm}$. Skraaingen maa da tidligst opføre i det Punkt, hvor dette negative Moment optræder, og af Maksimummomentkurven ses dette Punkt at ligge knapt 2,40 m fra Søjleaksen, og Skraaingen føres da 2,4 m ud, hvorved dens Hældning bliver mindre end 1 : 3. Skraaingens Højde maalt paa Søjlesiden udregnes til $52,6 \sim 53 \text{ cm}$, hvilket Maal er paaskrevet Tegningen.

I hvert af Skraaingens Hjørner lægges et Trykjærn, hvis Diameter mindst bør være $\frac{1}{20} \cdot b_0 = \frac{1}{20} \cdot 25 = 1,25 \text{ cm}$; vi vælger 1,4 cm, der tillader en Bøjleafstand paa $15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm}$.

Jærnkurver. Den positive Momentkurve viser det nødvendige Jærntværnit i Bjælken Underside, naar dens Ordinator divideres med $m \cdot s_j$ ($= 46,6 \cdot 1200$). Denne Division er paa Figuren udført ved en Ændring af Maalestoksforholdet, idet det til de 8 Rj. 24 mm svarende Moment $1200 \cdot 36,19 \cdot 46,6 \cdot \frac{1}{100} = 20240 \text{ kgm}$ er afsat og ved de stiplede vandrette Linier delt i 8 lige store Dele, hver svarende til $\frac{1}{8} \cdot 20240 = 2530 \text{ kgm}$. Disse Liniers Skæringspunkter med Momentkurven angiver altsaa Jærnenes Fripunkter.

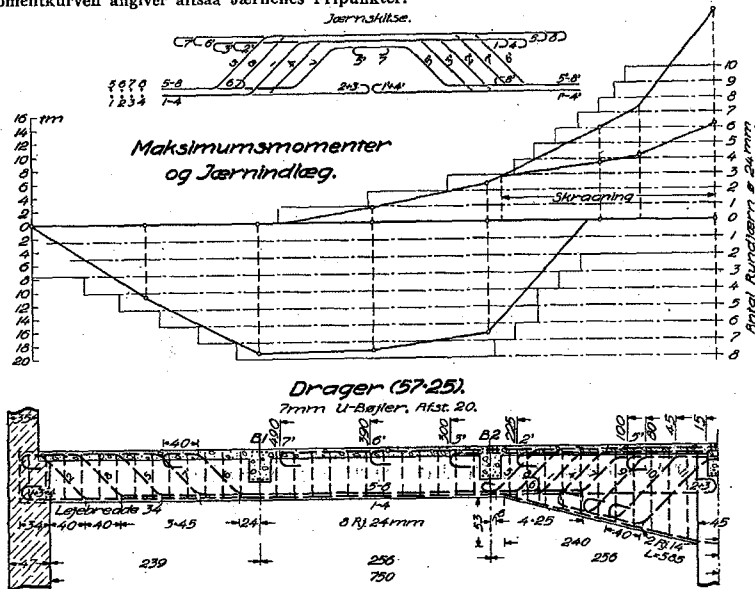


Fig. 635 b.

Den negative Momentkurve viser det nødvendige Jærntværsnit i Bjælkens Overside, naar dens Ordinator divideres med $m \cdot s_j$, men m' er her en variabel Størrelse, da saavel Skraaings-højden som φ varierer. Det er for besværligt at tage Hensyn til φ 's Variation, og der regnes derfor med den til de tilladte Spændinger svarende Værdi $m' = 0,857 h'$. Til venstre for Skraa-ningens Endepunkt er $h' = 48,8$ cm, $m' = 0,857 \cdot 48,8 = 41,8$ cm, og paa denne Strækning kan 1 Rj. 24 mm altsaa optage Momentet $1200 \cdot 4,52 \cdot 41,8 \cdot \frac{1}{100} = 2270$ kgm. I et vilkaarligt Punkt af Strækningen kan 1 Rj. 24 mm optage Momentet $2270 \cdot m'_x : m' \sim 2270 \cdot h'_x : h'$. Hvis vi derfor for- mindsker Momentkurveordinaterne ved Multiplikation med $h' : h'_x$, kan Jærnlignerne tegnes æqui- distante som gjort.

Drageren er tegnet nederst paa Fig. 635 b. For ikke at faa Maalestoksforholdet for lille er kun venstre Fag tegnet; derved faar man et mangelfuldt Overblik over Jærnenes Forløb over Søjlen, hvilket er søgt afbødet ved Tegning af Skitsen øverst i Figuren.

De aftrappede Linier udenfor Momentkurverne viser de Momenter, som Drageren kan optage med den tegnede Jærnorning. Afstanden mellem de øvre Jærns Endepunkter er langt større end den af (281) udregnede Forankringslængde (40 cm).

Skraajærn og Bøjler dimensioneres ved Hjælp af Tværkræfterne. Den vandret forskydende Kraft pr. Længdeenhed er $H = \tau_b \cdot b_0 = Q : m$. Der armeres kun for de forskydende Kræfter, som optræder paa den fri Spændvidde. Mellem den positive Momentkurves Nulpunkter regnes $m = h - \frac{1}{3}c = 46,6$ cm, hvorved H -Kurven paa denne Strækning kan tegnes (Fig. 635 a, nederst tilhøjre). Paa den resterende Strækning regnes $m = 0,9 h'$, hvorved Springet i H -Kurven opstaar (jvfr. Fig. 527).

Bøjletværsnittet skal mindst udgøre 1‰ af det vandrette Kropareal; Gruppetafstanden skal være $e \geq m \sim 45$ cm. Vi vælger 1 U-Bøjle 7 mm pr. 20 cm, hvilket er lidt over 1,5‰. Bøjlerne kan da optage Kraften $H_B = 0,77 \cdot 1200 : 20 = 46,2$ kg/cm som vist ved de to punkterede vandrette Linier paa Fig. 635 a.

Skraajærnstværsnittet udregnes for hver af de 3 Bjælkestrækninger for sig.

Paa Strækningen nærmest Muren er Forskydningskraften $239 \cdot \frac{1}{2} \cdot (192 + 126) = 38 000$ kg; Bøjlerne optager $239 \cdot 46,2 = 11 000$ kg, mens Resten $38 000 - 11 000 = 27 000$ kg kræver $f_s = 27 000 : s_j \sqrt{2} = 15,9$ cm² ~ 4 Rj. 24 mm, men da Skraajærnenes Middellafstand bør være mindre end m , altsaa Antallet større end 239: $m = 239 : 46,6 = 5,1$, opbøjes 5 Jærn; Opbøjningen foreta- ges i Ovenstummelse med H -Fladen og under Hensyntagen til Momentkurven. De af Hensyn til Forskydningen gunstigste Opbøjningspunkter findes ved at dele H -Fladen i 10 lige store Dele (§ 548). Da $h_x = 192 - 46 = 146$ kg/cm, $h_0 = 126 - 46 = 80$ kg/cm, $z = 239$ cm, giver (307c): $a_0 = 288$ cm. Af (307b) faas:

$$\begin{matrix} a_1 = 320 & a_2 = 376 & a_3 = 425 & a_4 = 468 & a_5 = 507 & a_6 = 527 \\ a_{10} - a_0 = 20 & a_9 - a_7 = 39 & a_7 - a_5 = 43 & a_6 - a_3 = 49 & a_8 - a_1 = 56. \end{matrix}$$

Skraajærnet nærmest Muren skal altsaa skære Bjælkens vandrette Midterplan 20 cm fra Murens Forside; dets Opbøjningspunkt skal da ligge $\frac{1}{2}m (= 23,3$ cm) længere, ude eller 43,3 cm fra Muren, hvorefter de øvrige Skraajærn skal følge i de udregnede Afstande. I Fig. 635 b er Jærn Nr. 6 flyttet 15 cm nærmere Lejet af Hensyn til Momentdækningen. I et Tilfælde som det fore- liggende, hvor f_s er langt større end paakrævet, vilde man løvrigt godt kunne indlægge Jærnene skønsmæssig, da det er vigtigere at holde Skraajærnsafstanden lille end at holde s_j konstant. Den nødvendige Forankringslængde, der i Henhold til (281) er 40 cm, skal for de yderste Skraa- jærn regnes fra 1' Skraarevne, for de lige Jærn fra 1' Opbøjningspunkt; den forhaandenstående Forankringslængde er væsentlig større.

Paa Midterstrækningen kræves ingen Forskydningsarmering, da største Værdi af τ_b er $82 : b_0 = 82 : 25 = 3,3$ at $< t_b$; vi nøjes derfor med Bøjlerne.

Paa Strækningen mellem B2 og de positive Momenter Nulpunkt er $H = 115 \cdot \frac{1}{2} \cdot (315 + 348) = 38 100$ kg; Bøjlerne optager $115 \cdot 46,2 = 5320$ kg, mens Resten $38 100 - 5320 = 32 780$ kg kræ- ver $f_s = 32 780 : s_j \sqrt{2} = 19,3$ cm² ~ 5 R. 24 mm, hvilke foresindes. Paa Strækningen nærmest Søj- len er $H = 118,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot (248 + 194) = 26 200$ kg; Bøjlerne optager $118,5 \cdot 46,2 = 5480$ kg, mens Resten $26 200 - 5480 = 20 720$ kg optages af 3 ekstra Skraajærn Rj. 24 (Nr. 9, 10 og 11).

Lejebredde. Udføres Murværket af fuldbrændte Sten i Kalkmørtel, er den tilladte Tryk- spænding 8 at, der giver den nødvendige Lejebredde: $9200 : (34 \cdot 8) = 34$ cm.

Forskydningspændinger. Største τ_b optræder i den positive Momentkurves højre Nul- punkt og er $348 : b_0 = 13,9$ at $< 3 t_b$. Største τ' optræder samme Sted og er $\frac{348 \cdot 200 - 25}{2 \cdot 11} = 200$

13,9 at. Heraf kan Betonen tage 6 at, til Rest er da 7,8 at. Hvis denne Spænding optraadte paa hele den 115 cm lange Strækning hen til B2, vilde der i Snittet $a-a$ (Fig. 528) kræves Jærnare- let $7,8 \cdot 11 \cdot 115 = 960 = 10,3$ cm². I Pladerne foresindes 7 Rj. 12 mm pr. m svarende til 9,1 cm² paa de 115 cm, og da de øvre Jærn i B2 har Tværsnittet 36,2 cm², er særlige Foranstaltninger overflødige.

d. Murbjælke.

572. Over en 3 m bred Aabning i en 2 Stens Mur skal støbes en Bjælke til Bæring af den overliggende Mur, der er 5 m høj regnet fra Bjælkens Underside (Fig. 636). Paa Muren hviler Taget med et Tryk af 3300 kg pr. lb. m. Bjælken skal have $\frac{1}{3}$ Stens Bekledning, og sættes Fugetykkelsen for en Sikkerheds Skyld til 2 cm, bliver $b_0 = 34$ cm. $s_b^{bc} = 50$, $s_j = 1200$, tillade- ligt Tryk paa Mur: 12 at.

Last fra Tag: 3300 kg/m
Vægt af Mur: $1700 \cdot 0,47 \cdot 5 = 4000$ »
Egenvægt: $(2400-1700) \cdot 0,34 \cdot 0,6 = 143$ »
7443 kg/m

Den nødvendige Lejedybde x findes af Betingelsen:

$$x \cdot 34 \cdot 12 \geq \frac{7443}{100} \cdot (3 \cdot 9 + x) \quad x \geq 33,4.$$

Lejedybden sættes til 35 cm, Spændvid- den til 334 cm.

$$M = \frac{1}{2} \cdot 7443 \cdot 3,34^2 = 10 380 \text{ kgm}$$

$$M_{100} = 10 380 : 0,34 = 30 500 \text{ kg}$$

$$h = 0,345 \cdot \sqrt{30 500} = 60,2 \text{ cm}$$

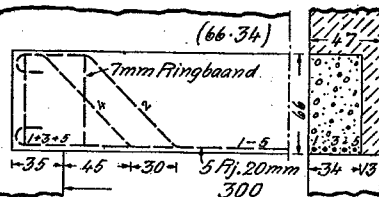


Fig. 636.

$$f = 0,277 \cdot \sqrt{30 500} \cdot 0,34 = 16,4 \text{ cm}^2.$$

Af Formlerne i § 517 findes: $d \geq \frac{1}{10} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot 334 = 33,4$ cm, men da Jærnene kroges, er en større Værdi tilladelig. Med den skønnede Værdi $d = 2$ cm og 7 mm Bøjler bliver den totale Højde $a = 60,2 + 1 + 0,7 + 1 = 62,9$ cm, men da denne helst skal passe med eller være en Kende mindre end et helt Antal Skifter, af hvilke der normalt er 15 pr. m, svarende til Skifte- højden 6,67 cm, sættes Højden til 10 Skifter, altsaa 66,7 cm eller, for at være lidt paa den sikre Side, til $a = 66$ cm. Nytehhøjden bliver da $h = 63,3$ cm og Jærnarealet $f = 16,4 \cdot 60,2 : 63,3 = 15,6 \sim 5$ Rj. 20 mm (15,7 cm²). Ved dette Valg er Betingelserne (209) og (210) i § 421 tilfreds- stillede. Egenvægten bliver kun uvæsentlig større end skønnet.

Forskydning. Som Q_{maks} regnes med Værdien ved Lejets Forkant (§ 551): $Q_{maks} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_0 = \frac{1}{2} \cdot 7443 \cdot 3 = 11 140$ kg. Da $m = 0,9 \cdot h = 57$ cm, er $\tau_b = 11 140 : (57 \cdot 34) = 5,75$; der kræves da Armering paa Længden (se Fig. 606):

$$z = \frac{1}{2} \cdot 300 \cdot \frac{5,75 - 5}{5,75} = 19,6 \text{ cm, nemlig: } \Sigma f_B = \frac{\frac{1}{2} \cdot (5,75 + 5) \cdot 19,6 \cdot 34}{1200} = 2,99 \text{ cm}^2.$$

Da der er Mulighed for Indspændingsmomenter, højes et eller flere af Jærnene op i deres Fripunkter. I Henhold til Tabellen i § 553 er de tre første Fripunkters Afstand fra det teoreti- ske Lejepunkt:

$$\begin{matrix} 0,276 \cdot 334 = 92,2 \text{ cm} & 0,184 \cdot 334 = 61,5 \text{ cm} & 0,113 \cdot 334 = 37,8 \text{ cm} \\ \text{og fra Lejets Forkant } 17 \text{ cm mindre, altsaa:} & & \\ & 75,2 \text{ cm} & 44,5 \text{ cm} & 20,8 \text{ cm.} \end{matrix}$$

Da den sidste Afstand er saa lille, opbøjes kun Nr. 2 og 4 som vist. Da eet Rj. 20 mm svarer til Bøjlearealet $3,14 \cdot \sqrt{2}$, er Forskydningsarmeringen rigelig. Nogle Ringbaand af 7 mm Rj. ind- lægges til Fastholdelse af Jærnene under Støbningen. Den nødvendige Forankringslængde er 20 d og er overalt tilstede.

e. Overrørende Bjælkeende.

573. En Altanplade (Fig. 637) bæres af to overrørende Bjælkeender og belaster dem med 1200 kg hver, jævnt fordelt. Et Rækværk, der staar 15 cm fra Pladens Forkant, giver en Enkelt- kraft paa 100 kg.

For Udseendets Skyld vil vi ikke have Bjælkens syn- lige Del spinklere end 20×20 cm. Egenvægten bliver da $2400 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 1,08 = 103$ kg.

Façaden forudsættes fuget, saa Bjælken bagved maa holdes saa meget tilbaget, at der er Plads til $\frac{1}{3}$ Sten, hvis Bredder for en Sikkerheds Skyld regnes 1 cm større end den normale, altsaa 12 cm. Saafremt Stenene først henmures efter Støbningen, maa der yderligere regnes med 1 cm Fuge, men her forudsættes Bjælken støbt mod Stenen, og Kragbjælkens Understøtnings- punkt kan da regnes liggende 12 cm bag ren Mur. Momentet her bliver: $M = 100 \cdot 0,97 + 1300 \cdot 1,12 \cdot \frac{1}{2} = 825$ kgm, $M_{100} = 825 : 0,2 = 4130$ kg. Med Spændinger s_b^{bc} faas: $h = 22,2$ cm, $f = 17,8 \cdot 0,2 = 3,56$ cm². Pladen er 12 cm tyk inde ved Muren (Oversiden stiger 2‰ af Hensyn til Vandafledningen), og da den synlige Højde ønskes til 20 cm, bliver den totale Højde 32 cm.

Som Jærndiameter anbefaler § 517: $d \geq \frac{1}{10} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot 3 = 0,3$ cm, men da der bruges Krage, kan der gaas op til en større Værdi (§ 518), og da et stort Jærnantal i Bjælkens Overside vanskelig- gør Støbningen, vil vi kun indlægge 2 Jærn, hvortil svarer $d = 1,6$ cm. Nytehhøjden bliver da,

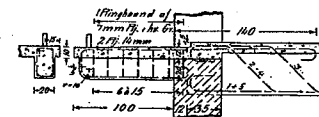


Fig. 637.

idet Halvdelen af Pladens Jærn (som forudsættes at være 10 mm Rj.) skal ligge ovenpaa Bjælke-jærnene og være dækkede af 2 cm Mortel: $h = 32 - 2 - 1 - 0,8 = 28,2$ cm, saa Jærnarealet kan formindskes til $3,56 \cdot 22,2 = 28,2 = 2,8$ cm², svarende til 2 Rj. 14 mm.

Bjælken bagved forudsættes at være kontinuerlig, og vi vil derfor ikke fordybe os i dens Momentforhold, men føre Jærnene saa langt ind, som Formel (174) i § 346 angiver. Naar Bjælke-Last incl. Slidlag antages at være 1580 kg/m, findes $\alpha = \sqrt{3 \cdot 825 \cdot 1580} = 1,25$ m; Længden fra Murens Forside bliver da $125 + 12 = 137 \sim 140$ cm.

Hvis Bjælken bag Muren er 25 cm bred og armeret med 5 Rj. 20 mm kan Jærnene 2 og 4 drejes saa meget udefter, at Konsollens Jærn faar Plads imellem dem.

Forskydning. $Q_{maks} = 100 + 1200 + 103 \sim 1400$ kg, $h = 32 - 2 - 1 - 0,7 = 28,3$ cm, $m = 0,9 \cdot h = 25,5$ cm, $\tau_b = \frac{Q_{maks}}{m \cdot b_0} = \frac{1400}{25,5 \cdot 20} = 2,74$ at < 5 ; τ_{bj} kræves ikke bestemt, da Forankrings-

længden regnet fra det farligste Punkt, der i dette Tilfælde er Lejepunktet, langt overstiger den ved (281) givne Værdi.

Skønt $\tau_b < 5$, vil vi af Hensyn til Støbeskellet mellem Krop og Plade lægge Bøjler for hele Forskydningen, og da vi ikke vil bruge løse Bøjler, der ved Støbningen kan blive skubbet ud til Overfladen og foranledige Rustpletter, samles Armeringen ved Hjælp af 7 mm Ringbaand til et stift Skelet som vist i Fig. 637. Efter Reglerne for trykket Jærn (§ 416) maa Baandenes Afstand ikke overstige $15 \cdot 1,4 = 21$ cm og heller ikke Bjælkens Bredder, 20 cm.

Regnes Rækværket staaende 100 cm fra Muren, hvilket er farligere end Virkeligheden, bliver Tværkraftfladen et Trapez med Højderne 100 kg og 1400 kg; i Afstanden x cm fra Lejet er Tværkraften da: $Q = 1400 - \frac{1400}{100} \cdot x = 1400 - 11,6x$. Midten af den første, tænkte Skraarevne er bestemt ved $x = \frac{1}{2} m = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot h = 12,7$ cm, og her er $Q = 1400 - 11,6 \cdot 12,7 = 1253$ kg. Paa dette Sted maa Bøjlestænden i Henhold til Formel (301) i § 538 ikke overstige $e = 0,77 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 28,3 : 1253 = 18,8$ cm, der afrundes nedefter til 15 cm, og for Simpelteds Skyld bibeholdes denne Afstand i hele Bjælken.

f. Søjlefod.

574. En kvadratisk Søjle med 50 cm Sidelinie bærer 90 t og staar paa et Betonfundament, der taaler et Tryk af 8 at. Konstruer Søjlefoden. $s_b^{dc} = 50$, $s_j = 1200$, $t_b = t_{bj} = 5$ at.

En korrekt Beregning burde tage Hensyn til, at Foden antager Skaalform ved Bøjningen, men vi indskrænker os til at undersøge det i Fig. 136 viste Snit $a-b$ langs en Søjleside og forudsætter, at dette Snit forbliver plant.

Fodens Grundflade bliver $90 \cdot 000 : 8 = 11 \cdot 300 \sim 107 \cdot 107$ cm². Fodens Fremspring bliver da 28,5 cm. Tværkraften pr. lb. m af Snit $a-b$ er:

$Q_{100} = 8 \cdot 28,5 \cdot 100 = 22800$ kgm.
Det høje Moment i samme Snit er:
 $M_{100} = 22800 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,285 = 3250$ kg.

Da Beton og Jærn ikke maa regnes samvirkende ved Forskydning, har man Valget mellem at lade Betonen eller Jærnet tage hele H paa den Længde, hvor $\tau_b > t_b$. Det første giver en stiv Fod og simpelt Jærnarbejde (Fig. 638) og er derfor som Regel at foretrække, hvis ikke højtstaaende Grundvand eller andre Forhold gør en ringe Højde ønskelig (Fig. 639).

575. Betonen optager hele Forskydningen.

Af $\tau_b = \frac{Q}{m \cdot b}$ findes $m = \frac{22800}{5 \cdot 100} = 45,6$ cm. Af $M = \sigma_j \cdot f \cdot m$ findes $f = \frac{3250 \cdot 1,07}{1200 \cdot 0,456} = 6,35$ cm²; der lægges

10 Rj. 9 mm (6,36 cm²) i. b. R. (efter de nye Normer bør 9 mm Rj. ikke bruges). Af Formel (178) i § 375 findes $\alpha = 15 \cdot 6,36 : (4,5 \cdot 100) = 0,212$.

$h = 45,6 + 0,212 \cdot (-1 + \sqrt{1 + 45,6 : 0,212}) = 48,5$. Totalhøjden bliver $a = 48,5 + 0,9 + 1 = 50,4 \sim 51$.

Hvis Jærnerne ikke kroges, kræves Forankringslængden regnet fra Søjlesiden:

$$l = \frac{1}{4} \cdot d \cdot \frac{s_j}{t_{bj}} = \frac{1}{4} \cdot 0,9 \cdot \frac{1200}{5} = 54$$

og da Fodens Fremspring kun er 28,5 cm, maa Jærnene føres ca. 27 cm lodret op i Foden. Kroges Jærnene, skal l kun være $\frac{1}{5}$ af den fundne Værdi, og Ordningen i Fig. 638 er altsaa brugbar, med mindre

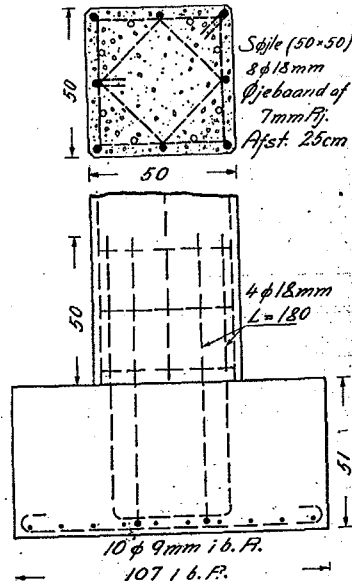


Fig. 638.

der skal kunne overføres høje Momenter fra Søjle til Fod, thi i saa Fald er Ordningen i Fig. 639 bedre.

Søjlen er forudsat armeret med 8 Rj. 18 mm, og der indstøbes derfor 4 Bøjler af denne Dimension i Søjlefoden. Stødlængden skal efter Normerne være $30d$; gøres den mindre, skal det paavises, at t_{bj} ikke overskrides. Som Regel bruges $30d$, i det foreliggende Tilfælde altsaa 54 cm. Vil man undersøge, om en kortere Længde er tilladelig, kan det ske paa følgende Maade. Til $s_b^{dc} = 50$ svarer $s_b^c = 40$; Søjlespændingen kan da højest være $0,9 \cdot 40 = 36$ at (§ 197) og Jærns spændingen $15 \cdot 36 = 540$ at, hvorefter Formelen i § 168 giver $l \geq 2 \cdot 36 \cdot d = 48,6 \sim 50$ cm.

576. Jærnet optager hele Forskydningen. Gøres Søjlefoden lavere end ovenfor, vil man nærmest Søjlen faa $\tau_b > 5$ at, og paa denne Strækning skal Jærnet da optage hele Forskydningen. Vi vælger at gøre Foden saa lav, som Hensynet til det høje Moment tillader, altsaa:

$$h = 0,345 \cdot \sqrt{3250} = 19,7 \text{ cm} \quad f_{100} = 0,277 \cdot \sqrt{3250} = 15,8 \text{ cm}^2/\text{m} \quad f = 15,8 \cdot 1,07 = 16,9 \text{ cm}^2$$

Vi armerer Foden med 11 Rj. 14 mm (16,93 cm²) i hver Retning, hvorved den totale Højde bliver $19,7 + 1,4 + 0,7 + 1 = 22,8 \sim 23$ cm. I Henhold til Formel (2) Side 19 skal Forankringslængden være $60d$, altsaa 84 cm, og Jærnet føres derfor rundt som Fig. 639 viser, hvorved man samtidig opnaar at kunne befæste Bøjlerne til det foroven. De smaa Hager, hvormed Jærnenes Ender er fremhævede paa Tegningen, udføres ikke i Virkeligheden.

Forskydningspændingen i Snit $a-b$ er $\frac{22800}{100 \cdot 0,9 \cdot 19,9} = 12,7$, altsaa mindre end $3t_b$, og det ses let, at τ_b i Snit $a-x$ (Fig. 137) er mindre end i Snit $a-b$.

Den Strækning, paa hvilken der skal sættes Bøjler, samt disses Tværsnit, bestemmes af (303-4) i § 542:

$$z = 28,5 \cdot \frac{12,7 - 5}{12,7} = 17,3 \text{ cm} \quad \Sigma F_B = \frac{1}{2} \cdot (12,7 + 5) \cdot 17,3 \cdot 107 = 13,7 \text{ cm}^2$$

Vi bruger 7 mm Rj. og sætter 2 Bøjler om hvert Jærn, altsaa 44 Tværsnit eller 16,9 cm², som vist paa Fig. 639.

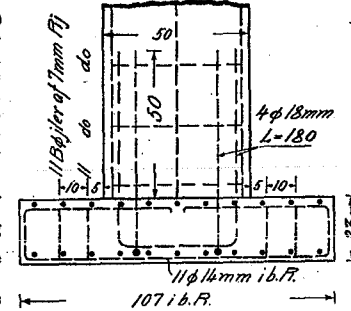


Fig. 639.

G. Vridning.

1. Uarmerede Prismer.

577. Spændingsbestemmelse. Fig. 640 viser et Prisme paavirket til Vridning. Tegner man et Kvadrat ABCD midt paa en af det ubelastede Prismes Sideflader, vil det ved Vridningen gaa over til Rhomben AEPD (Formændringen er vist stærkt overdrevet, og der er set bort fra, at de oprindelig plane Tværsnit hvælver sig). Diagonalen AC forlænges derved til AF, og Forlængelsen pr. Længdeenhed bliver:

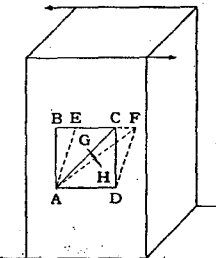


Fig. 640.

$e = (AF - AC) : AC$. Da Forlængelsen i Diagonalens Retning er større end i nogen anden Retning, maa Legemet revne efter Linien GH: under 45° med Legemets Akse, da $\angle CAF$ i Virkeligheden er for-

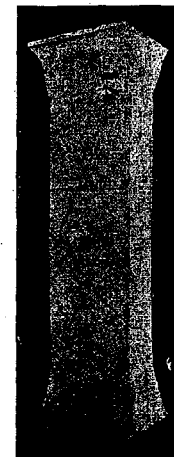


Fig. 641.

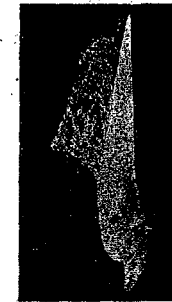


Fig. 642.



Fig. 643.

svindende lille. Forsøg bekræfter dette. Saaledes viser Fig. 641 og 642 et overvredet, rektangulært Betonprisme, og Fig. 643 en overvreden Cylinder (D. A. f. E. Heft 16).

Forskydningspændingen vokser fra Legemets Akse udefter og bliver størst i Overfladen. I et vilkaarligt Punkt A af denne er Forskydningen størst i Retningerne AB og AD og ens i begge Retninger. Den absolut største Forskydning optræder i de Overfladepunkter, der ligger Aksen nærmest, altsaa, naar Tværnittet er rektangulært, midt i den bredeste Sideflade.

Ad teoretisk Vej findes den absolut største Forskydningspænding τ at variere paa følgende Maade med Tværnittet, idet M er det vridende Moment, d den indskrevne Cirkels Diameter:

Kvadrat	Rektangel ($a > b$)	Cirkel	Cirkelring	8-Kant	6-Kant
$\frac{M}{a^3}$	$\left(3 + \frac{2,6}{0,45 + a : b}\right) \frac{M}{b^2 a}$	$\frac{16}{\pi} \frac{M}{d^3}$	$\frac{16}{\pi} \frac{M \cdot d_u}{d_u^4 - d_i^4}$	$5,41 \cdot \frac{M}{d^3}$	$5,31 \cdot \frac{M}{d^3}$
4,79					

578. Vridningsstyrke og tilladelig Spænding. Brudværdien af τ bestemt af ovenstaaende Formler kaldes Vridningsstyrken S^v . For uarmet Beton fandt Bach & Graf hosstaaende Værdier. S^c bestemtes ved 30 cm Tærninger. Kvadrat : $S^v = 1,63 S^t = 0,12 S^c$.

At S^v varierer med Tværnsittens form beror for en Del paa, at Formlerne forudsætter Elasticitetstallet konstant, mens det i Virkeligheden aftager med voksende Spænding; Forholdet mellem S^v og S^t er analogt med Forholdet mellem S^b og S^t . Men desuden spiller det en Rolle, at Elasticitetstallet for Træk og Tryk er forskellige. Hvis $E^t = E^c$, findes Diagonalen AC i Fig. 640 at forlænge sig lige saa meget som Diagonalen BD forkorter sig, og Rhombens Sider faar samme Længde som Kvadratets. Er derimod $E^t < E^c$, kan det vises, at baade AB og AD strækkes. Da Forskellen mellem E^t og E^c vokser med Spændingen, altsaa med Afstanden fra Prismets Akse, gør de nævnte Forlængelser det samme, og de oprindeligt plane Tværnsnit søger derfor at hvælve sig paa en saadan Maade, at Prismets Endeflader bliver hule. Da de ydre Dele hindres af de indre i at strække sig, opstaar der aksiale Normalspændinger, Træk indvendig og Tryk udvendig, og dette Tryk bidrager til, at S^v findes større end S^t . I en hul Cylinder mangler dette Tryk, derfor findes S^v lille.

Den tilladelige Forskydningspænding ved Vridning t_b^v , kan sættes lig den tilladelige Forskydningspænding ved Bøjning, t_b , multipliceret med Faktoren til S^t i Formlerne ovenfor, altsaa for kvadratisk Tværnsnit: $t_b^v = 1,63 t_b$. Bliver Spændingen større, maa Legemet armeres. Af Hensyn til Revnedannelse maa Spændingen dog aldrig overstige $3 t_b^v$.

2. Armerede Prismer.

579. Armeringsmaader. Fig. 644 viser Armeringen i et Prisme efter Brud, medens Fig. 645 viser samme Prismes Brudseende, inden det ydre Betonlag blev fjernet. En saadan Armering, der løber rundt om Prismet i Skruelinier og skærer Revnerne under 90° , er den virksomste, da den direkte optager de skraa Trækspændinger. Længdejernene optræder da kun som Monteringsjern samt trykfordelende i Hjørnerne, hvor Beviklingsjærnene skifter Retning.



Fig. 644²⁾

Man kan dog ogsaa armere med Ringbøjler som i en Søjle, idet det skraa Træk opløses i to Komposanter, af hvilke den ene optages af Bøjlerne, den anden af Længdejærnet, som i saa Fald er uundværligt.

En Armering med Ringe alene er værdiløs.

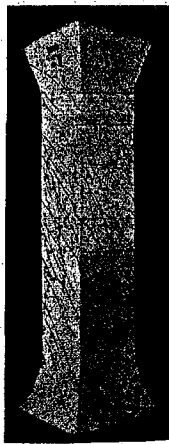


Fig. 645³⁾

¹⁾ Mange Lærebøger har Talfaktoren 5,65, men denne er urigtig (se *Forschungsarbeiten* Heft 249 og 258).

²⁾ Andre Forsøg har givet Værdier helt op til 2,1 S^t .

³⁾ D. A. f. E., Heft 16, S. 33 og 31.

580. Cirkulært Tværnsnit. For en Hulcylinder kan det nødvendige Beviklingsjern findes paa følgende Maade (Fig. 646). Det vridende Moment kan skrives: $M = P \cdot r$, hvor P er en forskydende Kraft, der regnes jævnt fordelt langs Cirklen med Radius r. P opløses i to Komposanter, der danner 45° med Cylindrens Akse, og som paavirker Materialet til henholdsvis Tryk og Træk. Trækraften $P : \sqrt{2}$ skal optages af Jærnet, og lægges dette som Vindinger i Kraftens Retning, gives $f \cdot s_j = P : \sqrt{2}$, hvor f er det totale Jærneareal i Tværnittet maalt vinkelret paa Vindingerne, altsaa:

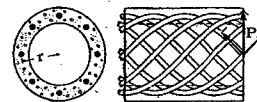


Fig. 646.

$$f = \frac{M}{r \cdot \sqrt{2} \cdot s_j} \quad (330)$$

Lægges Armeringen ikke under 45° , men som Længdejern og Ringe, findes Jærntværsnittene paa følgende Vis (Fig. 647). Naar Betonen revner, forsvinder de skraa Trækspændinger, og den forskydende Kraft P maa da opløses som vist, 3: der opstaar et Træk P i Jærnet, og de skraa Trykspændinger fordobles. Det nødvendige aksiale Jærn bliver altsaa:



Fig. 647.

$$f = \frac{P}{s_j} = \frac{M}{r \cdot s_j} \quad (331)$$

Ligger Ringene med en indbyrdes Afstand e (Fig. 648), og udskræres et Element med Diagonallængde l cm, vil det, inden Betonen revner, være i Ligevægt under de viste Tryk- og Trækkræfter p. Da Kræfterne virker tangentielt, vil Trykkræfterne have en radiær, udadrettet Komposant, der holdes i Ligevægt af Trækkræfternes indadrettede Komposant. Denne forsvinder, naar Betonen revner, og Jærringene træder da i Virksomhed. Den radiære Komposant af Trykkræfterne p er:

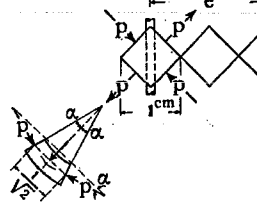


Fig. 648.

$$2 \cdot p \cdot \sin \alpha = 2 \cdot p \cdot \frac{1}{2 \cdot \sqrt{2}} : r = \frac{p}{r \cdot \sqrt{2}}$$

paa Strækningen e bliver den da: $p \cdot e : r \sqrt{2}$, og Trækraften i Ringen bliver følgende:

$$T = \frac{p \cdot e}{\sqrt{2}}, \text{ og da } p = \frac{P \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot \pi \cdot r} = \frac{M \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot \pi \cdot r^2}, \text{ faas: } T = \frac{M \cdot e}{2 \cdot \pi \cdot r^2}$$

Hver enkelt Jærning skal følgelig have Tværnsittensarealet:

$$f' = \frac{M \cdot e}{2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot s_j} \quad (332)$$

Af (331) findes det nødvendige Længdejern pr. lb. cm Periferi at være $\frac{f}{2 \cdot \pi \cdot r} = \frac{M}{2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot s_j}$, altsaa lig det nødvendige Tværjern pr. lb. cm Frembringer. Afstanden mellem Ringene og Afstanden mellem Længdejernene skal følgelig være ens, hvis Jærndiameteren er den samme.

For en massiv Cylinder kan man i Henhold til udførte Forsøg nøjagtigt nok bruge Formel (330), medens man ved Brug af (331) og (332) bør formindske den tilladelige Jærns pænding til 55 % af den normale.

581. Rektangulært Tværnsnit. Det vridende Moment kan opløses i to Kraftpar (Fig. 649):

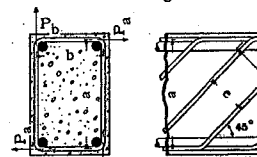


Fig. 649.

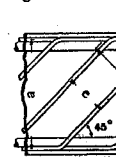


Fig. 650.

$$M = P_a \cdot a + P_b \cdot b \quad (333)$$

De fire Kræfter kan hver især opløses i to Komposanter dannende 45° med Prismets Akse, som vist i Fig. 650 for P_b . De Jærn i den viste Sideflade, der skræres af Normalsnittet, skal optage Komposanten $P_b : \sqrt{2}$. Er Vindingernes Afstand e, er der til Optagelse af Kraften $P_b : \sqrt{2}$ et Antal Jærn $\frac{a}{e \cdot \sqrt{2}}$, hvert med Arealet f_1 . Forudsættes Spændingen ens i alle Jærnene, hvilket er tilnærmelsesvis rigtigt i Brudøjeblikket, naar Flydegrænsen er overskredet, findes:

$$\frac{a}{e \cdot \sqrt{2}} \cdot f_1 \cdot \sigma_j = \frac{P_b}{\sqrt{2}} \quad \text{og} \quad \frac{b}{e \cdot \sqrt{2}} \cdot f_1 \cdot \sigma_j = \frac{P_a}{\sqrt{2}}$$

der kombinerede med (333) gælder:

$$M = \frac{a \cdot b}{e} \cdot f_1 \cdot \sigma_j + \frac{a \cdot b}{e} \cdot f_1 \cdot \sigma_j = 2 \cdot \frac{a \cdot b}{e} \cdot f_1 \cdot \sigma_j$$

$$\text{eller: } \sigma_j = \frac{M \cdot e}{2 \cdot a \cdot b \cdot f_1} \quad \text{og} \quad f_1 = \frac{M \cdot e}{2 \cdot a \cdot b \cdot s_j} \quad (334)$$

Normalsnittets totale Jærnareal bliver:

$$f = f_1 \cdot \frac{2 \cdot (a+b)}{e \cdot \sqrt{2}} = \frac{M}{\sqrt{2} \cdot s_j} \cdot \frac{a+b}{a \cdot b} \quad (335)$$

Disse Formler har ved Forsøg vist sig at være rigeligt sikre, hvilket utvivlsomt skyldes, at Betonkærnen overfører en Del af det vridende Moment.

Bruges Længdejærn og Ringe med samme Diameter og samme Afstand, gælder (334) for bægge, naar M multipliceres med $\sqrt{2}$.

582. Vilkaarligt Tværnsnit. Kærnetværsnittet i Fig. 649 har Arealet $F_k = a \cdot b$ og Omkredsen $O = 2 \cdot (a + b)$, altsaa $\frac{O}{F_k} = 2 \cdot \frac{a+b}{a \cdot b}$, der indført i (335) giver:

$$f = \frac{M}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot s_j} \cdot \frac{O}{F_k} \quad (336)$$

For Kærnetværsnittet i Fig. 646 er $\frac{O}{F_k} = \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{\pi \cdot r^2} = \frac{2}{r}$, der indført i (330) ligeledes giver Udtrykket (336).

Som paavist af Rausch¹⁾ gælder (336) for alle beviklede Prismer, medens man for Armering med Længdestænger og Ringe analogt har:

$$f = \frac{M}{2 \cdot s_j} \cdot \frac{O}{F_k} \quad \frac{f'}{e} = \frac{M}{2 \cdot s_j} \cdot \frac{1}{F_k} \quad (337) \quad (338)$$

H. Bøjning med Normalkraft.

1. Uarmerede Tværnsnit.

583. Brudspændinger. Naar et homogent Tværnsnit er paavirket af en Normalkraft N kg virkende i Afstanden e cm fra Tværnsnittets Tyngdepunkt (Fig. 651), bliver Randspændingerne som bekendt:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u \quad \sigma_2 = \frac{N}{F} - \frac{N \cdot e}{I} \cdot (a - u) \quad (339)$$

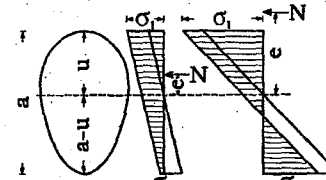


Fig. 651.

hvor F er Tværnsnittets Areal og I dets Inerti-moment. Trykkrafter og Trykspændinger regnes positive, Trækkrafter og Trækspændinger negative. Er Tværnsnittet rektangulært med Højde a og Bredde b , findes:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{1}{3} \cdot b \cdot a^3} \quad (339a)$$

Naar e vokser fra Nul til $\frac{1}{3}a$, ses den ene Randspænding at fordobles, mens den anden aftager til Nul. Da Formlen forudsætter retliniet Spændingsfordeling, er den kun korrekt, saalænge Spændingerne er smaa, men den giver dog nogenlunde rigtige Værdier af Trykspændingen, saalænge Betonen ikke er revnet, Trækspændingerne findes derimod for store paa Grund af Trækarbejdsliniens Krumning ganske som Tilfældet er ved ren Bøjning, hvor man som bekendt plejer at finde Bøjningsstyrken lig to Gange Trækstyrken. Forsøg af Bach & Graf¹⁾ med de i Fig. 652 tegnede Legemer med $40 \cdot 40$ cm Tværnsnit, viste, at Betonen i de tre ekscentrisk paavirkede revnede, naar σ_b beregnet af (339a) havde naaet $1,5 S_b$ uden Hensyn til om e var 10, 15 eller 20 cm.

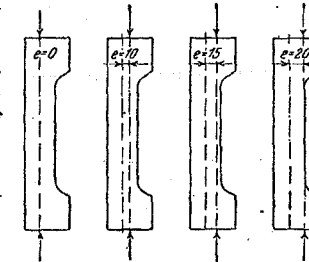


Fig. 652.

Naar Betonen er revnet, forsvinder Trækspændingerne (Fig. 148), og Trykspændingen kan da ikke længer bestemmes af (339a), men af:

$$\sigma_b = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{b \cdot \left(\frac{a}{2} - e\right)} \quad (340)$$

Denne Formel giver imidlertid for store Værdier, naar Spændingerne nærmer sig Brud, fordi Arbejdsliniens Krumning da gør sig gældende. Ved de nævnte Forsøg var Brudspændingen for den centralt paavirkede Søjle 173 at, mens den for de øvrige fandtes væsentlig højere, naar den bestemtes af (340), nemlig som hosstaaende Tabel viser. For det sidste Legeme var Brudlasten sammenfaldende med Revnelasten.

I øvrigt kan man af Forsøgsværdierne udlede en meget simpel Lov for Styrken af ekscentrisk paavirkede Betonprismer, nemlig følgende: Et centralt

Ekscentricitet i cm	0	10	15	20
Brudlast i Tons	276	136	82	24
σ_b i at	173	224	269	∞

¹⁾ Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehen, Berlin 1929.

¹⁾ Mitt. u. F., Heft 166-69.

paavirket Prisme svækkes ikke ved en eensidig Tværnsitsforøgelse, der gør det ekscentrisk paavirket. Hvis man nemlig dividerer Brudlasten med den centralt paavirkede Del af Tværnsnittet, altsaa med henholdsvis 40·40, 20·40 og 10·40 faas følgende Værdier af σ_b : 173, 170 og 205.

584. Den tilladelige Kantspænding ved ekscentrisk Tryk kan som ved ren Bøjning sættes højere end den tilladelige Spænding ved centralt Tryk. Er der ingen Trækmodstand (Formel 340), kan man regne med samme Spænding som i armerede Bjælker (s_b^{bc}), og det samme gælder armerede Tværnsnit, saafremt Nullinien skærer Tværnsnittet. Ligger Nullinien udenfor Tværnsnittet, vilde det være mest logisk, at lade Spændingen aftage fra s_b^{bc} til s_b^c , naar Nullinien fra Tværnsnittskanten rykker ud i det uendeligt fjerne. Jærnbetonnormerne giver en noget simplere, og mere liberal Regel, nemlig at man altid regner med s_b^{bc} , men naar σ_b er en Trykspænding multiplicerer $N:F$ med $s_b^{bc}:s_b^c$ altsaa med 5:4. I dette Tilfælde skal man derfor paavise, at

$$s_b^{bc} \geq \frac{5}{4} \cdot \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u. \quad (341)$$

Denne Betingelse kan ogsaa skrives:

$$s_b^c \geq \frac{N}{F} + 0,8 \cdot \frac{N \cdot e}{I} \cdot u \quad (341a)$$

og ved Dimensionering arbejder man undertiden lettest med den i denne Form, som viser, at Normernes Krav er følgende: Naar den sandede Ekscentricitet e formindskes til $0,8 \cdot e$, maa den største Kantspænding ikke overskride den ved centralt Tryk tilladte Spænding.

Reglen gælder dog kun for Buer, Hvælvinger og andre Bygværker, ved hvis Dimensionering der ses bort fra Udbøjningsfare; ved Søjler gaas frem efter § 639.

585. Dimensionering af rektangulære Tværnsnit. Kaldes Tværnsnittets Højde a og Bredde b , kan man vælge a og beregne b eller omvendt. Man har (Fig. 653):

$$\left. \begin{array}{l} \text{maks } \sigma_b \\ \text{min } \sigma_b \end{array} \right\} = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot a^2} \quad (342)$$

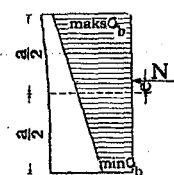


Fig. 653.

Vi vil først se bort fra Kravet (341a) og bestemme Tværnsnittet saaledes, at maks $\sigma_b = s_b$, hvor s_b er en ikke fikseret tilladelig Trykspænding. Indføres denne, og bruges Plus-

tegnet, kan man af Ligningen finde enten a eller b :

$$a = \frac{N}{2 \cdot b \cdot s_b} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + 24 \cdot e \cdot \frac{b \cdot s_b}{N}} \right] \quad (343)$$

$$b = \frac{N}{a \cdot s_b} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{a} \right) \quad (344)$$

For et kvadratisk Tværnsnit findes:

$$a = a \cdot \left(\sqrt[3]{1 + \beta} + \sqrt[3]{1 - \beta} \right) \quad \alpha = \sqrt[3]{\frac{1}{3} \cdot \frac{N \cdot e}{s_b}} \quad \beta = \sqrt{1 - \frac{1}{243} \cdot \frac{N}{e^2 \cdot s_b}} \quad (343a)$$

Ved Dimensionering efter de danske Normer, altsaa paa Grundlag af (341a), har man blot i ovenstaaende Formler at ombytte e med $0,8 \cdot e$, og for s_b at indføre s_b^c .

Efter Dimensioneringen maa man beregne min σ_b , thi hvis denne er en

Trækspænding, er Tværnsnittet ikke brugbart. Man maa da enten dimensionere om ved Hjælp af Formel (340) med $\sigma_b = s_b^{bc}$ eller armere Træksiden.

Vælges det sidste, kan det fundne Tværnsnit bibeholdes, naar Jærnindlægget bestemmes paa følgende Maade (Fig. 654). Betonspændingen i Afstanden $\frac{1}{3} \cdot (a - x)$ fra Træksiden er $\frac{2}{3} \sigma_b^t$, altsaa en kendt Størrelse; et Jærnindlæg paa dette Sted faar Spændingen $n \cdot \frac{2}{3} \sigma_b^t = 10 \sigma_b^t$, og vælges dets Størrelse saaledes, at $f = \sum (\sigma_b^t) : 10 \sigma_b^t$, vil det i eet og alt erstatte Betonens Trækspændinger. Denne Løsning af Opgaven er fuldkommen eksakt og meget simpel, men ikke den mest økonomiske. Den giver en ringe Højde, men meget Jærn, da Jærns spændingen aldrig kan naa $10 s_b$ og som Regel bliver langt mindre. Mere økonomiske Løsninger omtales under armerede Tværnsnit.

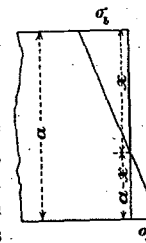


Fig. 654.

Trækraften i Tværnsnittet samt $a - x$ findes af henholdsvis:

$$\Sigma (\sigma_b^t) = \frac{1}{2} \sigma_b^t \cdot (a - x) \cdot b \quad \text{og} \quad \frac{a - x}{x} = \frac{\sigma_b^t}{\sigma_b} \quad \text{eller:} \quad \frac{a - x}{a} = \frac{\sigma_b^t}{\sigma_b + \sigma_b^t}$$

Da σ_b og σ_b^t er Spændingernes numeriske Værdier, haves ved ren Bøjning $\sigma_b = \sigma_b^t = M : \frac{1}{6} b a^2$, altsaa $\sigma_b + \sigma_b^t = 12 M : b a^2$, og denne Spændingssum ændres ikke ved Tilføjelsen af N , thi N forøger σ_b og formindsker σ_b^t med samme Værdi. Man faar da:

$$a - x = \frac{b \cdot a^2 \cdot \sigma_b^t}{12 \cdot M} \quad \text{og:} \quad \Sigma (\sigma_b^t) = \frac{b^2 \cdot a^2 \cdot (\sigma_b^t)^2}{24 \cdot M} \quad (345)$$

Indføres σ_b^t fra (342) samt $e = M : N$, kan (345) omformes til:

$$\Sigma (\sigma_b^t) = \frac{N}{4} \cdot \left(\frac{6e}{a} + \frac{a}{6e} - 2 \right) \quad (345a)$$

2. Armerede Tværnsnit, hvis Randspændinger har samme Fortegn.

a. Vilkaarligt Tværnsnit.

a. Ekscentrisk Tryk.

586. Spændingsbestemmelse. Formel (339) gælder ogsaa for Jærnbeton tværnsnit, forudsat at bægge Randspændingerne er Trykspændinger. Har Randspændingerne modsat Fortegn, kan Formelen kun bruges, saalænge Betonen ikke er revnet.

Fig. 655 viser et vilkaarligt formet Tværnsnit. Naar Jærnet som sædvanlig omformes til Beton, og naar det totale Jærnareal betegnes $f + f^c$, uanset at ogsaa f er Trykjærn, faas:

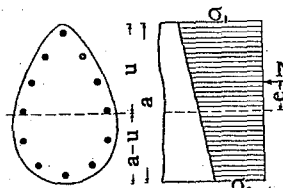


Fig. 655.

$$F = F_b + n \cdot (f + f^c) \quad (346)$$

Ligger det saaledes omformede Tværnsnit Tyngdepunktslinie i Afstanden u fra den stærkest paavirkede Rand, og er dets Inertimoment I , gælder (339) uændret:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u \quad \sigma_2 = \frac{N}{F} - \frac{N \cdot e}{I} \cdot (a - u) \quad (347) (348)$$

Den saaledes beregnede Værdi af største Trykspænding σ_1 er dog ikke bestemmende for Konstruktionens Sikkerhedsgrad, og de danske Normer angiver kun indirekte dens tilladelige Størrelse, idet de kræver paavist, at (341) er opfyldt:

$$\sigma_b \geq \frac{5}{4} \cdot \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u. \quad (349)$$

Inertimomenterne for de hyppigst forekommende Tværsnit findes under Søjler (§ 153). Ofte kan man spare Arbejde ved at se bort fra Jærnet, og kun hvis Spændingen bliver for stor gennemføre den nøjagtigere Beregning.

587. Trækspændinger i Tværsnittet. Hvis man finder, at Randspændingerne har modsat Fortegn (Fig. 656), burde Beregningen gøres om under Forudsætning af revnet Beton, men er σ_b lille, paavirkes σ_b kun lidet af Beregningsmaaden, og de fleste Normer fastsætter derfor en Grænseværdi af σ_b , indenfor hvilken de tillader Formlernes Brug. Denne Grænseværdi er oftest en absolut Værdi (5–10 at), medens de danske Normer fastsætter den til $\frac{1}{3}$ af den samtidige Trykspænding bestemt af (347). Ved denne Formulering opnaas, at Formlerne kun maa bruges, naar indtil $\frac{1}{3}$ af Tværsnittet har Trækspændinger, saaledes at Trækraftens Forsvinden ikke kan ændre σ_b i væsentlig Grad¹⁾. Hvis man derfor finder $\sigma_b \geq \frac{1}{3} \sigma_b$, skal man stadig bruge (347)–(349). Der bør dog altid være Jærn til Optagelse af Trækket; Mængden kan bestemmes efter § 585.

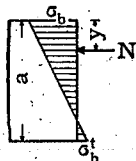


Fig. 656.

588. Dimensionering. Formlerne (347)–(349) kan kun i specielle Tilfælde omdannes til Dimensioneringsformler; rektangulært Tværsnit behandles i § 591-3, 8-kantet i § 634. Ellers maa man vælge et Tværsnit og bagefter ved Hjælp af (349) undersøge, om Spændingerne er tilladelige. Er de for store, maa man skønmæssig forøge en eller flere af Størrelserne F_b , f og f^c og atter undersøge Spændingerne.

$f + f^c$ bør i Søjler udgøre $\frac{1}{2}$ – $3/10$ af F_b . Store Buer skal armeres i bægge Sider, og hvis Betonen udnyttes fuldt, bør saavel f som f^c som Regel udgøre mindst $0,2/10$ af F_b , idet F_b er det fulde Betonareal af rektangulære Tværsnit og det fulde Kropareal ($a \cdot b_0$) af T-formede Tværsnit.

Ved Søjler med Udbøjningsfare gaas frem efter § 638.

589. Kærnepunkter kalder man de Tværsnitpunkter, i hvilke N skal anbringes, naar den ene Randspænding skal være Nul. Deres Afstand fra Tyngdepunktlinien er udledet nedenfor. Ved Behandling af Jærnbetontværsnit har man oftere Brug for at kende den Værdi af Ekscentriciteten, der gør $\sigma_j = 0$, og denne Værdi, maalt fra Jærnet, kaldes k_j (Fig. 657). Da der ingen Trækraft findes i Tværsnittet, maa Resultanten C af Betontrykspændingerne og Jærntrykspændingerne være lig N og angribe i samme Punkt, og man har da som altid ved ekscentrisk Tryk uden Trækmodstand:

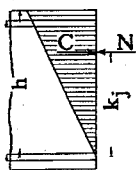


Fig. 657.

$$k_j = \frac{I}{S} \quad (350)$$

¹⁾ Ved rektangulære Tværsnit uden Trykarmering indtræder Grænsetilfældet $\sigma_b = 1/10 \cdot \sigma_b$, naar $y = 1/4 \cdot a$, hvortil svarer $\sigma_b = \frac{5}{2} \cdot \frac{N}{a \cdot b}$. Forsvinder Trækspændingerne, faas $\sigma_b = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{1/4 \cdot a \cdot b} = \frac{8}{3} \cdot \frac{N}{a \cdot b}$, altsaa 6,7% større.

hvor I og S er det nyttige Tværsnits Inertimoment og statiske Moment m. H. t. det nyttige Tværsnits Tyngdepunktlinie. For et rektangulært Tværsnit uden Trykarmering findes f. Eks. $k_j = \frac{1}{3} h$. Størrelsen af N har, som det ses, ingen Indflydelse paa k_j , der er en ren Tværsnitkonstant.

Skal ikke Jærnsplændingen, men Randspændingen σ_2 være lig Nul, faas et andet Kærnepunkt, hvis Afstand k fra Tyngdepunktlinien (Fig. 658) kaldes Kærneradius. Denne findes af (348) ved at sætte $\sigma_2 = 0$ og bliver:

$$k = \frac{I}{F \cdot (a - u)}. \quad (351)$$

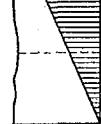


Fig. 658.

hvor u er Afstanden fra Tyngdepunktlinien til den stærkest trykdede Kant. For et rektangulært, uarmeret Tværsnit er $k = 1/6 \cdot a$. For et rektangulært, symmetrisk armeret Tværsnit som Fig. 121 findes:

$$k = \frac{a}{6} \cdot \frac{1 + 3 \cdot n \cdot \frac{\varphi}{100} \cdot \left(\frac{a_j}{a}\right)^2}{1 + n \cdot \frac{\varphi}{100}} \quad (350a)$$

der med $a_j : a = 0,8$ og Maksimalarmeringen $\varphi = 3/10$, giver $k = 0,215 a$.

For et Tværsnit, i hvilket e kan skifte Fortegn, faas med Betegnelserne i Fig. 659:

$$k_1 = \frac{I}{F \cdot u_2} \quad k_2 = \frac{I}{F \cdot u_1}$$

og Randspændingerne foroven og forneden:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot e}{I} \cdot u_1 \quad \sigma_2 = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot e}{I} \cdot u_2.$$

Indføres k_2 og k_1 faas:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} \cdot \left(1 \pm \frac{e}{k_2}\right) = \frac{N}{F} \cdot \frac{k_2 \pm e}{k_2} = \frac{M_{k2}}{F \cdot k_2} \quad \sigma_2 = \frac{N}{F} \cdot \left(1 \pm \frac{e}{k_1}\right) = \frac{M_{k1}}{F \cdot k_1}$$

hvor M_{k2} og M_{k1} er Momenterne af N m. H. t. Endepunkterne af k_2 og k_1 , de saakaldte Kærnemomenter, som det undertiden er praktisk at arbejde med, fordi de i Modsetning til Tyngdepunktmomenterne er proportionale med Randspændingerne.

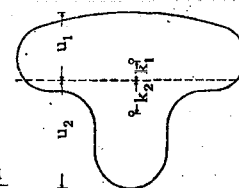


Fig. 659.

β. Ekscentrisk Træk.

590. Er N en Trækraft, skal den indføres med negativt Fortegn i (339), og da vi her kun beskæftiger os med saa smaa Ekscentriciteter, at bægge Randspændinger har samme Fortegn, vil der være Træk i hele Tværsnittet, og da Betonen ikke maa medregnes, har vi kun at gøre med det rene Jærntværsnit $f + f^c$. Fra dettes Tyngdepunkt skal e udregnes, og i (339) skal indføres $F = f + f^c$ og den tilsvarende Værdi af I . Er Tværsnittet rektangulært og kun armeret langs Over- og Underside, ligger Kærnepunkterne i Tyngdepunkterne for f og for f^c .

b. Rektangulært Tværsnit.

591. Ved rektangulært Tværsnit volder Spændingsbestemmelsen ingen Vanskelighed, da man let beregner F , I og u (§ 153), hvorefter (347) og (348) giver Spændingerne. Det følgende omhandler derfor kun Dimensionering.

592. Er Tværsnittet symmetrisk armeret med $\varphi/100$ haves (§ 153):

$$F = a \cdot b \cdot \left(1 + \frac{n \cdot \varphi}{100}\right) \quad \text{og} \quad W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot a^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{n \cdot \varphi}{100} \cdot \frac{a_j^2}{a^2}\right). \quad (351)$$

Regnes med disse Værdier og løvrigt paa samme Maade som for et uarmeret Tværsnit (§ 585), kommer man atter til de der udledede Formler, kun at man overnit skal multiplicere den tilladelige Spænding med $\left(1 + \frac{n \cdot \varphi}{100}\right)$ og multiplicere e med $\left(1 + 3 \cdot \frac{n \cdot \varphi}{100} \cdot \frac{a_j^2}{a^2}\right)$.

Er a den ubekendte maa a_j : a skønnes; er b den ubekendte, vil Forholdet være saa godt som kendt.

Er a og b givne, mens φ er ubekendt, kan (351) indsættes i (342), og denne derefter løses m. H. t. φ .

593. Er Tværsnittet *usymmetrisk armeret*, maa 3 af de 4 ubekendte vælges. Dette Tilfælde møder man som Regel under den Form, at a , b og f er givne, hvorved f t. Eks. kan være den mindste tilladte Værdi (§ 588), og Opgaven er da at bestemme f^c saaledes, at maks $\sigma_b = s_b$; sjældnere er f^c givet og f ubekendt. Saafremt f vælges, er det fordelagtigt at vælge Minimumsværdien, thi derved faar man den mindst mulige Værdi af e og dermed ogsaa af f^c . Angaaende Værdien af s_b henvises til efterfølgende (4).

(1) Er a , b og f givne og indføres den forkortede Betegnelse $\sigma_m = \min \sigma_b$ har man (Fig. 660):

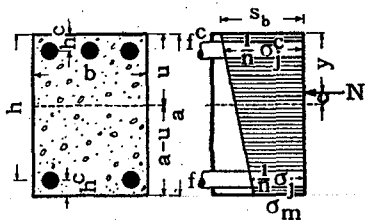


Fig. 660.

$$\frac{1}{n} \sigma_j = \sigma_m + (s_b - \sigma_m) \cdot \frac{h^c}{a} \quad (352)$$

$$\frac{1}{n} \sigma_j^c = \sigma_m + (s_b - \sigma_m) \cdot \frac{h}{a} \quad (353)$$

Da N er lig Spændingssummen, faas:

$$N = \frac{1}{2} (s_b + \sigma_m) \cdot a \cdot b + f \cdot \sigma_j + f^c \cdot \sigma_j^c \quad (354)$$

$$\text{hvoraf: } f^c = \frac{N - \frac{1}{2} a \cdot b \cdot (s_b + \sigma_m) - f \cdot \sigma_j}{\sigma_j^c} \quad (355)$$

Paa højre Side af Lighedstegnet er kun σ_m ubekendt, og denne Spænding kan findes af

Momentligningen m. H. t. Tyngdepunktet for f^c :

$$N \cdot (y - h^c) = f \cdot \sigma_j \cdot (h - h^c) + a \cdot b \cdot \sigma_m \cdot \frac{1}{2} (h - h^c) + a \cdot b \cdot \frac{1}{2} (s_b - \sigma_m) \cdot (\frac{1}{2} a - h^c)$$

og ved Indførelse af (352):

$$\sigma_m = \frac{N \cdot (y - h^c) - n \cdot f \cdot s_b \cdot \frac{h^c}{a} \cdot (h - h^c) - \frac{1}{2} s_b \cdot a \cdot b \cdot (\frac{1}{2} a - h^c)}{n \cdot f \cdot (h - h^c) \cdot \frac{h}{a} + \frac{1}{2} a \cdot b \cdot (\frac{1}{2} a - h^c)} \quad (356)$$

Denne Værdi indsættes i (352), (353) og (355). σ_j og σ_j^c er dermed kendte og kan ligeledes indsættes i (355), hvorved Opgaven er løst.

(2) Er a , b og f^c givne, findes paa tilsvarende Vis, idet (352)-(354) forbliver uændrede:

$$f = \frac{N - \frac{1}{2} a \cdot b \cdot (s_b + \sigma_m) - f^c \cdot \sigma_j^c}{\sigma_j} \quad \sigma_m = \frac{N \cdot (h - y) - n \cdot f^c \cdot s_b \cdot \frac{h}{a} \cdot (h - h^c) - \frac{1}{2} s_b \cdot a \cdot b \cdot (\frac{1}{2} a - h^c)}{n \cdot f^c \cdot (h - h^c) \cdot \frac{h^c}{a} + \frac{1}{2} a \cdot b \cdot (\frac{1}{2} a - h^c)}$$

(3) Er kun a og b givne og er Ekscentriciteten ringe, er der en Mulighed for at vælge f og f^c saaledes, at Tværsnittets Tyngdepunkt falder i Kraftens Angrebepunkt, saa at Tværsnittet bliver centralt paavirket og altsaa fuldt udnyttet. I (352), (353), (355), (356) indføres da $\sigma_m = s_b$, hvorefter (356) kan løses m. H. t. f , der indsættes i (355). Man faar:

$$f = \frac{N \cdot (y - h^c) - a \cdot b}{n \cdot s_b^c \cdot (h - h^c) - 2 \cdot n} \quad f^c = \frac{N \cdot (h - y) - a \cdot b}{n \cdot s_b^c \cdot (h - h^c) - 2 \cdot n} \quad (357) \quad (358)$$

Bliver f negativ, er Opgaven uløselig.

(4) De danske Normers Krav, der er formuleret i (341), kan omskrives til:

$$s_b^{bc} - \frac{1}{4} \cdot \frac{N}{F} = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u$$

og man faar sølgelig et Tværsnit, der tilfredsstiller dette Krav ved i de foregaaende Formler at indføre:

$$s_b = s_b^{bc} - \frac{1}{4} \cdot \frac{N}{F}$$

Da N er kendt, og da man af F kender $a \cdot b$ og enten f eller f^c , udgør den manglende Værdi som Regel en saa ringe Del af F , at man paa Forhaand kan skønne en tilstrækkelig nøjagtig Værdi af s_b .

3. Armerede Tværsnit, hvis Randspændinger har modsat Fortegn.

a. Spændingsbestemmelse.

a. Indledende Bemærkninger.

594. Hvis man ved Dimensionering efter § 588 finder, at Randspændingerne har modsat Fortegn og $\sigma_b^c > \frac{1}{2} \sigma_b$, skal man forudsætte Betonen revnet, og Formlerne gælder da ikke mere.

I dette Tilfælde kan man heller ikke addere de Spændinger, der findes af de almindelige Bøjningsformler for revnede Tværsnit, og de Spændinger, der faas ved at dividere Normalkraften med hele Tværsnittet, thi i saa Fald forudsætter man, at Betonen omkring det strakte Jærn er trykket. Der maa derfor opstilles nye Formler for det Tilfælde, at Nullinien falder indenfor Tværsnittet (Fig. 661).

Ved Udledelsen af disse Formler møder man den Vanskelighed, at Nullinien og dermed det nyttige Tværsnits Tyngdepunkt flytter sig med N . Man kan derfor ikke paa vanlig Vis beregne Momentet m. H. t. Tyngdepunktet; i de fleste Lærebøger beregnes det m. H. t. Tværsnittets Midtlinie, men Forholdene bliver simple, naar Momentet beregnes m. H. t. det strakte Jærns Tyngdepunktsakse, og det gøres her. Foreligger Momentet opgivet i Forhold til Midtlinien, maa det omregnes til at gælde for Trækjærnets Tyngdepunktsakse, forinden man bruger de følgende Formler (§ 613).

Er N en Trykkraft, indføres den med positivt Fortegn, er N en Trækraft, indføres den med negativt Fortegn.

β. Rektangulært eller T-formet Tværsnit med tyk Plade.

Uden Trykarmring.

595. Spændingsbestemmelse. Fig. 661 viser et dobbelt armeret, rektangulært Prisme paavirket af en Trykkraft N virkende i Afstanden e_j fra det strakte Jærn. Derved deformeres Prismet i Overensstemmelse med den midterste Figur, og naar der ikke regnes med Betonens Trækspændinger, bliver Spændingsfordelingen, som Figuren tilhøjre viser. Man har som vanligt:

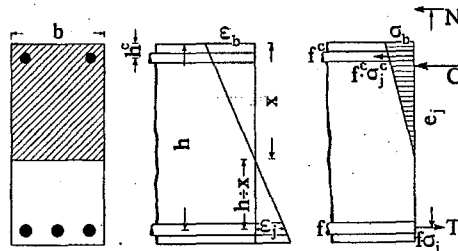


Fig. 661.

$$\sigma_j = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h - x}{x} \quad \sigma_j^c = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - h^c}{x} \quad (359) \quad (360)$$

For et Tværsnit uden Trykarmring, som vi først vil behandle, er:

$$C = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b \quad T = f \cdot \sigma_j = f \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h - x}{x}$$

For at bestemme x tager vi Momentet om N 's Angrebspunkt:

$$C \cdot \left(e_j - \left(h - \frac{x}{3} \right) \right) = T \cdot e_j \quad \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b \cdot \left(e_j - h + \frac{x}{3} \right) = f \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x} \cdot e_j$$

Da σ_b gaar ud, er x den eneste ubekendte, og indføres $x = \beta \cdot h$ og $f = \frac{1}{10} \cdot \varphi \cdot b \cdot h$, faas følgende tredie Grads Ligning til Bestemmelse af β :

$$\beta^3 + 3 \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1 \right) \cdot \beta^2 + 6 \cdot \frac{n\varphi}{100} \cdot \frac{e_j}{h} \cdot \beta - 6 \cdot \frac{n\varphi}{100} \cdot \frac{e_j}{h} = 0^1) \quad (361)$$

Som man ser, varierer Nulliniens Belliggenhed med e_j , altsaa med Normalkraftens Ekscentricitet, mens den ved ren Bøjning var uafhængig af de virkende Kræfter.

Naar β og dermed x er fundet, kan σ_b bestemmes af Betingelsen:

$$N = C - T = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b - f \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x}$$

$$\text{altsaa:} \quad \sigma_b = \frac{N}{\frac{1}{2} \cdot x \cdot b - f \cdot n \cdot \frac{h-x}{x}} \quad (362)$$

Et bekvemmere Udtryk for σ_b faas, naar man opskriver Betingelsen for, at Normalkraftens Moment m. H. t. Jærnets Tyngdepunkt er lig Spændingernes Moment m. H. t. samme Punkt:

$$N \cdot e_j = C \cdot \left(h - \frac{1}{2} x \right) = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b \cdot \left(h - \frac{1}{2} x \right) = \sigma_b \cdot b h^2 \cdot \frac{1}{2} \beta (3 - \beta) \quad (363)$$

Ved Indførelse af den fra § 278 kendte Forkortelse (134):

$$\mu = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot (3 - \beta) \quad \text{faas:} \quad \sigma_b = \frac{N \cdot e_j}{\mu \cdot b \cdot h^2} \quad (364) (365)$$

Ved ren Bøjning er μ en Tværskonstant, fordi β alene afhænger af φ ; ved Bøjning med Normalkraft varierer β med Ekscentricitetens Størrelse, og μ er derfor en ubekendt Størrelse, med mindre x eller σ_b ; σ_j er givet.

Sluttelig findes σ_j af (359).

596. Kurver for x , naar N er en Trykkræft. Den besværlige Løsning af (361) kan undgaas ved een Gang for alle at beregne sammenhørende Værdier af $e_j:h$, β og φ , og fremstille dem grafisk som gjort i Fig. 662 for $n = 15$. Ved at omskrive (362) til:

$$\sigma_b = \frac{N}{\frac{1}{2} \cdot \beta \cdot h \cdot b - \frac{\varphi}{100} \cdot h \cdot b \cdot n \cdot \left(\frac{1}{\beta} - 1 \right)}$$

og kombinere den med (365) findes:

$$\frac{e_j}{h} = \frac{2\mu}{\beta - \frac{2n\varphi}{100} \left(\frac{1}{\beta} - 1 \right)} \quad (366)$$

og af dette Udtryk er Kurverne beregnede. Ved at indføre Værdierne $\beta = 0 - 0,1 - 0,2 \dots 1,3$ sammen med den tilsvarende Værdi af μ taget fra Tabellen Side 204 faas 14 Ligninger mellem $e_j:h$ og φ , og i hver af disse Ligninger indsættes efterhaanden $\varphi = 0,1 - 0,2 - 0,3$ o. s. v.

¹⁾ Denne Formel med $n = 15$ stemmer godt med de Iagttagelser, man har gjort m. H. t. den neutrale Aksens Belliggenhed (Mill. u. F., Heft 166-69, S. 128). En simpel Regnestokmetode til Løsning af 3' Grads Ligninger er angivet i B. u. E. 1930, S. 69 (Hauer).

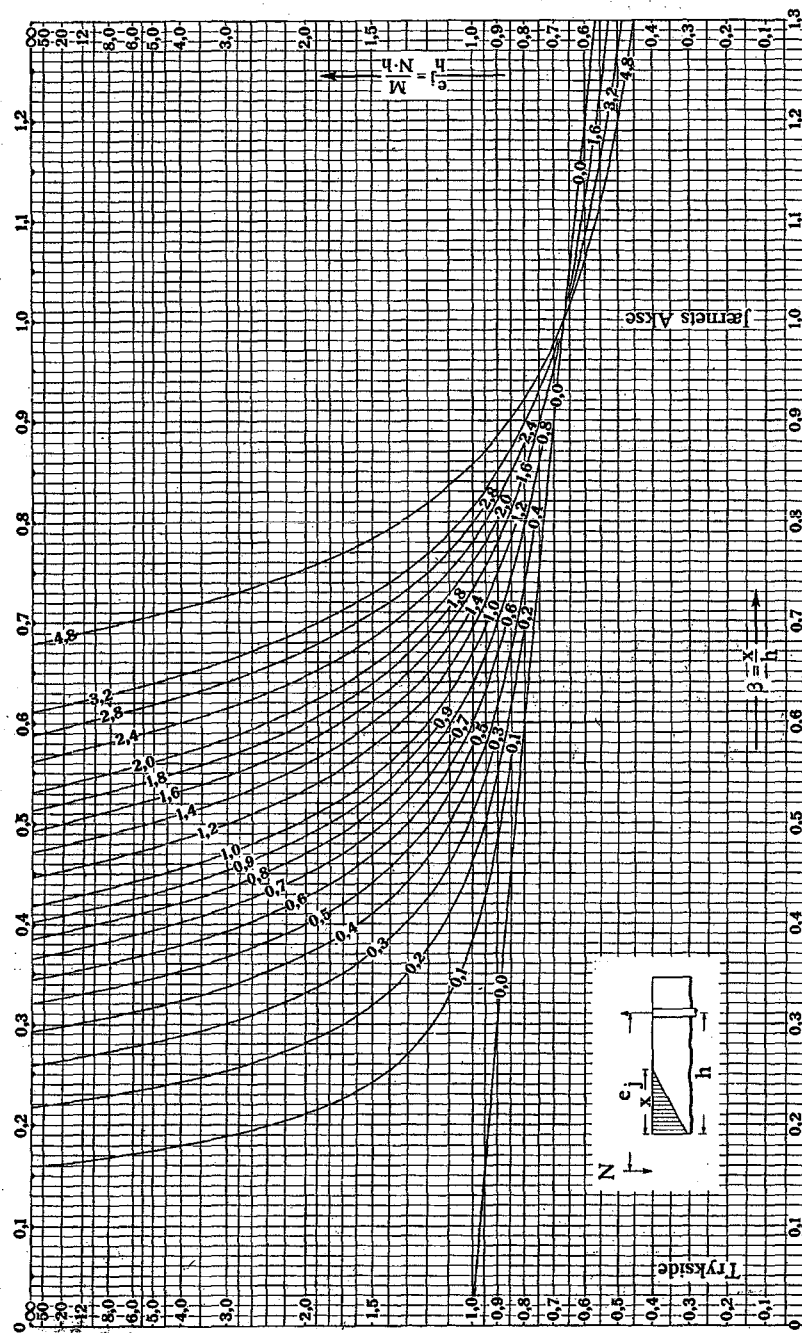


Fig. 662. Trykkræft. $f = 0$. $n = 15$. $M = N \cdot e_j$.

I Figuren er β afsat som Abscisse og $e_j : h$ som Ordinaten; gennem de for en given Værdi af φ sammenhørende Punkter er der tegnet en Kurve mærket med Jærnprocentens Størrelse. Følges den til $\varphi = 0,8\%$ svarende Kurve, vil det ses, at den begynder foroven i et Punkt med Koordinater $e : h = \infty$ og $x = 0,385h$, hvilket er i Overensstemmelse med, at Nullinien har denne Beliggenhed ved ren Bøjning. Naar Normalkraften fra det uendelig fjerne Punkt nærmer sig til Jærnet, bevæger Nullinien sig i samme Retning, og naar Normalkraften er naaet til Afstanden $0,667h$ fra Jærnaksen, ligger Nullinien i denne (Fig. 676). Naar Normalkraften bevæger sig videre, gør Nullinien det samme, og Kurverne er tegnede helt ud til $x = 1,3h$, saa at de kan bruges, selv om det dækkende Betonlag er meget tykt, men de har kun Gyldighed ud til Tværsnittets Kant, thi falder Nullinien udenfor denne, forsvinder nogle af de Trykspændinger, der er regnet med; man maa da bestemme Spændingerne af (347) og (348). For $e_j = 2/3h$ (Fig. 676) skærer alle Kurverne hverandre i Punktet $x = h$, thi naar Jærnspændingen er Nul, har Størrelsen af φ ingen Betydning.

Naar φ varierer fra Nul til ∞ , vil Nulliniens Beliggenhed ved ren Bøjning variere fra $x = 0$ til $x = h$, og dette Forhold ændres ikke ved, at der kommer en Normalkraft til. Kurven $\varphi = \infty$ falder sammen med den lodrette Linie $\beta = 1$, og Kurven $\varphi = 0$ falder sammen med den lodrette Linie $\beta = 0$. Dette sidste er dog kun Tilfældet, saafremt $e_j : h > 1$; naar e_j ligger mellem h og $2/3h$, er Grænséværdien af β bestemt af den flade Kurve $\varphi = 0$; og naar $e_j < 2/3h$, kan Nullinien kun ligge mellem Jærnet og Træksiden.

For at faa Kurverne tegnede i hele deres Udstrækning indtil $e_j : h = \infty$ er de projiceret ind paa en Cylinder (Fig. 663), og det er den udfoldede Kvadrant $a-b$, der er tegnet i Fig. 662.

Eksempel. Det i Fig. 695 (§ 620) viste Buetværsnit med $21,7 \text{ cm}^2$ Jærn og $b = 61,3 \text{ cm}$ er paavirket af Midtpunktsmomentet $M = 3\,440\,000 \text{ kgcm}$ og Normalkraften $N = 30\,000 \text{ kg}$. Bestem Spændingerne.

$$\varphi = \frac{21,7 \cdot 100}{112,5 \cdot 61,3} = 0,315\%, \quad e = \frac{M}{N} = \frac{3\,440\,000}{30\,000} = 114,5 \text{ cm},$$

$$e_j = 114,5 + 55 = 169,5 \text{ cm}.$$

$e_j : h = 169,5 : 112,5 = 1,507$. Ved Interpolation mellem Kurverne $\varphi = 0,3$ og $\varphi = 0,4$ og mellem de vandrette Linier $e_j : h = 1,5$ og $e_j : h = 1,6$ findes $x = 0,376h = 0,376 \cdot 112,5 = 42,3 \text{ cm}$. Nullinien ligger altsaa i Afstanden $x = 0,376 \cdot 112,5 = 42,3 \text{ cm}$ fra Tværsnittets trykkede Kant. Af (365) og (359) findes:

$$\sigma_b = \frac{30\,000 \cdot 169,5}{0,164 \cdot 61,3 \cdot 112,5^2} = 39,8 \text{ at} \quad \sigma_j = 15 \cdot 39,8 \cdot \frac{70,2}{42,3} = 991 \text{ at}.$$

597. Kurver for x , naar N er en Trækraft. Saa længe N er en Trykkræft, kan x ikke blive mindre, end den er ved ren Bøjning. Indsættes mindre Værdier af β i (366), bliver $e_j : h$ negativ, altsaa $M : N$ negativ, og forudsættes Momentet drejende i samme Retning som før, altsaa saadan, at Jærnet strækkes, bliver N negativ σ : en Trækraft. Afsættes de negative Værdier af $e_j : h$ nedefter, idet der iøvrigt gaas frem som tidligere, faas de i Fig. 664 viste Kurver, der skærer den til $e_j : h = \infty$ svarende vandrette Linie i samme Punkter som Kurverne paa Fig. 662, mens de alle gaar gennem Punktet $\beta = 0$, naar N virker i Jærnets Akse. Kurverne $\varphi = 0$ og $\varphi = \infty$ falder sammen med de lodrette Linier $\beta = 0$ og $\beta = 1$.

Naar x er bestemt af Kurverne, findes σ_b , σ_j og σ_j' af (365), (359) og (360):

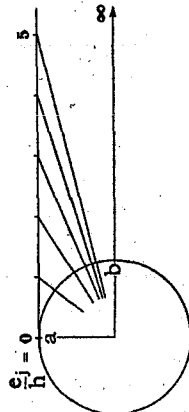


Fig. 663.

i (365) skal baade N og e_j indføres med negativt Fortegn, naar Forholdene er som i Fig. 664.

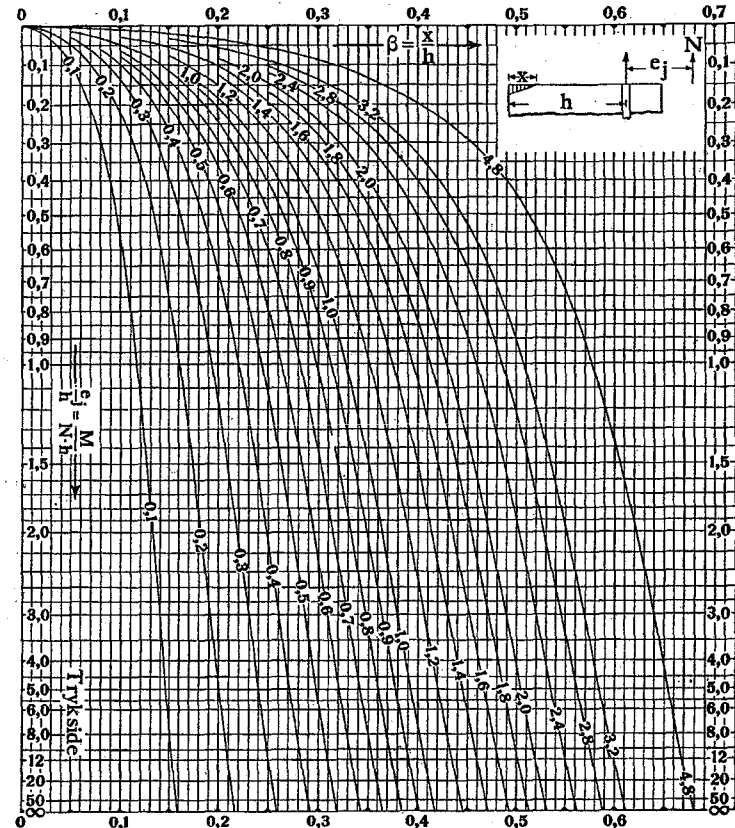


Fig. 664. Trækraft. $f^c = 0$. $n = 15$. $M = N \cdot e_j$.

Med Trykarmring.

598. Af Fig. 661 faas:

$$N = C - T = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b + f^c \cdot \sigma_j' \cdot f \cdot \sigma_j$$

der kombineret med (359) og (360) giver:

$$x^2 + 2 \cdot \left[n \cdot (f + f^c) - \frac{N}{\sigma_b} \right] \cdot \frac{x}{b} - 2 \cdot n \cdot (f + f^c) \cdot \frac{h'}{b} = 0 \quad (367)$$

hvor h' er Afstanden fra Tværsnittets trykkede Kant til det fælles Tyngdepunkt for f og f^c , altsaa:

$$h' = (f^c \cdot h^c + f \cdot h) : (f^c + f). \quad (368)$$

(363) ændres til:

$$N \cdot e_j = \sigma_b \cdot \left[bh^2 + n f^c \cdot (h - h^c) \cdot \frac{x - h^c}{x} \right]. \quad (369)$$

Disse Ligninger løses lettest ved i (367) at indføre en skønnet Værdi af σ_b , hvorefter x bestemmes og indføres i (369), der giver en rigtigere Værdi af σ_b , der indføres i (367) o. s. v. De kan ogsaa løses ved Hjælp af Flugtlinietavler som angivet af Helge Ingerslev i Ing. 1926, S. 26.

599. For det specielle Tilfælde $f = f^c$, $n = 15$ og $h^c = 0,1h$ giver (368) $h' = 0,55h$ og

(367):
$$x^2 + 2 \cdot \left(30f - \frac{N}{\sigma_b}\right) \cdot \frac{x}{b} - 33f \cdot \frac{h}{b} = 0$$
 hvoraf:
$$\frac{N}{\sigma_b} = 30f + \frac{bx - 33fh}{2x}$$

Da $f = \frac{\varphi \cdot b \cdot h}{100}$ faas:
$$\frac{N}{\sigma_b} \cdot \frac{1}{h} = 0,3 \cdot \varphi \cdot b + \frac{\beta^2 - 0,33 \cdot \varphi}{2\beta \cdot b}$$
 (370)

(369) giver:
$$\frac{N}{\sigma_b} \cdot e_j = bh^2 \cdot \left(\mu + 0,135 \cdot \varphi \cdot \frac{\beta - 0,1}{\beta}\right)$$
 (371)

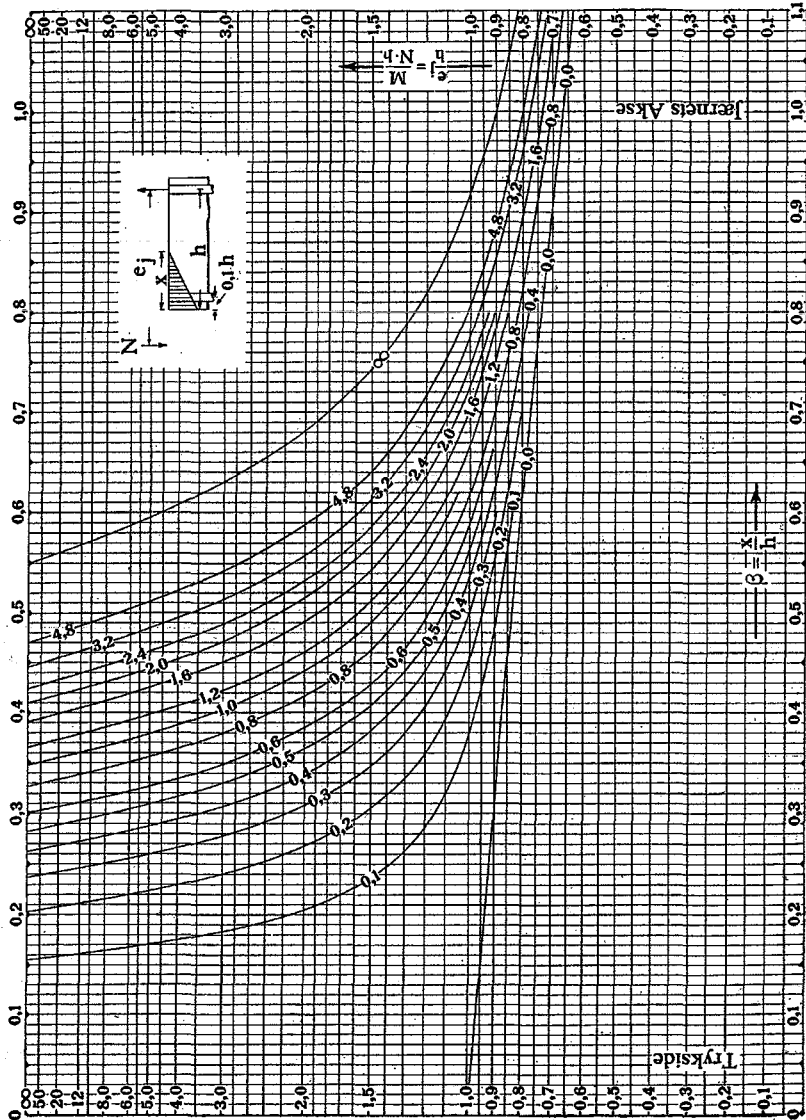


Fig. 665. Trykkraft. $f^c = f$. $h^c = 0,1h$. $n = 15$. $M = N \cdot e_j$.

Divideres (371) med (370), findes:

$$\frac{e_j}{h} = \frac{\mu + 0,135 \cdot \varphi \cdot (\beta - 0,1)}{0,3 \cdot \varphi + (\beta^2 - 0,33 \cdot \varphi) : 2\beta} = \frac{2 \cdot \mu \cdot \beta + 0,27 \cdot \varphi \cdot (\beta - 0,1)}{\beta^2 + 0,6 \cdot \varphi \cdot \beta - 0,33 \cdot \varphi}$$
 (372)

hvor

$$\varphi = 100f : bh = 100f^c : bh$$

Af (372), der svarer til (366), kan der beregnes Diagrammer til Bestemmelse af x ganske som for $f^c = 0$.

Er N en Trykkraft, faas Kurverne i Fig. 665. De er kun tegnede ud til $x = 1,1h$, thi naar de to Jærndindlæg er ens, vil de som Regel ogsaa ligge i samme Afstand fra Yderfladerne, og Tværnittets totale Højde bliver da $1,1h$. Men Kurvernes Gyldighed er uafhængig af det strakte Jærns Afstand fra Yderfladen, og de kan godt fortsættes længere ud, saafremt denne Afstand er større end $0,1h$; er den mindre, gælder Kurverne kun til Tværnittets Kant. Trykarmingen bevirker, at Kurven $\varphi = \infty$ faar en lignende Form som de øvrige; Kurven viser, at Nulliniens yderste Beliggenhed ved ren Bøjning er midt mellem de to Jærnakser.

Naar x er fundet af Fig. 665, bestemmes σ_b , σ_j og σ_j^2 af (371), (359) og (360). Et Eksempel er gennemregnet i § 702.

Er N en Trækraft, faar Kurverne det i Fig. 666 viste Forløb. De adskiller sig paa to Maader fra Kurverne i Fig. 664. Disse eksisterer kun for negative Værdier af e_j , thi naar Kraften kommer inden for Jærnet, er Ligevægt umulig, naar Betonen ingen Trækspændinger kan optage. Er der derimod Jærn i Tryksiden, kan dette optage Trykspændinger, og Kurverne eksisterer derfor ogsaa for smaa, positive Værdier af e_j , nemlig indtil $e_j = 0,0818h$, der giver $\beta = 0$ for alle Værdier af φ . Bliver e_j større, falder Nullinien uden for Tværnittet, og vore Forudsætninger gælder da ikke mere.

Naar der ingen Trykarming er (Fig. 664), kan β variere fra 0 til 1, hvilken sidste Værdi optræder for $\varphi = \infty$ uden Hensyn til, om e_j er stor eller lille. Er derimod $f^c = f$, kan Nullinien kun ligge paa Strækningen fra Tværnittets trykkede Kant til midt imellem de to Jærnakser. Naar x er fundet af Fig. 666, bestemmes σ_b , σ_j og σ_j^2 af (371), (359) og (360); i (371) skal baade N og e_j indføres med negativt For tegn, naar Forholdene er som i Fig. 666.

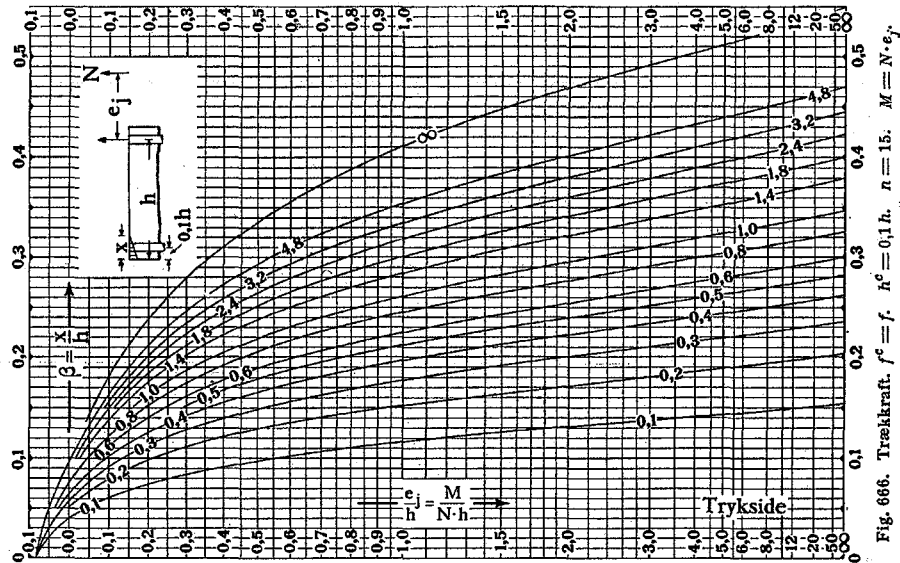


Fig. 666. Trækraft. $f^c = f$. $h^c = 0,1h$. $n = 15$. $M = N \cdot e_j$.

600. Er $0 < f^c < f$, maa man almindeligvis gaa frem efter § 598. Vil man bruge Diagrammerne, er man paa den sikre Side ved at se bort fra f^c baade ved Bestemmelse af x og Spændingerne. I de Dele af Diagrammerne, hvor Kurverne har nogenlunde samme Forløb for $f^c = 0$ og $f^c = f$, vil man ogsaa kunne bestemme x paa begge Diagrammer og interpolere mellem de fundne Værdier, hvorefter Spændingerne beregnes for det sande f^c .

γ. T-formet Tværsnit med tynd Plade.

601. Er der kun Armering i Træksiden, kan de to Betonflige i Fig. 667 af Længde $b-b_0$ tænkes erstattede af to Jærnlige af Længde $(b-b_0):n$ og Areal $f^c=c \cdot (b-b_0):n$, uden at Tværsnittets Modstandsmoment forandres. Det saaledes transformerede Tværsnit afviger kun fra det i Fig. 661 viste, ved at Rundjærnene er ombyttede med Fladjærn af Højde c . Dette paavirker ikke Formlerne (367) og (368), mens der i (369) maa tages Hensyn til, at Jærnspeændingernes Resultant angriber et Stykke over Jærnets Tyngdepunkt. Man faar:

$$x^2 + 2 \cdot \left[n \cdot \left(f + \frac{c \cdot (b-b_0)}{n} \right) - \frac{N}{\sigma_b} \right] \cdot \frac{x}{b_0} - 2 \cdot n \cdot \left[f + \frac{c \cdot (b-b_0)}{n} \right] \cdot \frac{h'}{b_0} = 0, \quad (373)$$

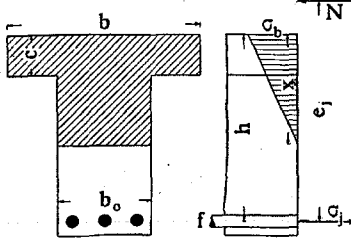


Fig. 667.

hvor h' er Afstanden fra Tværsnittets trykkede Kant til det fælles Tyngdepunkt for f og $c \cdot (b-b_0):n$, altsaa:

$$h' = \frac{c \cdot (b-b_0) \cdot \frac{1}{2} c + n f \cdot h}{c \cdot (b-b_0) + n f} \quad (374)$$

(369) ændres til:

$$N \cdot e_j = \sigma_b \cdot \left[\mu \cdot b_0 \cdot h^2 + c \cdot (b-b_0) \cdot m' \cdot \frac{x - \frac{1}{2} c}{x} \right] \quad (375)$$

hvor m' er Afstanden fra det strakte Jærns Akse til Centret for de i Fligene virkende Trykspændinger, altsaa (se (217) i § 425):

$$m' = h - \frac{c}{2} + \frac{c^2}{12 \cdot (x - \frac{1}{2} c)} \quad (376)$$

Ved Spændingsbestemmelsen gaas frem som i § 598. Er Tryksiden armeret, skal der i Formlerne (373)-(375) indføjes de Led af Formlerne (367)-(369), der indeholder f^c .

δ. Ringformet Tværsnit.

Bøjning med Normalkraft.

602. Oversigt. Naar ringformede Jærnbetontværsnit er paavirkede af en ekscentrisk Normalkraft, der virker saa centralt, at hele Tværsnittet er trykket, kan Spændingsbestemmelse og Dimensionering udføres ganske som ved andre Jærnbetontværsnit. Er Ekscentriciteten derimod saa stor, at der opstaar Trækspændinger i Tværsnittet, kender man ikke paa Forhaand Grænsen mellem det strakte og det trykkede Jærn og kan derfor ikke som ved rektangulære Tværsnit bestemme Momentet m. H. t. det strakte Jærns Tyngdepunkt. Nulliniens Beliggenhed maa først findes enten ved Konstruktion eller ved Beregning. Denne bliver nogenlunde simpel, naar man tænker sig Betonarealet koncentreret i en Middelcirkel med Radius r_m (Fig. 668), og denne Fremgangsmaade er tilstrækkelig nøjagtig, naar Ringtykkelsen er lille i Forhold til Radius. Formlerne er udledt i § 603 og brugt til Fremstilling af 3 Diagrammer¹⁾, der letter saavel Spændingsbestemmelse som Dimensionering.

Naar det ringformede Betontværsnit kaldes F_b og Jærntværsnittet f , haves $\varphi = 100 \cdot f : F_b$. Det tænkte Betontværsnit har Højden $2 \cdot r_m$, og Nulliniens Afstand fra Trykkanten kaldes $\beta \cdot 2r_m$. Er Normalkraftens Ekscentricitet e , vises Fig. 671 Samhøigheden af φ , β og $e : r_m$, saaledes at man af dette Diagram kan finde β , hvis de to andre Størrelser er givne, eller finde r_m , hvis φ , e og de tilladte Spændinger er givne, idet disse sidste bestemmer β gennem Formel (391).

Beregnes Spændingen i det narmerede Tværsnit, naar N virker i Centrum: $\sigma_0 = N : F_b$, kan største Trykspænding i Betoncirklen σ_m udtrykkes ved σ_0 , hvorved man kommer til Diagrammet Fig. 672, der tjener til Bestemmelse af σ_m eller φ .

Naar ogsaa σ_j udtrykkes ved σ_0 , kommer man til Fig. 673, der tjener til Bestemmelse af σ_j eller φ .

Naar Diagrammerne skal bruges i Praksis, maa der tages Standpunkt til, hvor i Tværsnittet den tænkte Betoncirkel med Radius r_m bedst lægges, naar den skal erstatte det sande Tværsnit. Er Tværsnittets ydre Radius r_y (Fig. 670) og Ringtykkelsen c , og ligger Jærnet midt i Tværsnittet, bør man regne $r_m = r_y - \frac{1}{2}c$, som det er gjort i de følgende Eksempler; dette er korrekt for Jærnets Vedkommende og paa den sikre Side for Betonens. Ligger Jærnet yderligere og paa en Radius r_j (Fig. 669), kan man sætte $r_m = r_j$, dog højst $r_m = r_y - \frac{1}{2}c$ (se § 55, Stykke 5).

¹⁾ Ing. 1927, S. 483.

603. Udledning af Formler. Kaldes Summen af Betontrykspændingerne C_b , af Jærntrykspændingerne C_j , af Jærntrækspændingerne T_j , og ses der bort fra Betontrækspændingerne, haves Ligevægtsbetingelserne (Fig. 668):

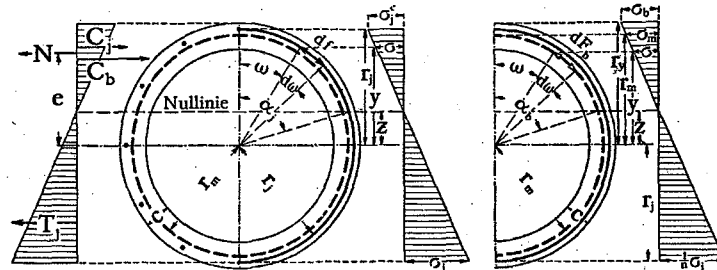


Fig. 668.

Fig. 669.

Fig. 670.

$$N = C_b + C_j - T_j \quad N \cdot e = M_b + M_j \quad (377) \quad (378)$$

hvor M_b er Momentet af C_b om Centrumsaksen, og M_j er Summen af C_j 's og T_j 's Moment om samme Akse.

Det totale Jærnareal f tænkes jævnt fordelt over den Cirkel, paa hvilken Jærncenterne ligger, og hvis Radius er r_j (Fig. 669). Man har da:

$$\frac{df}{f} = \frac{d\omega}{2\pi}$$

og er Elementets Spænding σ , faas:

$$dC_j = \sigma \cdot df = \frac{\sigma \cdot f}{2\pi} \cdot d\omega. \quad (379)$$

Kaldes største Jærntrykspænding σ_j^c , haves:

$$\frac{\sigma}{\sigma_j^c} = \frac{y-z}{r_j-z} = \frac{r_j \cdot \cos \omega - r_j \cdot \cos \alpha_j}{r_j - r_j \cdot \cos \alpha_j} = \frac{\cos \omega - \cos \alpha_j}{1 - \cos \alpha_j}$$

der indsat i (379) giver:

$$dC_j = \frac{\sigma_j^c \cdot f}{2\pi \cdot (1 - \cos \alpha_j)} \cdot (\cos \omega - \cos \alpha_j) \cdot d\omega$$

$$C_j = \frac{\sigma_j^c \cdot f}{2\pi \cdot (1 - \cos \alpha_j)} \int_{-\alpha_j}^{\alpha_j} (\cos \omega - \cos \alpha_j) \cdot d\omega. \quad (380)$$

For T_j findes ganske samme Udtryk, blot at Integrationen skal udstrækkes over den Del af Cirklen, som ikke er med i C_j , og man faar da:

$$C_j - T_j = \frac{\sigma_j^c \cdot f}{2\pi \cdot (1 - \cos \alpha_j)} \int_0^{2\pi} (\cos \omega - \cos \alpha_j) \cdot d\omega = - \frac{\sigma_j^c \cdot f}{1 - \cos \alpha_j} \cdot \cos \alpha_j. \quad (381)$$

Er Betonringens Tykkelse c og dens Middelradius r_m (Fig. 670), kan man paa samme Maade regne Betonarealet jævnt fordelt langs Middelcirklen, saafremt $c : r_m$ er lille, hvilket forudsættes. Et Element af Middelcirklen $r_m \cdot d\omega$ repræsenterer da Betonarealet $dF_b = c \cdot r_m \cdot d\omega$, og er Elementets Spænding σ , bliver Kraften i Elementet:

$$dC_b = \sigma \cdot c \cdot r_m \cdot d\omega. \quad (382)$$

Kaldes største Betontrykspænding i Middelcirklen σ_m , haves:

$$\frac{\sigma}{\sigma_m} = \frac{y-z}{r_m-z} = \frac{\cos \omega - \cos \alpha_b}{1 - \cos \alpha_b}$$

der indsat i (382) giver:

$$dC_b = \frac{\sigma_m \cdot c \cdot r_m}{1 - \cos \alpha_b} \cdot (\cos \omega - \cos \alpha_b) \cdot d\omega.$$

$$C_b = \frac{\sigma_m \cdot c \cdot r_m}{1 - \cos \alpha_b} \int_{-\alpha_b}^{\alpha_b} (\cos \omega - \cos \alpha_b) \cdot d\omega = \frac{2 \cdot \sin \alpha_b - 2\alpha_b \cdot \cos \alpha_b}{1 - \cos \alpha_b} \cdot \sigma_m \cdot c \cdot r_m \quad (383)$$

M_b og M_j kan nu bestemmes, idet:

$$M_b = \int_{-\alpha_b}^{\alpha_b} y \cdot dC_b = \int_{-\alpha_b}^{\alpha_b} r_m \cdot \cos \omega \cdot dC_b = \int_{-\alpha_b}^{\alpha_b} \frac{\cos \omega \cdot (\cos \omega - \cos \alpha_b)}{1 - \cos \alpha_b} \cdot \sigma_m \cdot c \cdot r_m^2 \cdot d\omega \quad (384)$$

$$= \frac{\alpha_b - \sin \alpha_b \cdot \cos \alpha_b}{1 - \cos \alpha_b} \cdot \sigma_m \cdot c \cdot r_m^2$$

$$M_j = \int_0^{2\pi} y \cdot dC_j = \int_0^{2\pi} r_j \cdot \cos \omega \cdot \frac{\sigma_j^c \cdot f}{2\pi \cdot (1 - \cos \alpha_j)} \cdot (\cos \omega - \cos \alpha_j) \cdot d\omega = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_j^c \cdot f \cdot r_j}{1 - \cos \alpha_j} \quad (385)$$

Sættes $r_j = r_m$, hvilket er paa den sikre Side, bliver $\alpha_j = \alpha_b = \alpha$ og $\sigma_j^c = n \cdot \sigma_m$, hvorved (377), (385) og (381) giver:

$$N = \frac{\sigma_m}{1 - \cos \alpha} \cdot (2c \cdot r_m \cdot (\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha) - n \cdot f \cdot \cos \alpha)$$

samt (378), (384) og (385):

$$N \cdot e = \frac{\sigma_m}{1 - \cos \alpha} \cdot \left(c \cdot r_m^2 \cdot (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + \frac{n}{2} \cdot f \cdot r_m \right)$$

Indføres $f = 1/100 \varphi \cdot F_b = 1/100 \varphi \cdot 2\pi \cdot r_m \cdot c$, ændres disse Udtryk til:

$$\frac{N}{F_b \cdot \sigma_m} = \frac{1}{1 - \cos \alpha} \cdot \left(\frac{1}{\pi} (\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha) - \frac{n\varphi}{100} \cdot \cos \alpha \right) \quad (386)$$

$$\frac{N \cdot e}{F_b \cdot \sigma_m \cdot r_m} = \frac{1}{1 - \cos \alpha} \cdot \left(\frac{1}{2\pi} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + \frac{n\varphi}{200} \right) \quad (387)$$

Er Tværsnittet givet, indeholder disse to Ligninger kun to ubekendte, α og σ_m , og hvis Ligningerne ikke var i en saa uhandelig Form, vilde man af dem kunne finde α , altsaa Nulliniens Beliggenhed, og σ_m , hvorefter σ_j ogsaa vilde være kendt. Nu maa dette Maal naas ad en Omvej.

Ved at dividere (387) med (386), faar man:

$$\frac{e}{r_m} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \frac{(\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + \frac{n\varphi}{100}}{\left(\frac{1}{\pi} \cdot (-\alpha + \text{tg } \alpha) - \frac{n\varphi}{100} \right) \cdot \cos \alpha}$$

$$= \frac{1}{2 \cos \alpha} \cdot \frac{\sin \alpha \cos \alpha - \alpha - \pi \cdot \frac{n\varphi}{100}}{\text{tg } \alpha - \alpha - \pi \cdot \frac{n\varphi}{100}}$$

eller:

$$\varphi = \frac{100}{n \cdot \pi} \cdot \left(\frac{2 \cdot \frac{e}{r_m} + \cos \alpha}{2 \cdot \frac{e}{r_m} + \sec \alpha} \cdot \text{tg } \alpha - \alpha \right) \quad (388)$$

Ved rektangulære Tværsnit udtrykkes Nulliniens Beliggenhed ved $\beta = \alpha \cdot h$, og paa tilsvarende Maade kan man her skrive:

$$\beta = \frac{r_m - z}{2r_m} = \frac{1 - \cos \alpha}{2} \quad (389)$$

Ved at eliminere α af (388) og sætte $n = 15$ findes Relatio-

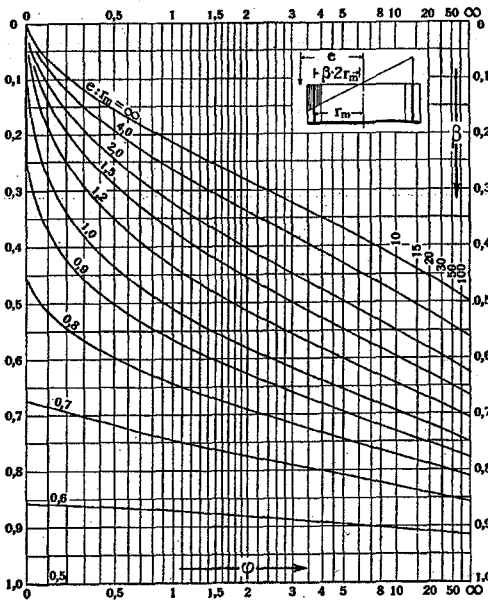


Fig. 671. Samhørigheden af φ , β , $\frac{e}{r_m}$.

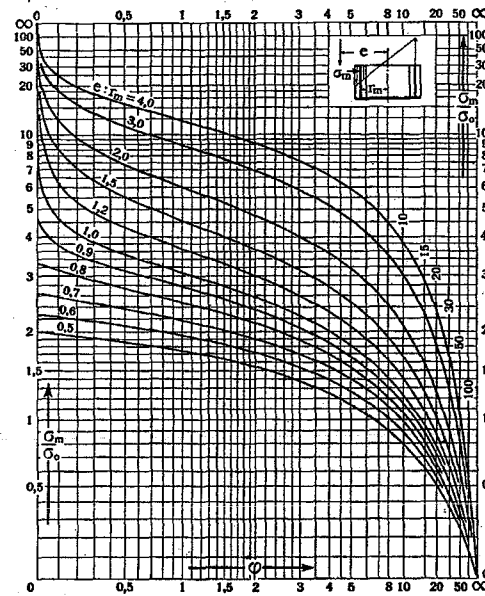


Fig. 672. Samhørigheden af φ , $\frac{\sigma_j}{\sigma_0}$, $\frac{e}{r_m}$.

nen mellem β , φ og $e : r_m$, og denne Relation er fremstillet grafisk i Fig. 671 med φ som Abscisse (perspektivisk Maalestok) og β som Ordinat. Eliminationen er udført ved at beregne β for $\alpha = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ o. s. v. og beregne φ for de samme Værdier, hver især kombinerede med $\frac{e}{r_m} = 0,5, 0,6, 0,7$ o. s. v. Af Fig. 671

ses, at naar $\frac{e}{r_m} < 0,5$ ligger Nullinien udenfor det teoretiske Tværsnit, hvis Højde er $2r_m$.

Ved i (386) at indføre $\sigma_0 = N : F_b$, altsaa Spændingen i det uarmerede Tværsnit, naar N virker i Centrum, faas $\sigma_m : \sigma_0$ udtrykt ved α og φ , og ved af denne Ligning og (388) at eliminere φ , findes:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_0} = \pi \cdot \frac{2 \cdot \frac{e}{r_m} + \sec \alpha}{\text{tg } \alpha + \sin \alpha} \quad (390)$$

der er brugt til Tegning af Fig. 672.

Har man ved Hjælp af Fig. 671-72 fundet β og σ_m , bliver Randspændingen σ_b i Henhold til Fig. 670, naar Ydercirkelns Radius er r_y :

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_m} = \frac{\beta \cdot 2r_m + r_y - r_m}{\beta \cdot 2r_m} \quad (390a)$$

Ved ringformede som ved alle andre Tværsnit er σ_j og σ_m forbundne ved Ligningen:

$$\frac{\sigma_j}{\sigma_m} = \gamma = n \cdot \frac{1 - \beta}{\beta} \quad (391)$$

der i Forbindelse med (389) og (390) giver:

$$\frac{\sigma_j}{\sigma_0} = n \cdot \pi \cdot \frac{2 \cdot \frac{e}{r_m} + \sec \alpha}{\text{tg } \alpha - \sin \alpha} \quad (392)$$

Dette Udtryk er brugt til Tegning af Fig. 673.

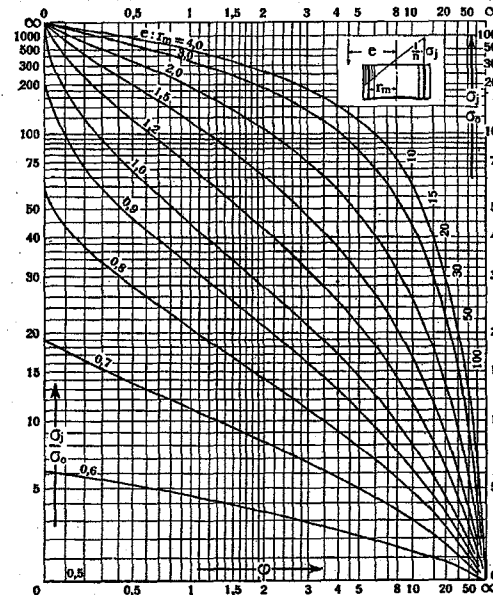


Fig. 673. Samhørigheden af φ , $\frac{\sigma_j}{\sigma_0}$, $\frac{e}{r_m}$.

604. Eksempel paa Spændingsbestemmelse. Et Skorstenstværsnit med ydre Radius 69 cm, $c = 10$ cm, $f = 20$ Rj. $16 \text{ mm} = 40,22 \text{ cm}^2$ er paavirket af $N = 16\,070$ kg, $M = 22\,580$ kgm. Bestem Spændingerne.

$$r_m = 69 - \frac{1}{2} \cdot 10 = 64 \text{ cm}, \quad F_b = 2 \cdot \pi \cdot r_m \cdot c = 4020 \text{ cm}^2 \quad \varphi = 100 \cdot f : F_b = 1 \%$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{F_b} = 3,99 \text{ at} \quad e = 100 \frac{M}{N} = 140 \text{ cm} \quad \frac{e}{r_m} = 2,19.$$

Af Fig. 672 findes: $\sigma_m : \sigma_0 = 6,5$, altsaa $\sigma_m = 6,5 \cdot 3,99 = 25,9$ at.

Af Fig. 673 findes: $\sigma_j : \sigma_0 = 220$, altsaa $\sigma_j = 220 \cdot 3,99 = 878$ at.

Af Fig. 671 findes: $\beta = 0,31$, der til Kontrol indsættes i (391): $\sigma_j : \sigma_m = 15 \cdot (1 - 0,31) : 0,31 = 33,4$, medens de fundne Værdier giver: $\sigma_j : \sigma_m = 878 : 25,9 = 33,9$.

605. Eksempel paa Dimensionering. Et ringformet Tværsnit skal dimensioneres for $N = 20\,000$ kg, $M = 10\,000$ kgm, altsaa $e = 50$ cm. De tilladelige Spændinger er $\sigma_m = 30$ at og $\sigma_j = 900$ at.

Der er 3 ubekendte: Ringtykkelsen c , Radien r_m og Jærnprocenten φ , af hvilke de to maa vælges. Vi vil behandle følgende Tilfælde: (1) Ingen af Størrelserne er givne, (2) Ringtykkelsen og Radien er givne, (3) Radien og φ er givne, (4) Ringtykkelsen og φ er givne:

(1) Naar ingen af Størrelserne er givne, kan man, for ikke at vælge i Blinde, først bruge den for et homogent Betontværsnit gældende Formel:

$$\sigma = \frac{N}{F_b} + \frac{N \cdot e}{W}$$

og heri indføre $\sigma = s_b \cdot F_b = c \cdot 2\pi \cdot r_m$, $W = \frac{1}{2} \cdot F_b \cdot r_m$, og løse Ligningen m. H. t. c og r_m :

$$c = N \cdot \frac{0,5 + e : r_m}{\pi \cdot r_m \cdot s_b} \quad r_m = \frac{N}{4 \cdot \pi \cdot c \cdot s_b} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4\pi \cdot c \cdot s_b}{N} \cdot 4e} \right)$$

Man kan da vælge enten c eller r_m . Vælges $c = 10$ cm, giver den sidste Ligning $r_m = 38,2$ cm.

Med $c = 10$ cm, $r_m = 40$ cm, faas:

$$F_b = c \cdot 2\pi \cdot r_m = 2520 \text{ cm}^2 \quad \sigma_0 = \frac{N}{F_b} = 7,94 \text{ at} \quad \frac{\sigma_m}{\sigma_0} = 3,78 \quad \frac{e}{r_m} = 1,25$$

hvorefter Fig. 672 giver $\varphi = 1 \%$. Fig. 673 viser, at Jærnspændingen bliver $\sigma_j = 77 \cdot \sigma_0 = 77 \cdot 7,94 = 610$ at. Jærnspændingens Lavhed skyldes den ringe Ekscentricitet og kan ikke ændres i væsentlig Grad ved at forminske r_m . Se desangaaende under (2) og (4).

(2) Er baade c og r_m givne, skal φ bestemmes saaledes, at hverken σ_m eller σ_j overstiger den tilladelige Værdi.

Er $c = 10$ cm, $r_m = 50$ cm, faas:

$$F_b = 3145 \text{ cm}^2 \quad \sigma_0 = 6,36 \text{ at} \quad \frac{\sigma_j}{\sigma_0} = \frac{900}{6,36} = 142 \quad \frac{e}{r_m} = \frac{50}{50} = 1,0$$

Fig. 673 giver da $\varphi = 0,15 \%$, medens man af Fig. 672 finder $\sigma_m : \sigma_0 = 4,3$, altsaa $\sigma_m = 4,3 \cdot 6,36 = 27,4$ at.

Er $c = 10$ cm, $r_m = 25$ cm, faas:

$$F_b = 1573 \text{ cm}^2 \quad \sigma_0 = 12,72 \text{ at} \quad \frac{\sigma_m}{\sigma_0} = \frac{30}{12,72} = 2,36 \quad \frac{e}{r_m} = \frac{50}{25} = 2,0$$

Fig. 672 giver da $\varphi = 8,5 \%$, medens man af Fig. 673 finder $\sigma_j : \sigma_0 = 30$, altsaa $\sigma_j = 30 \cdot 12,72 = 382$ at.

(3) Er r_m og φ givne, f. Eks. $r_m = 50$ cm, $\varphi = 1 \%$, haves $e : r_m = 50 : 50 = 1$, og Fig. 672 giver da $\sigma_m : \sigma_0 = 3,07$, altsaa $\sigma_0 = 30 : 3,07 = 9,77$ at, medens Fig. 673 giver $\sigma_j : \sigma_0 = 44$, altsaa $\sigma_0 = 900 : 44 = 20,5$ at. Den mindste af disse Værdier skal bruges, og naar den indsættes i Ligningen $\sigma_0 = N : F_b$, faas $F_b = 20\,000 : 9,77 = 2050 = c \cdot 2\pi \cdot 50$, hvoraf $c = 6,52$ cm.

(4) Er c og φ givne, f. Eks. $c = 10$ cm, $\varphi = 1 \%$, haves $\gamma = 900 : 30 = 30$, altsaa $\beta = 15 : (30 + 15) = 0,333$, og Fig. 671 giver da $e : r_m = 1,85$, hvoraf $r_m = 50 : 1,85 = 27,0$ cm. Denne Værdi giver $\gamma = 30$, men Spændingerne bliver for store, saa r_m maa forsøges, og da γ derved bliver mindre, bliver σ_m bestemmende for Tværmaalet. Under disse Forhold er Produktet

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_0} \cdot \frac{e}{r_m} = \frac{\sigma_m}{N : F_b} \cdot \frac{e}{r_m} = \frac{\sigma_m \cdot c \cdot 2\pi \cdot e}{N}$$

altsaa en kendt Størrelse, der i det foreliggende Tilfælde er lig $30 \cdot 10 \cdot 2\pi \cdot 50 : 20\,000 = 4,71$, og Opgaven kan derfor løses ved paa Fig. 672 at finde det paagældende Punkt paa den til det $\varphi = 1 \%$ svarende lodrette Linie. Punktet maa i Henhold

til det foregaaende ligge lavere end Kurven $e : r_m = 1,85$ og ved at prøve med lavere Værdier findes $e : r_m = 1,25$ at give $\sigma_m : \sigma_0 = 3,8$, hvis Produkt er 4,75. Følgelig haves $50 : r_m = 1,25$, altsaa $r_m = 40$ cm. Til Kontrol beregnes $\sigma_0 = N : (c \cdot 2\pi \cdot r_m) = 20\,000 : (10 \cdot 2\pi \cdot 40) = 7,94$ og $\sigma_m : \sigma_0 = 30 : 7,94 = 3,8$, altsaa rigtig.

Ren Bøjning.

606. Oversigt. Ved ren Bøjning kan Tværsnittets Modstandsmoment udtrykkes ved (393): $W_b = \mu \cdot c \cdot r_m^2$, hvor c er Ringtykkelsen og μ en Konstant, hvis Værdi er indtegnet i Fig. 674 sammen med de øvrige Størrelser, der indgaar i Beregningerne. Se løvrigt § 602, sidste Stykke.

Udledning af Formler. Da $\sigma_0 = 0$ kan Fig. 672 og 673 ikke bruges, derimod viser den øverste Kurve paa Fig. 671 Samhørigheden af β og φ og dermed ogsaa af $\gamma (= \sigma_j : \sigma_m)$ og φ . F. Eks. svarer til $\gamma = 1200 : 50$ som bekendt $\beta = 0,385$, og Fig. 671 giver da $\varphi = 6,1 \%$. Denne Samhørighed er direkte vist paa Fig. 674, hvor der er tegnet en Kurve for Værdien af 10β og en Kurve for Værdien af γ_0 .

Det fulde uarmerede Betontværsnit har Modstandsmomentet:

$$W = \frac{1}{2} F_b \cdot r_m = c \cdot \pi \cdot r_m^2.$$

Det sande Modstandsmoment, naar Betonen er revnet indtil Nullinien, og det strakte Jærn erstattet med det 15dobbelte Betonareal, kaldes W_b og kan udtrykkes ved W , idet:

$$\frac{M}{W} = \frac{N \cdot e}{\frac{1}{2} F_b \cdot r_m} = \sigma_0 \cdot \frac{e}{\frac{1}{2} r_m}$$

hvoraf: $\sigma_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{r_m}{e} \cdot \frac{M}{W}$

der indført i (390) giver:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} \cdot \pi \cdot \frac{1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{r_m}{e} \cdot \sec \alpha}{\text{tg } \alpha + \sin \alpha}$$

og naar $e = \infty$:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} \cdot \frac{\pi}{\text{tg } \alpha + \sin \alpha}$$

Da man desuden har $\sigma_m \cdot W_b = M : W_b$, følger:

$$W_b = W \cdot \frac{\text{tg } \alpha + \sin \alpha}{\pi} = c \cdot r_m^2 \cdot (\text{tg } \alpha + \sin \alpha).$$

Indføres: $\mu = \text{tg } \alpha + \sin \alpha$ faas:

$$W_b = \mu \cdot c \cdot r_m^2. \quad (393)$$

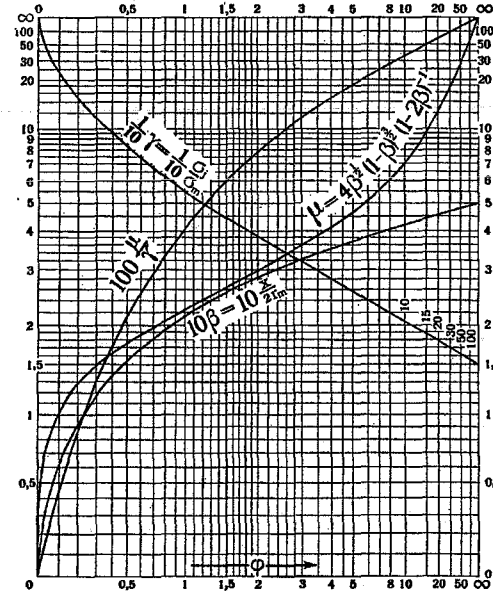


Fig. 674. Ren Bøjning. Samhørigheden af φ , β , γ , μ , $\frac{M}{W}$.

Værdien af μ kan udtrykkes ved β , da man i Henhold til (389) har $\beta = \frac{1}{2}(1 - \cos \alpha)$, og bliver:

$$\mu = 4 \cdot \frac{1 - \beta}{1 - 2\beta} \cdot \sqrt{\beta \cdot (1 - \beta)}.$$

Kurven for μ er indtegnet paa Fig. 674, der derefter kan bruges til saavel Spændingsbestemmelse som Dimensionering. Til yderligere Lettelse af Beregningerne er indtegnet en Kurve for $100 \mu : \gamma$, idet γ er bestemt ved (391).

607. Eksempel paa Spændingsbestemmelse. Samme Forhold som i § 604, men $N = 0$. Bestem Spændingerne.

Da $\varphi = 1 \%$, giver Fig. 674: $\mu = 2,24$, $\gamma = 55$, altsaa:

$$\sigma_m = \frac{M}{W_b} = \frac{M}{\mu \cdot c \cdot r_m^2} = \frac{22\,580 \cdot 100}{2,24 \cdot 10 \cdot 64^2} = 24,6 \text{ at} \quad \sigma_j = \gamma \cdot \sigma_m = 55 \cdot 24,6 = 1350 \text{ at.}$$

Til Bestemmelse af Nullinien Beliggenhed giver Figuren $\beta = 0,213$, medens en Beregning ved Hjælp af (391) giver: $\beta = n : (\gamma + n) = 15 : 70 = 0,214$.

608. Eksempel paa Dimensionering. Et ringformet Tværnsnit skal dimensioneres for $M = 90\,000 \text{ kgm}$. De tilladelige Spændinger er 50 og 1200.

Vi vil behandle følgende Tilfælde:

(1) Ringtykkelsen er givet, (2) Radien er givet, (3) Ringtykkelsen og Radien er givet, (4) Jærnprocenten er givet.

(1) c er givet lig 10 cm. Naar Randspændingen er 50, skønnes $\sigma_m = 45$, altsaa $\gamma = 1200 : 45 = 26,7$, der i Henhold til Fig. 674 svarer til $\varphi = 4,5\%$, $\beta = 0,36$ og $\mu = 44$. Da $\text{nedv. } W_b = 90\,000 \cdot 100 : 45 = 200\,000$, giver (393): $200\,000 = 4,4 \cdot 10 \cdot r_m^2$, altsaa $r_m = 67,5 \text{ cm}$.

Randspændingen σ_b findes af (390a):

$$\sigma_b = \frac{\beta \cdot 2r_m + r_y - r_m}{\sigma_m} = \frac{0,36 \cdot 2 \cdot 67,5 + 5}{0,36 \cdot 2 \cdot 67,5} = 1,103 \quad \sigma_b = 1,103 \cdot 45 = 49,7 \sim 50.$$

(2) Havde kun r_m været givet, f. Eks. $r_m = 100 \text{ cm}$, faas af (393): $200\,000 = 4,4 \cdot c \cdot 100^2$, altsaa $c = 4,55 \text{ cm}$, svarende til Randspændingen:

$$\sigma_b = 45 \cdot \frac{0,36 \cdot 2 \cdot 100 + 2,3}{0,36 \cdot 2 \cdot 100} = 46,5 \text{ at.}$$

Skal den tilladelige Spænding træffes nøjagtigere, maa Beregningen gentages med en større Værdi af σ_m .

(3) Havde foruden $c = 10 \text{ cm}$ ogsaa $r_m = 100 \text{ cm}$ været givet, vilde φ være den eneste ubekendte. Man har da:

$$\sigma_m = \frac{M}{\mu \cdot c \cdot r_m^2} = \frac{s_j}{\gamma} \quad \text{hvoraf:} \quad \frac{\mu}{\gamma} = \frac{M}{s_j \cdot c \cdot r_m^2} = \frac{9}{120} \quad 100 \frac{\mu}{\gamma} = 7,5.$$

Til denne Værdi svarer i Henhold til Fig. 674: $\varphi = 1,92\%$ og $\gamma = 39$. Løsningen er altsaa $\varphi = 1,92\%$, der giver $\sigma_m = 1200 : 39 = 30,8 \text{ at}$.

(4) Havde kun φ været givet, f. Eks. $\varphi = 1\%$, faas af Fig. 674: $\beta = 0,214$, $\mu = 2,24$, $\gamma = 55$. Følgelig kan σ_m ikke overstige $1200 : 55 = 21,8 \text{ at}$. Af Ligningen $\sigma_m = M : \mu \cdot c \cdot r_m^2$ findes da: $c \cdot r_m^2 = M : \mu \cdot \sigma_m = 184\,000$. Vælges $c = 10 \text{ cm}$, findes $r_m = 135 \text{ cm}$; vælges $r_m = 100 \text{ cm}$, findes $c = 18,4 \text{ cm}$.

e. Vilkaarligt Tværnsnit.

609. Inertimoment og statisk Moment om Nullinien. Har Tværnsnittet en saadan Form, at Nulliniens Bølgelighed ikke kan findes ved en direkte Beregning, kan man som angivet i § 462 ved Prøveeregninger omdanne det til et æquivalent rektangulært Tværnsnit, idet man blot i Stedet for det almindelige Moment indfører det i § 613 definerede ideelle Moment.

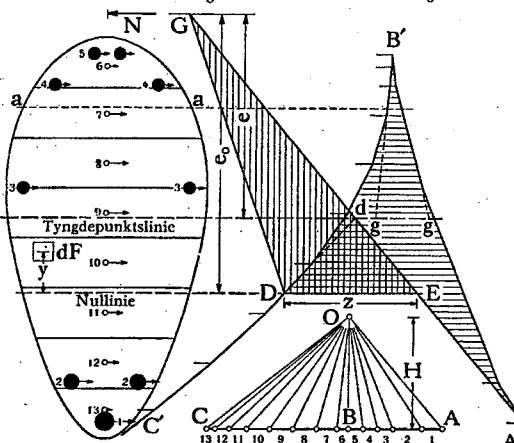


Fig. 675.

Afsættes nu paa vanlig Vls Kraftpolygon ABC , hvor AB er Summen af de med n multipliserede Jærnarealer, BC Summen af Betonstrimlerens Arealer, og tegnes den tilsvarende Tovpolygon $A'B'C'$, og antages DE at være den søgte Nullinie, da vil, saafremt N er en Trykkræft,

Man kan ogsaa finde Nullinien ved Tegning ligesom ved ren Bøjning (§ 275), naar blot N virker i Tværnsnittets Symmetrilinie, saaledes at Nullinien er vinkelret paa denne. Ligevægtsbetingelserne bliver, naar y (se Fig. 675) betegner Afstanden fra et lille Fladeelement dF til den foreløbig ubekendte Nullinie, og σ er Fladeelementets Normalspænding:

$$N = \sum \sigma \cdot dF = \frac{\sigma}{y} \cdot \sum dF \cdot y \quad (394)$$

$$\left. \begin{aligned} N \cdot e_0 &= \sum \sigma \cdot dF \cdot y \\ &= \frac{\sigma}{y} \cdot \sum dF \cdot y^2 \end{aligned} \right\} (395)$$

hvoraf:

$$e_0 = \frac{\sum dF \cdot y^2}{\sum dF \cdot y} = \frac{I_0}{S_0} \quad (396)$$

hvor I_0 og S_0 er Inertimomentet og det statiske Moment af det nyttige Tværnsnit ($n \cdot f$ + trykket F_b) m. H. t. den søgte Nullinie.

der giver Trykspændinger foroven, Tovpolygonstrækningen DC' repræsenterer den uvrksomme Del af Tværnsnittet, som vi ser bort fra. Den virksomme Dels Tovpolygon er $A'B'D'$, og kaldes det af dennes første og sidste Side afskaarne Stykke af Nullinien for z , haves:

$$S_0 = H \cdot z \quad I_0 = 2 \cdot H \cdot \text{Fladen } A'B'DEA'$$

der indsat i (396) giver: $\frac{1}{2} \cdot e_0 \cdot z = \text{Fladen } A'B'DEA'$.

Desuden haves: $\frac{1}{2} \cdot e_0 \cdot z = \Delta DEG$

og følgelig maa de to enkelt skraverede Arealer være ligestore.

Punktet D , og dermed den søgte Nullinie, kan altsaa findes ved fra Skæringspunktet G for den første Polygonside og N -Linien at trække Linien GD saaledes, at den nævnte Betingelse er opfyldt.

Betonspændingerne kan derefter findes af (394):

$$\sigma = \frac{N \cdot y}{\sum dF \cdot y} = \frac{N \cdot y}{S_0} = \frac{N \cdot y}{H \cdot z} \quad (397)$$

Virker N meget ekscentrisk, bliver Trekant DEG saa smal og z saa lille, at (397) ikke giver paalidelige Værdier. Man kan da bruge (395):

$$\sigma = \frac{N \cdot e_0 \cdot y}{\sum dF \cdot y^2} = \frac{N \cdot e_0 \cdot y}{I_0} = \frac{N \cdot e_0 \cdot y}{2 \cdot H \cdot \text{Fladen } A'B'DEA'}$$

Har man Brug for I_0 kan denne Størrelse findes af (396):

$$I_0 = S_0 \cdot e_0 = H \cdot e_0 \cdot z. \quad (398)$$

Er N en Trækkræft, der bøjer i samme Retning som hidtil forudsat, vil dens Angrebspunkt ligge under Nullinien, men løvrigt er Konstruktionen ganske den samme, kun kommer de skraverede Arealer til at ligge noget anderledes for hinanden.

610. Inertimoment og statisk Moment om Tyngdepunktslinien. Ved Beregning af Forskydningsspændingerne i Tværnsnittet ved Hjælp af Formel (271) i § 503 skal S og I bestemmes m. H. t. det nyttige Tværnsnits Tyngdepunktslinie. Denne kan findes ved at trække en Tangent til Tovpolygonen i D ; dens Skæringspunkt d med GE ligger da paa den søgte vandrette Tyngdepunktslinie.

Det nyttige Tværnsnits Inertimoment m. H. t. denne Linie er:

$$\begin{aligned} I &= 2 \cdot H \cdot \text{Fladen } A'B'Dda' = 2 \cdot H \cdot \Delta GDD = 2 \cdot H \cdot (\Delta GDE - \Delta DEd) \\ &= 2H \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot e_0 \cdot z - \frac{1}{2} \cdot (e_0 - e) \cdot z \right) = H \cdot e \cdot z. \end{aligned}$$

Det statiske Moment S af det over en vilkaarlig vandret Linie $a-a$ liggende Tværnsnitsareal m. H. t. Tyngdepunktslinien findes ved at forlænge $a-a$ til Skæring med Tovpolygonen. Tangenterne til denne i Skæringspunkterne vil da af Tyngdepunktslinien afskære Strækningen $g-g$, og man har:

$$S = H \cdot \overline{gg} \quad \tau = \frac{Q}{b} \cdot \frac{S}{I} = \frac{Q}{b} \cdot \frac{\overline{gg}}{e \cdot z}$$

b. Dimensionering naar Randspændingerne har modsat

Fortegn.

α. Vilkaarligt Tværnsnit.

Oversigt.

611. Ved Dimensionering er Opgaven at bestemme F_b , f og f^c saaledes, at de tilladelige Spændinger s_b^{bc} og s_j ikke overskrides, og da man kun har to Bestemmelsesligninger, maa man paa Forhaand vælge saa mange af de ubekendte, at der kun bliver 2 tilovers. Er Tværnsnittet rektangulært uden Trykarmring, er der 3 bestemmende Størrelser h , b og f , og man vælger da gerne h eller b . Oftest er b givet forud, f. Eks. ved Hvelvinger, og man regner sig da til h og f .

Er N en Trykkræft, og er dens Ekscentricitet ringe, vil hele Tværnsnittet være trykket. Betingelsen for, at Jærnet er strakt og ikke trykket, er:

$$e_j > k_j$$

hvor k_j bestemmes af (350) i § 589.

For et rektangulært Tværnsnit uden Trykarmring er $k_j = \frac{2}{3}h$, og virker N i denne Afstand fra Jærnet, bliver Forholdene som i Fig. 676 uafhængigt af Jærnarealets Størrelse. Hvis man derfor vælger $h = \frac{3}{2}e_j$ faas:

$$\sigma_j = 0 \quad \sigma_b = \frac{N}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h}$$

Indsættes heri $\sigma_b = s_b^{bc}$, findes

$$b = \frac{2N}{h \cdot s_b^{bc}} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{e_j \cdot s_b^{bc}}$$

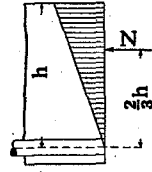


Fig. 676.

Hvis denne Bredde er brugbar, har man fundet et Tværnsnit med $\sigma_b = s_b^{bc}$ og $f = 0$, og er denne Bredde tilfældigvis givet, er det fundne Tværnsnit det eneste, der giver $\sigma_b = s_b^{bc}$, naar der ses bort fra Brugen af Trykjærn. Dette Eksempel viser, at der, naar $e_j : h$ er lille, kun kan optræde en lille Jærnspænding i Forbindelse med s_b^{bc} , først naar $e_j : h$ overstiger en vis Værdi, kan bægge Materialer udnyttes fuldt ud.

Naar Nullinien ligger i Jærnet (Fig. 676), faar Jærnarealets Størrelse ingen Indflydelse paa Spændingstilstanden, og ligger den kun lidet højere, er Indflydelsen ringe. I saadanne Tilfælde vil det til s_b^{bc} og et givet h svarende Jærnareal kunne formindskes i væsentlig Grad, uden at σ_b stiger i væsentlig Grad; da σ_j er lille, vil Formindskelsen af f nemlig kun medføre en ringe Flytning af Nullinien.

612. Trykarmring. Det vil i det følgende Afsnit blive vist, hvorledes man uden Brug af Trykarmring kan bestemme et Tværnsnit med de tilladelige Spændinger eller, hvis dette er ugørligt, et Tværnsnit med $\sigma_b = s_b^{bc}$ og Minimum af Trækjærn. De Højder, man finder ved disse Fremgangsmaader, vil yderligere kunne bringes ned ved en Trykarmring. Betontværsnittet er da gerne givet, saaledes at Opgaven bliver, at faa $f + f^c$ saa lille som mulig. Ved ren Bøjning vil, naar de tilladelige Spændinger har de gængse Værdier, $f + f^c$ blive Minimum, naar f udnyttes fuldt ud, men ved ekscentrisk Tryk vil det ofte være økonomisk at regne med en mindre Jærntrækspænding end den tilladte og derved flytte Nullinien i Retning af Træksiden, idet man derved kan formindskes f^c mere end f forøges. Denne Opgave er løst i § 625 for rektangulære Tværnsnit.

Selv om en Trykarmring kan undværes, uden at σ_b bliver for stor, indlægges den ofte, enten for at dække over uforudsete Muligheder eller af de under centralt belastede Søjler nævnte Grunde (§ 167). Se desangaaende § 588.

Dimensionering i Almindelighed.

613. Uden Hensyn til Tværnsnittets Form og Armeringsmaade har man, naar Trykspændingssummen kaldes C (Fig. 677):

$$C = N + f \cdot \sigma_j, \quad N \cdot e_j = C \cdot m.$$

Den paagældende Spændingstilstand er eentydig bestemt ved Randspændingerne σ_b og σ_j og maa derfor ved et passende Valg af φ (φ : ved at ændre f i et passende Værdi f_i) kunne frem-

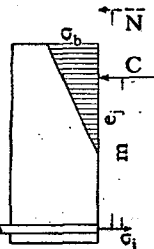


Fig. 677.

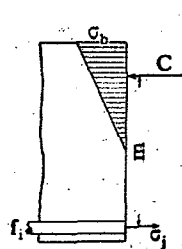


Fig. 678.

bringes af et tænkt bøjende Moment M_i uden Normalkraft. I dette Tilfælde (Fig. 678) faas:

$$C = f_i \cdot \sigma_j \quad \text{og} \quad M_i = C \cdot m$$

der kombinerede med de to første Ligninger giver:

$$M_i = N \cdot e_j \tag{399}$$

$$\text{og:} \quad f_i \cdot \sigma_j = N + f \cdot \sigma_j \quad \text{eller:} \quad f_i = \frac{N}{\sigma_j} + f. \tag{400}$$

Naar det sande Jærnareal f ombyttes med det tænkte Jærnareal f_i , faas altsaa et Tværnsnit, der under Paavirkning af Moment M_i uden Normalkraft faar samme Spændinger, som det sande Tværnsnit faar under Paavirkning af den ekscentriske Normalkraft.

Naar man derfor dimensionerer Tværnsnittet for det rene Moment M_i og paa Grundlag af Spændingerne σ_b og σ_j og derefter ændrer det fundne Jærnareal fra f_i til:

$$f = f_i - \frac{N}{\sigma_j} \tag{400a}$$

vil det saaledes bestemte Tværnsnit under Paavirkning af den ekscentriske Normalkraft faa Spændingerne σ_b og σ_j og altsaa være det søgte Tværnsnit. Er N en Trækraft, maa den, for at give det i Figurerne forudsatte positive Moment, angribe under Jærnet; ogsaa i dette Tilfælde gælder Formlerne, naar blot N og e_j indføres med negativt Fortegn.

Hvis Normalkraftens Afstand e_j fra Trækjærnet er givet (Fig. 682), kender man paa Forhaand det bestemmende Moment.

Hvis Normalkraftens Afstand e fra Tværnsnittets Midte er givet, vil e_j og dermed M_i variere med h . Skal h bestemmes, maa man da dimensionere for et skønnet e_j , hvorved man finder en Højde, der medfører et nyt e_j , med hvilket Dimensioneringen gentages o. s. v. I dette Tilfælde kan man med Fordel beregne h under Forudsætning af, at Tværnsnittet er uarmeret og i Stand til at optage Træk (§ 585) og derefter vælge et noget større h til Brug ved den første korrekte Dimensionering.

Foreligger Momentet udregnet m. H. t. Tværnsnittets Midtlinie eller Tyngdepunktslinie, og er dets Størrelse $M = N \cdot e$ (Fig. 679-80), vil e og e_j og dermed M og M_i altid have samme Fortegn, saafremt σ_b og σ_j har modsat Fortegn, og kun i dette Tilfælde kan Metoden bruges. Er N en Trykkræft (Fig. 679), er $M_i : M > 1$, er N en Trækkræft (Fig. 680), er $M_i : M < 1$. M_i kan beregnes af M ved Formlen:

$$M_i = N \cdot e_j = N \cdot (e + y) = M + N \cdot y, \tag{401}$$

der gælder for baade Tryk og Træk, naar i sidste Tilfælde N , e og e_j (men ikke y) regnes negative.

Er Tværnsnittet paavirket af en Kraft P , der danner en skæv Vinkel med det, maa den opløses i Normalkraften N og den forskydende Kraft Q (Fig. 681), hvorefter man har $M_i = N \cdot e_j$.

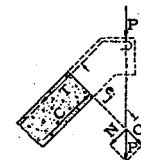


Fig. 681.

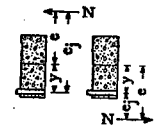


Fig. 679.

Fig. 680.

¹⁾ Dette blev først paavist af Wneckowsky (B. u. E. 1911, S. 202), senere mere almenlydligt af P. M. Frandsen (Ing. 1913, S. 297). Beviset ovenfor er dog originalt. At Metoden ogsaa kan bruges til Spændingsbestemmelse er vist af Finn Wedell-Wedellsborg 1 Ing. 1923, S. 215.

614. Eksempel. En Pille er paavirket som vist i Fig. 682 med $N=20\,000\text{ kg}$ og $L=0,5\text{ m}$. Bestem Dimensionerne uden Hensyn til mulig Udbøjningsfare. $s_b^{bc}=40$, $s_j=1000$. Vi skønner $e_j=0,43\text{ m}$, altsaa $M_l=20\,000 \cdot 0,48=9600\text{ kgm}$.

Hvis Bredden er lig $0,5\text{ m}$, faas

$$M_{100} = 9600 : 0,5 = 19\,200\text{ kgm} \quad h = 0,39 \cdot \sqrt{19\,200} = 54\text{ cm}$$

$$f_l = 0,292 \cdot \sqrt{19\,200} \cdot 0,5 = 20,2\text{ cm}^2 \quad f = 20,2 - 20\,000 : 1000 = 0,2\text{ cm}^2.$$

Hadde N været en Trækraft, virkende $0,48\text{ m}$ tilvenstre for Jærnet i Fig. 682, var Beregningen bleven den samme, kun havde man fundet $f=20,2+20,0=40,2\text{ cm}^2$. Er Bredden kun $0,25\text{ m}$, faas:

$$M_{100} = 9600 : 0,25 = 38\,400\text{ kgm} \quad h = 0,39 \cdot \sqrt{38\,400} = 76,4\text{ cm}$$

$$f_l = 0,292 \cdot \sqrt{38\,400} \cdot 0,25 = 14,3\text{ cm}^2 \quad f = 14,3 - 20\,000 : 1000 = -5,7\text{ cm}^2.$$

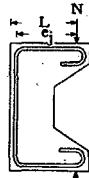


Fig. 682.

At Jærnarealet bliver negativt viser, at Jærnspeendingen med den valgte Pillebredde ikke kan komme op paa 1000 at . Paa Grund af den ringe Breddes kræves nemlig en saa stor Højde, at e_j kun er ca. $2/3$ af h . I dette Tilfælde bliver den billigste Løsning $f=0$, hvorom nærmere i det følgende.

Betingelsen for at s_b^{bc} og s_j kan naas samtidig¹⁾.

615. Hvis Dimensionering efter § 613 med de tilladelige Spændinger fører til en negativ Værdi af f , er det fordi s_b^{bc} og s_j ikke kan naas samtidig. Vi indfører Betegnelsen m_s for den Værdi af m , der svarer til de tilladte Spændinger (Fig. 683). Hvis en Dimensionering paa Grundlag af de tilladte Spændinger giver $f=0$, er Forholdene som vist. N angriber i Trykcentret og holdes direkte i Ligevægt af C , saa der intet Trækjærn behøves, men Betonens Forlængelse paa Jærnets Plads har den Størrelse, der svarer til s_j . Giver Dimensioneringen $f < 0$, er Tilstanden den i Fig. 684 viste: Hvis Spændingerne s_b^{bc} og s_j skal naas samtidig, maa man ikke blot have $f=0$, men der maa paa Jærnets Plads tilføjes en Trykkræft C' af Størrelse $f \cdot s_j$; Resultanten af C og C' vil da direkte ophæve N . Dette Tilfælde indtræder, naar $e_j < m_s$. Nullinien ligger da lavere end svarende til de tilladte Spændinger, og σ_j kan ikke naa op til den tilladte Værdi. Dette gælder uden Hensyn til Tværsnittets Form; naar N fra det uendeligt fjerne rykker ind mod Tværsnittet, kan s_b^{bc} og s_j optræde samtidig, indtil e_j har naaet Værdien m_s .

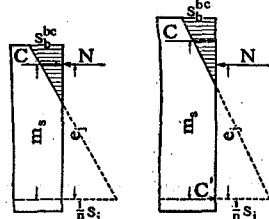


Fig. 683.

Fig. 684.

For et rektangulært Tværsnit uden Trykærn giver (127) i § 277 og (116):

$$m_s = \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta\right) \cdot h = h \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{n}{\gamma_s + n}\right) \quad (402)$$

hvor $\gamma_s = s_j : s_b^{bc}$; indføres den nødvendige Højde, faas:

$$m_s = c_1 \cdot \sqrt{\frac{N \cdot e_j}{b}} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{n}{\gamma_s + n}\right).$$

Skal man have $e_j \geq m_s$, kræves altsaa:

$$e_j \geq c_1 \cdot \sqrt{\frac{N \cdot e_j}{b}} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{n}{\gamma_s + n}\right)$$

og udtrykkes c_1 ved (137a) i § 278, bliver Betingelsen:

$$\frac{N}{e_j \cdot b} \geq \frac{1,5 \cdot s_b^{bc}}{2 + 3 \cdot \frac{\gamma_s}{n}} \quad (403)$$

¹⁾ Ing. 1928, S. 483.

Med $n=15$, $s_b^{bc}=50$, $\gamma_s=24$ findes:

$$\frac{N}{e_j \cdot b} \geq 11,3. \quad (403a)$$

For et T-formet Tværsnit med tynd Plade er

$$m_s = h - \frac{c}{2} + \frac{c^2}{6 \left(\frac{2nh}{\gamma_s + n} - c\right)} \quad (404)$$

naar der ses bort fra Kroppen, og naar c er Pladetykkelsen.

Ved vilkaarligt formede Tværsnit med eller uden Trykærmering kan man optegne Tværsnittet med et vilkaarligt h og indtegne den til s_b^{bc} og s_j svarende Spændingslinie og derefter beregne eller skønne m_s som Funktion af h .

Dimensionering, naar s_j ikke kan naas.

616. Naar Dimensioneringen for det ideelle Moment fører til $f < 0$, og man gentager den med lavere Værdier af σ_j , findes h lavere, medens de negative Værdier af f formindskes og gennem Værdien Nul gaar over til positive Værdier. Tværsnittet med $f=0$ (Fig. 686) er af alle brugbare Tværsnit med $\sigma_b = s_b^{bc}$ det, der har højest Jærnspeending, og der er Grund til at tro, at det er det billigste. Bruges en større Højde (Fig. 685), bliver $\sigma_b < s_b^{bc}$, og Tværsnittet bliver selvsagt dyrere; bruges en mindre Højde (Fig. 687), kræves $f > 0$, og sandsynligvis bliver

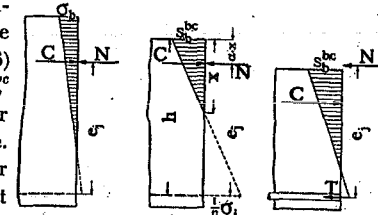


Fig. 685.

Fig. 686.

Fig. 687.

Udgiften til Jærn større end Besparelsen ved den mindre Højde.

Er Tværsnittet rektangulært uden Trykærn, lader Tværsnittet med $f=0$ og $\sigma_b = s_b^{bc}$ sig let bestemme (Fig. 686). Da C og N direkte holder hinanden i Ligevægt haves:

$$C = \frac{1}{2} \cdot s_b^{bc} \cdot x \cdot b = N \quad \text{hvoraf:} \quad x = \frac{2 \cdot N}{b \cdot s_b^{bc}}$$

$$\text{og da } \alpha = \frac{1}{3}: \quad h = e_j + \frac{x}{3} = e_j + \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{b \cdot s_b^{bc}} \quad (405)$$

Af (405) kan h bestemmes, naar b er givet eller omvendt.

Har Tværsnittet en vilkaarlig Form med eller uden Trykærmering, bliver Fremgangsmaaden principielt den samme, idet N skal angribe i Trykcentret, kun bliver dettes Afstand fra Tryksiden ikke $1/3 \cdot x$, men $\alpha \cdot x$, hvor α under alle Omstændigheder kan findes ved Forsøg, idet man skønner α og beregner det tilsvarende C , og ændrer paa x indtil $C=N$; dermed er ogsaa C 's Angrebspunkt bestemt, og den søgte Højde bliver:

$$h = e_j + \alpha x. \quad (406)$$

Denne Dimensioneringsmaade med $f=0$ er anvendelig i alle Tilfælde uden Hensyn til Størrelsen af e_j , men kun hvis det fundne Tværsnit har $m_s \geq e_j$ (Fig. 689-91) bør det

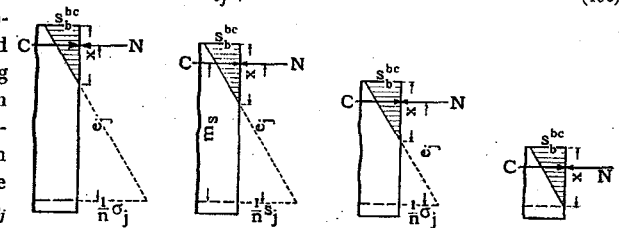


Fig. 688.

Fig. 689.

Fig. 690.

Fig. 691.

bruges. Har det fundne Tværnsnit $m_s < e_j$ (Fig. 688), bliver Betonens Forlængelse paa Jærnets Plads større end svarende til s_j , og dette er uheldigt, selv om $f=0$, da det kan medføre grove Revner i Træksiden; det er en naturlig Fordring, at Betonens Forlængelse paa Jærnets Plads ikke overstiger den til s_j svarende ligesom i andre Jærnbetontværsnit. Dertil kommer, at man i et saadant Tværnsnit næsten altid vil indlægge noget Jærn, selv om Beregningen fører til $f=0$, og dette Jærn bør da ikke overanstreges. Man bør altsaa kun anvende Fremgangsmaaden, naar den almindelige Metode giver $f < 0$, eller naar man paa anden Maade har sikret sig $e_j \geq m_s$.

Eksempel. Find den til $f=0$ svarende Højde af et rektangulært Tværnsnit med $b=50$ cm, naar $N=100\ 000$ kg, $e_j=100$ cm, $s_b^{bc}=50$, $s_j=1200$.

Da $\frac{N}{e_j \cdot b} = 20$, kan man i Henhold til (403a) bruge den beskrevne Dimensioneringsmaade, og (405) giver da: $h=100+26,6=126,6$ cm. Havde man derimod haft $b=100$ cm, altsaa $\frac{N}{e_j \cdot b} = 10$, viser (403a), at man skal dimensionere for det ideelle Moment.

Naar man har bestemt et Tværnsnit med $f=0$ (Fig. 689-90) og alligevel indlægger Jærn, vil Betonspændingen blive mindre end s_b^{bc} , og der er da Grund til at drage direkte Nytte af Jærnet ved at formindske h . Hvis man kender den til $f=0$ svarende Jærnsplænging, som vi vil kalde maks σ_j , da det er den største Jærnsplænging, som under de paagældende Forhold kan optræde sammen med s_b^{bc} , kan man gaa frem paa den Maade, at man dimensionerer for det ideelle Moment med en Jærnsplænging, der er noget lavere end maks σ_j .

Værdien af maks σ_j kan findes af Ligevægtsbetingelserne, og har Tværnsnittet en simpel Form, kan den direkte udregnes. Dimensionering med denne Værdi og $\sigma_b = s_b^{bc}$, fører til et Tværnsnit med $f=0$, og ved at dimensionere med en noget lavere Jærnsplænging finder man et mindre h og $f > 0$.

For et rektangulært Tværnsnit uden Trykarmring findes f. Eks. (Fig. 690):

$$N = C = \frac{1}{2} \cdot s_b^{bc} \cdot x \cdot b \quad \text{og} \quad \frac{\text{maks } \sigma_j \cdot n}{s_b^{bc}} = \frac{e_j - \frac{3}{8}x}{x}$$

hvoraf ved Elimination af x :

$$\text{maks } \sigma_j = \frac{2}{3} \cdot n \cdot s_b^{bc} \cdot \left(\frac{e_j \cdot b \cdot s_b^{bc}}{N} - 1 \right) \quad (407)$$

Jærnnulpunkter.

617. Ved Ordningen af Jærnet i Rammer o. lign. med ekscentrisk Normal-kraft kan det være bekvemt at optegne en »Jærnkurve«, der viser det nødvendige Trækjærnsareal i de forskellige Snit, idet man af denne Kurve let bestemmer de Punkter, i hvilke Jærnene kan stoppe, ganske som ved Bjælker. Naar denne Kurves Nulpunkter skal fastlægges, faar man Brug for det ovenfor udviklede, som det vil fremgaa af følgende Eksempel.

Rektangulært Tværnsnit uden Trykjærn. Fig. 692 fremstiller en i bøjge Ender indspændt Bjælke med rektangulært Tværnsnit, der er paavirket til Tryk af den vandrette Centralkraft N og til Bøjning af den lodrette Kraft N , der giver den viste skraverede Momentflade, hvis Momenter er bestemte i Forhold til Bjælkens Midtlinie; Maksimumsmomenterne er $\pm \frac{1}{4} \cdot N \cdot l$. Ses der bort fra de Til lægsmomenter, som Normalkraften fremkalder

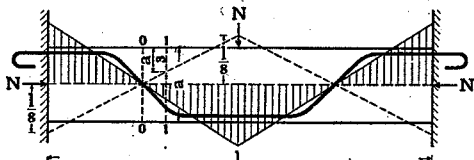


Fig. 692.

i Bjælkens midterste Del, naar denne bøjer sig ned, faar et vilkaarligt lodret Snit samme Normalspændinger, som hvis den lodrette Kraft mangede, og den vandrette virkede med en Ekscentricitet, der i Indspændingstværsnittet er $e = M : N = -\frac{1}{8} \cdot N \cdot l : N = -\frac{1}{8}l$ og løvrigt varierer efter den punkterede rette Linie; dennes Skæring med et vilkaarligt, lodret Snit angiver altsaa N 's Angrebepunkt.

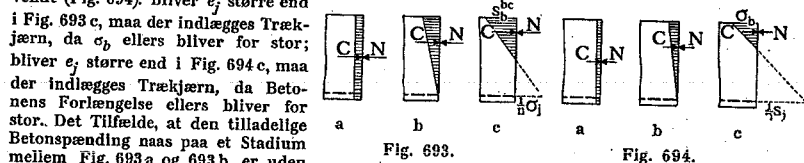
Er Bjælken uarmeret, bliver Snit 0-0 centralt paavirket, i Snit 1-1 virker N i Tredjedels-punktet, saa mindste Kantspænding bliver Nul, i de paafølgende Snit er der Trækspændinger. Bjælken kan følgelig undvære Trækarmring i Omegnen af de to Momentnulpunkter, og Opgaven er at finde de 4 Jærnnulpunkters Belliggenhed, altsaa de Tværsnit, i hvilke e_j er saa stor, som Tværsnittet kan taale uden at behøve Trækjærn.

Hvis man i (405) ombytter s_b^{bc} med σ_b , faas:

$$e_j = h - \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{b \cdot \sigma_b} \quad (408)$$

I de Tværsnit, hvor e_j og σ_b tilfredsstiller denne Betingelse, vil der være Ligevægt med $f=0$.

Naar N bevæger sig bort fra den centrale Stilling, vokser baade σ_b og e_j (o: Forlængelsen paa Jærnets Plads), og muligvis naas s_b^{bc} tidligere end e_j (Fig. 693), muligvis er Forholdet omvendt (Fig. 694). Bliver e_j større end i Fig. 693 c, maa der indlægges Trækjærn, da σ_b ellers bliver for stor; bliver e_j større end i Fig. 694 c, maa der indlægges Trækjærn, da Betonens Forlængelse ellers bliver for stor. Det Tilfælde, at den tilladelige Betonspænding naas paa et Stadium mellem Fig. 693 a og 693 b, er uden Interesse, thi i saa Fald kræves der overhovedet ikke Trækjærn, og der er da ingen Jærnkurve, hvis Nulpunkt skal bestemmes.



Hvorvidt Jærnnulpunktet bestemmes af Fig. 693 c eller af Fig. 694 c afhænger af, om Grænseværdien for e_j er mindre eller større end m_s .

Er Fig. 693 c bestemmende, findes Grænseværdien af (408) ved at indføre $\sigma_b = s_b^{bc}$:

$$e_j^* = h - \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{b \cdot s_b^{bc}} \quad (408a)$$

Er Fig. 694 c bestemmende, skal i (408) indføres den Værdi af σ_b , der optræder sammen med s_j , altsaa:

$$\sigma_b = \frac{s_j}{n} \cdot \frac{x}{h-x}$$

hvor $x = 3 \cdot (h - e_j)$. (408) faar derved Formen:

$$e_j = h - \frac{\alpha}{3} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\alpha}} \right) \quad \alpha = \frac{N \cdot n}{b \cdot s_j} \quad (408b)$$

Betingelsen for at (408a) og ikke (408b) giver den mindste Værdi af e_j , bliver:

$$\frac{h \cdot b \cdot s_b^{bc}}{1 + \gamma_s \cdot n} < 2N. \quad (409)$$

Med $n=15$, $s_b^{bc}=50$, $\gamma_s=24$ findes: $h \cdot b < 0,104 \cdot N$.

Ved Formlernes Brug kan man gaa frem paa een af tre Maader:

- (1) Udregn e_j af (408a) og (408b) og brug den mindste af de to Værdier.
- (2) Anvend (409) og derefter (408a) eller (408b).
- (3) Udregn e_j af (408a) og desuden udregn m_s . Findes $e_j < m_s$, er Opgaven løst, i modsat Fald skal e_j bestemmes af (408b).

Som Eksempel paa Brug af Fremgangsmaade (3) antages: $h=65,8$ cm, $b=50$ cm, $s_b^{bc}=50$ at, $s_j=1200$ at, $n=15$, altsaa (se Tabel I i § 278): $m_s=65,8 \cdot 0,872=57,4$ cm; er $N=40\ 000$ kg, giver (408a):

$$e_j = 65,8 - \frac{2}{3} \cdot \frac{40\ 000}{50 \cdot 50} = 55,1 \text{ cm,}$$

og da denne Værdi er mindre end m_s , bestemmer den Jærnnulpunktet.

Havde N været $10\ 000$ kg, vilde man af (408a) have fundet $e_j > m_s$, hvorefter (408b) giver:

$$e_j = 65,8 - 5,3 = 60,5 \text{ cm.}$$

Gaar man fra Nulpunktsnittet til et Snit med mindre e_j , vil, naar N er konstant, baade σ_b og det tænkte σ_j aftage, og for $e_j = \frac{1}{4}h$ findes $\sigma_j = 0$.

Hvis man paa den Strækning af Bjælken, hvor det nødvendige Jærnsareal er Nul, alligevel

indlægger Jærn, vil baade σ_j og σ_j blive mindre end for $f=0$, undtagen i det nys nævnte Snit, hvor man for alle Værdier af f har $\sigma_j=0$.

T-formet Tværnsnit med trykket Plade. Ligger Nullinien i Pladen gælder ovenstaaende Formler uforandrede.

Ligger Nullinien i Kroppen, bliver Formlerne meget sammensatte, naar man tager Hensyn til Kroppens Trykspændinger. Det er imidlertid paa den sikre Side at se bort fra disse, og Beregningen kan da gennemføres som ovenfor, hvorved man finder de til (408a) og (408b) svarende Ligninger:

$$e_j = h - \frac{3}{8} \cdot c + \frac{1}{4} \cdot b \cdot c^2 \cdot \frac{s_b^{bc}}{N} \quad (409a)$$

$$e_j = h - \frac{c}{2} + \frac{c^2}{6 \cdot (2h - c)} \cdot \left(1 + \frac{b \cdot c \cdot s_j}{n \cdot N}\right) \quad (409b)$$

medens m_j er givet ved (404).

Er b lille i Forhold til Kropbredden b_0 , kan man komme de sande Forhold nærmere ved at se bort fra Pladeflgene, altsaa bruge Formlerne (408a) og (408b) med $b=b_0$, hvilket ligeledes er paa den sikre Side.

β. Rektangulært Tværnsnit uden Trykarmring.

618. Dimensioneringsmaader. Ved Dimensionering af rektangulære Tværnsnit kan man enten gaa frem efter § 613 eller gøre Brug af det tænkte Tværnsnits Modstandsmoment.

Modstandsmomentet for det tænkte Tværnsnit i Fig. 678 kan skrives:

$$W_i = \mu \cdot b \cdot h^2 \quad (410)$$

hvor μ er en kendt Størrelse, der findes i Tabellen § 280 ud for den givne Værdi af γ . Skal det ideelle Moment give Spændingen s_b^{bc} , kræves:

$$W_i = \frac{M_i}{s_b^{bc}} = \frac{N \cdot e_j}{s_b^{bc}}$$

dér indført i (410) giver:

$$b \cdot h^2 = \frac{N \cdot e_j}{\mu \cdot s_b^{bc}} \quad (411)$$

hvoraf enten b eller h kan udregnes. Er φ_i det tænkte Tværnsnits Jærnprocent, der findes i Tabellen ud for μ , havs sluttelig:

$$f_i = \frac{1}{100} \cdot \varphi_i \cdot b \cdot h \quad f = f_i - \frac{N}{\sigma_j} \quad (412)$$

Eksempler er vist i § 620-1.

619. Bredden er givet. Dette Tilfælde er behandlet i § 614. Findes $f < 0$ gaas frem efter § 616. Ønskes en mindre Højde, kan man dimensionere om med en mindre Jærnspænding eller indlægge Trykjærn (§ 622).

620. Højden er givet. Er i Eksemplet i § 614 Nyttehejden givet, f. Eks. $h=59$ cm, kan man bestemme den Bredde b , der giver Spændingerne 40 og 1000 af Ligningen:

$$h = c_1 \cdot \sqrt{M_i \cdot b} \quad \text{altsaa:} \quad 59 = 0,39 \cdot \sqrt{960\,000 \cdot b}$$

og derefter gaa frem som ovenfor. Findes Jærndlægget negativt, kan σ_j ikke naa 1000 at, og man beregner da b af (405). Til dette b svarer $f=0$; ønskes $f > 0$, kan man dimensionere om efter § 613 med en noget mindre Værdi af b .

Brug af Modstandsmomentet. For det i Fig. 695 viste Buetværnsnit er fundet¹⁾:

Midtpunktsmomentet $M=34\,415$ kgm, tilsv. Normalkraft $N=30\,000$ kg(Tryk).

Bestem Bredden, naar $n=15$, $s_b^{bc}=40$, $s_j=1000$. Først udregnes:

$$e = \frac{3\,441\,500 : 30\,000 = 114,5 \text{ cm}}{\gamma = 1000 : 40 = 25} \quad e_j = 114,5 + 55 = 169,5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,1641 \quad \varphi_i = 0,75.$$

Tværnsnittets nødvendige Bredde findes nu af (411):

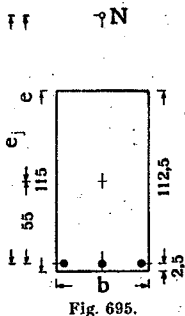


Fig. 695.

¹⁾ Eksemplet er taget fra Ing. 1913, S. 297 (P. M. Frandsen).

$$b = \frac{30\,000 \cdot 169,5}{0,1641 \cdot 40 \cdot 112,5^2} = 61,3 \text{ cm}$$

og Jærntværnsnittet af (412):

$$f = 0,0075 \cdot 61,3 \cdot 112,5 - \frac{30\,000}{1000} = 51,75 - 30,00 = 21,75 \text{ cm}^2.$$

Hvis man ønsker at sætte Bredden op til et rundt Tal, f. Eks. 62 eller mere, faas med tilstrækkelig Nøjagtighed samme Jærn.

Havde N været en Trækkraft, virkende i Afstanden $e=114,5$ cm under Midten, vilde man have fundet $e_j=114,5-55=59,5$ cm. Med denne Størrelse gennemføres Beregningen paa samme Maade som ovenfor, kun bliver de 30 cm² ikke at subtrahere men at addere til det fundne f_i .

621. Bredden og Højden er givet. Er Betontværnsnittet givet, bestemmes den nødvendige Højde svarende til Spændingerne s_j og s_b^{bc} af Formlen:

$$h = c_1 \sqrt{M_i \cdot b} \quad (413)$$

hvor $M_i \cdot b$ er af Dimensionen kg. Er denne Højde mindre end den givne, bestemmes den tilsvarende Værdi af f_i , hvorefter der proportioneres til den rette Værdi af f_i , og endelig bestemmes f af (412).

Er den fundne Højde større end den givne, maa man enten bruge en stærkere Beton eller trykket Jærn (§ 622) eller T-formet Tværnsnit (§ 633), eller man maa sænke Nullinien ved at forøge det strakte Jærnareal, altsaa formindske σ_j .

Hvorvidt den sidste Udvej er mulig afgøres ved Formel (413), idet man straks paa Regnestokken kan aflæse den nødvendige Værdi af c_1 og i Tabellen Side 198 kan se, om den eksisterer, og om den fører til et rimeligt Jærndlæg; i bekræftende Fald bruges den sammen med den tilsvarende Værdi af σ_j .

Brug af Modstandsmomentet. Hvis f. Eks. Tværnsnittet i Fig. 695 skal have Bredden 50 cm, findes af (411): $\mu=0,201$, og af Side 205: $\gamma=16,4$ og $\varphi_i=1,459$, altsaa: $\sigma_j=16,4 \cdot 40=656$ at. Endelig faas af (412):

$$f = \frac{1}{100} \cdot 1,459 \cdot 50 \cdot 112,5 - 30\,000 : 656 = 82,1 - 45,6 = 36,5 \text{ cm}^2.$$

γ. Rektangulært Tværnsnit med Trykarmring.

622. Dimensioneringsmaader. Vil man bringe Højden ned ved Hjulpe af trykket Jærn, er Fremgangsmaaden ganske som ved ren Bøjning (§ 384), idet man dimensionerer efter det ideelle Moment, og naar det ideelle Tværnsnit er fundet, har man blot at formindske det strakte Jærndlæg med $N : \sigma_j$.

Eksempler paa denne Fremgangsmaade er viste i § 623-4.

Brug af Modstandsmomentet frembyder heller intet nyt; Eksempler findes samme Sted.

Man kan ogsaa gaa frem efter § 385, idet man indfører det ideelle Moment og sluttelig ændrer f paa sædvanlig Maade.

Den Jærnmængde $f + f^c$, som man finder paa denne Maade, er dog ofte større end nødvendig; ved at forringe Forholdet $f^c : f$ kan man sænke Nullinien under Bibeholdelse af s_b^{bc} ; derved udnyttes f^c bedre og f daarligere, og er $f^c : f$ stor, kan man muligvis forringe f^c mere end man forøger f , saaledes at $f + f^c$ bliver mindre. Hvorledes man finder de mest økonomiske Værdier af f og f^c vil blive vist i § 625. Virker N indenfor Tværnsnittet, er det altid økonomisk at holde $\sigma_j < \sigma_j^c$ (§ 627).

623. Ekscentrisk Tryk. Skal i det i § 614 gennemregnede Eksempel Dimensionerne $h=50$ og $b=25$ overholdes, idet der bruges trykket Jærn, er Fremgangsmaaden følgende:

Med Spændingerne $\frac{40}{1000}$ ($\varphi = \frac{1}{4} \%$) kan Tværnsnittet uden trykket Armering optage (§ 384):

$$M_i^c = 6,56 b h^2 = 6,56 \cdot 25 \cdot 50^2 = 410\,000 \text{ kgcm}$$

$$\text{Tværnsnittet skal optage: } M_i = 960\,000 \text{ kgcm}$$

$$\text{Rest: } \Delta M_i = 550\,000 \text{ kgcm}$$

der skal optages af trykket Jærn med Spænding:

$$\sigma_j^c = 600 \left(1 - \frac{h^c}{0,375 h}\right) = 600 \left(1 - \frac{2}{0,375 \cdot 50}\right) = 536 \text{ at.}$$

Det trykkede Jærns Areal bliver:

$$f^c = \frac{\Delta M_i}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)} = \frac{550\,000}{536 \cdot 48} = 21,4 \text{ cm}^2.$$

Det strakte Jærns Areal bliver:

$$f_i = r_{\delta\delta} \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot 50 + \sigma_j^c \cdot f^c = 1000 = 9,38 + 11,46 = 20,8 \text{ cm}^2.$$

Dermed er det ideelle Tværnsnit bestemt; det sande Tværnsnit faas ved at ombytte f_i med:

$$f = f_i - N : \sigma_j = 20,8 - 20\,000 : 1000 = 0,8 \text{ cm}^2.$$

Brug af Modstandsmomentet. Dettets nødvendige Værdi er $W_i = M_i : s_b^{bc}$, medens Tværnsnittet uden Trykarmering har $W_i = \mu \cdot bh^2$. Differensen

$$\Delta W_i = M_i : s_b^{bc} - \mu \cdot bh^2$$

skal altsaa skaffes tilveje ved Hjælp af f^c og Δf_i . For disse Størrelser haves følgende Udtryk (§ 385):

$$f^c = \frac{\Delta W_i}{n(h - h^c)} \cdot \frac{x}{x - h^c} \quad \Delta f_i + f_i = \frac{\Delta W_i}{\gamma(h - h^c)} + \frac{\varphi_i}{100} bh \quad f = \frac{\Delta W_i}{\gamma(h - h^c)} + \frac{\varphi_i}{100} bh - \frac{N}{s_j}$$

Skal Tværnsnittet i Fig. 695 med $N = 30\,000 \text{ kg}$ have Højden 100 og Bredden 50 (Fig. 696), kan Jærndindlægget bestemmes som følger:

$$e = 114,5 \text{ cm} \quad e_j = 114,5 + 47,5 = 162 \text{ cm}$$

$$\text{nødv. } W_i = \frac{162 \cdot 30\,000}{40} = 121\,500 \text{ cm}^3 \quad \gamma = \frac{1000}{40} = 25.$$

Til denne Værdi af γ giver Tabellen S. 205:

$$\mu = 0,1641 \quad \varphi_i = 0,75 \quad \beta = 0,375.$$

Det ideelle Tværnsnits Modstandsmoment uden trykket Jærn bliver da:

$$W_i = 0,1641 \cdot 50 \cdot 97,5^2 = 78\,000 \text{ cm}^3.$$

Differensen: $121\,500 - 78\,000 = 43\,500 = \Delta W_i$

skal tilvejebringes ved Armering. Man finder:

$$f^c = \frac{43\,500 \cdot 36,6}{15 \cdot 95 \cdot 34,1} = 32,6 \text{ cm}^2, \quad f = \frac{43\,500}{25 \cdot 95} + \frac{0,75}{100} \cdot 50 \cdot 97,5 - \frac{30\,000}{1000} = 24,8 \text{ cm}^2$$

$$f^c + f = 32,6 + 24,8 = 57,4 \text{ cm}^2.$$

624. Ekscentrisk Træk. Tværnsnittet i Fig. 697 er paavirket af:

$$\text{Midtpunktsmoment: } M = 20\,000 \text{ kgm} \quad \text{Normalkraft: } N = -10\,000 \text{ kg}.$$

Bestem Armeringen, naar $n = 15$, $s_b^{bc} = 40$, $s_j = 1000$. Først udregnes:

$$e = 20\,000 : 10\,000 = 200 \text{ cm} \quad e_j = 200 - 32,5 = 167,5 \text{ cm}.$$

Uden trykket Armering kan Tværnsnittet optage:

$$M_i = 6,56 \cdot 30 \cdot 67,5^2 = 896\,000 \text{ kgcm}$$

$$\text{Tværnsnittet skal optage: } M_i = 1675\,000$$

$$\text{Rest: } \Delta M_i = 779\,000 \text{ kgcm}$$

der skal optages af trykket Jærn med Spænding:

$$\sigma_j^c = 600 \left(1 - \frac{2,5}{0,375 \cdot 67,5} \right) = 541 \text{ at.}$$

Det trykkede Jærns Areal bliver:

$$f^c = \frac{\Delta M_i}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)} = \frac{779\,000}{541 \cdot (67,5 - 2,5)} = 22,1 \text{ cm}^2.$$

Det strakte Jærns Areal bliver:

$$f_i = r_{\delta\delta} \cdot 0,75 \cdot 30 \cdot 67,5 + 541 \cdot 22,1 : 1000 = 15,2 + 12,0 = 27,2 \text{ cm}^2.$$

Dermed er det ideelle Tværnsnit bestemt; det sande Tværnsnit faas ved at ombytte f_i med:

$$f = f_i + N : \sigma_j = 27,2 + 10\,000 : 1000 = 37,2 \text{ cm}^2.$$

Brug af Modstandsmomentet. Gennemregnes ovenstaaende Eksempel under Brug af Modstandsmomentet stiller Beregningen sig som følger:

$$\text{nødv. } W_i = 167,5 \cdot 10\,000 : 40 = 41\,800 \text{ cm}^3 \quad \gamma = 1000 : 40 = 25.$$

Til denne Værdi af γ giver Tabellen:

$$\mu = 0,1641 \quad \varphi_i = 0,75 \quad \beta = 0,375.$$

Det ideelle Tværnsnits Modstandsmoment uden trykket Jærn bliver da:

$$W_i = 0,1641 \cdot 30 \cdot 67,5^2 = 22\,400.$$

Differensen: $41\,800 - 22\,400 = 19\,400 = \Delta W_i$ skal tilvejebringes ved Armering. Man finder:

$$f^c = \frac{19\,400 \cdot 25,3}{15 \cdot 65 \cdot 22,8} = 22,1 \text{ cm}^2 \quad f = \frac{19\,400}{25 \cdot 65} + \frac{0,75}{100} \cdot 30 \cdot 67,5 + \frac{10\,000}{1000} = 37,2 \text{ cm}^2.$$

8. Rektangulært Tværnsnit med økonomisk Trykarmering.

Ekscentrisk Tryk.

625. Oversigt. Naar et rektangulært Jærnbetontværnsnit med givne Betondimensioner skal dimensioneres for et ekscentrisk Normaltryk, der kræver Trykarmering, og Nulllinien falder indenfor det nyttige Tværnsnit, faar man det billigste Tværnsnit ved at bestemme Arealet af det strakte Jærn f og af det trykkede Jærn f^c saaledes, at $f + f^c$ bliver Minimum.

Denne Opgave er løst i § 626¹⁾ ved at udtrykke f og f^c ved $\beta (= x : h)$ og sætte $d(f + f^c) : d\beta = 0$; og denne Ligning findes den Værdi af β , der gør $f + f^c$ til Minimum, og kaldes den tilsvarende Værdi af γ for γ_0 , bliver den mest økonomiske Jærntrækspænding $\sigma_j = \gamma_0 \cdot s_b^{bc}$, der altsaa skal anvendes i Stedet for s_j , saafremt den er mindre end denne.

Resultaterne er fremstillede i efterfølgende Diagrammer, der gælder for $n = 15$. I Fig. 699 er der indtegnet Kurver for $h^c : h = 0,01, 0,02$ o. s. v. indtil 0,15. De Kurvepunkter, der svarer til hele Værdier af γ_0 , er mærkede med den paagældende Værdi. Den nederste Del af Figuren er gentaget i større Maalestok i Fig. 700.

Naar man bruger Diagrammerne, beregnes $\frac{e_j}{h}$ og $\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1 \right)$, og gennem de tilsvarende Punkter af henholdsvis Abscisseakse og Ordinatakse lægges en gennemsigtig Lineal eller trækkes en Blyantslinie, den saakaldte Søgelinie, hvis Skæringspunkt med den paagældende $h^c : h$ -Kurve angiver γ_0 .

Er $e_j : h$ saa stor, at den ikke kan afsættes paa den tegnede Del af Abscisseaksen, kan man udregne den Størrelse, der er paaskrevet højre Ordinatakse, og trække Søgelinien gennem det tilsvarende Punkt af denne Akse.

Er $\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1 \right)$ saa stor, at den ikke kan afsættes paa den tegnede Del af Ordinataksen, kan man udregne den Størrelse, der er paaskrevet den øvre Abscisseakse, og trække Søgelinien gennem det tilsvarende Punkt af denne Akse.

Er $e_j : h < 1$, bruges Fig. 701.

Hvis man ændrer den fundne Værdi af $f^c : f$ uden at ændre $f + f^c$, vokser σ_b , men selv en betydelig Ændring af $f^c : f$ vil i mange Tilfælde kun øge σ_b ubetydeligt, navnlig hvis man samtidig øger $f + f^c$ lidt. Naar man derfor skal omsætte f og f^c til Rundjærntværnsnit, kan man ofte flytte en betydelig Del af Jærnet fra f^c til f eller omvendt, uden at σ_b derved ændres væsentlig, naar blot $f + f^c$ holdes konstant. Flytningen bør som Regel ske fra f^c til f , da man derved formindsker Tværnsnittets Trækspændinger og kun forøger σ_j^c , der i Forvejen er lav. Sker Flytningen fra f til f^c , maa man i alt Fald overbevise sig om, at $\sigma_j \geq s_j$.

626. Formlernes Udledning. For Tværnsnittet i Fig. 661 (§ 595) gælder Ligevægtsbetingelserne:

$$N = C - T = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b + f^c \cdot \sigma_j^c - f \cdot \sigma_j \quad N \cdot e_j = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right) + f^c \cdot \sigma_j^c \cdot (h - h^c).$$

Af disse kan f og f^c findes. Indføres

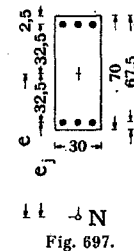
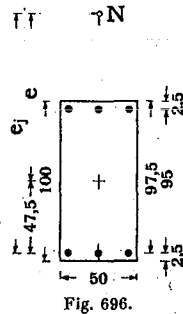
$$M_i = N \cdot e_j \quad \beta = \frac{x}{h} \quad \mu = \frac{1}{6} \beta \cdot (3 - \beta) \quad \gamma = \frac{\sigma_j}{\sigma_b} \quad n = \frac{E_j}{E_b}$$

og sættes $\sigma_b = s_b (= s_b^{bc})$, faas efter en Del Omformninger:

$$f^c = \frac{b \cdot h}{n} \cdot \left(\frac{M_i}{s_b \cdot b \cdot h^2} - \mu \right) \cdot \frac{\beta}{\left(1 - \frac{h^c}{h} \right) \cdot \left(\beta - \frac{h^c}{h} \right)} \quad f = \frac{b \cdot h}{\gamma} \cdot \left(\frac{\beta}{2} + \frac{M_i}{s_b \cdot b \cdot h^2 - \mu} \right) - \frac{N}{\sigma_j} \quad (414)$$

$$(415)$$

¹⁾ Ing. 1925, S. 438.



Da μ og γ er Funktioner af β , og σ_j er Funktion af s_b og β , er β den eneste ubekendte paa høire Side af Lighedstegnene, og ved at differentiere og sætte

$$d(f + f^c) : d\beta = 0 \quad (416)$$

faas en Ligning, af hvilken den Værdi af β kan findes, der gør $f + f^c$ til Minimum.

Ved Indførelse af:

$$X = \frac{\left(\beta - \frac{h^c}{h}\right)^2}{\beta^2 - \frac{h^c}{h}} \quad Y = \frac{\beta \cdot \left(1 + \frac{h^c}{h} - 2\beta\right) \cdot \left(\beta \cdot \left(1 - \frac{2}{3}\beta\right) - \frac{h^c}{h} \cdot (2 - \beta)\right)}{2 \cdot \left(\beta^2 - \frac{h^c}{h}\right)} \quad (417)$$

$$\frac{X}{\frac{e_j}{h}} + \frac{Y}{\frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e_j}{h}} = 1 \quad (418)$$

kan (416) skrives:

$$\frac{X}{\frac{e_j}{h}} + \frac{Y}{\frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e_j}{h}} = 1 \quad (419)$$

Da n ikke indgaar heri, bliver den søgte Værdi af β uafhængig af h .

Er $h^c : h$ givet, bliver Opgaven at finde den Værdi af β , der indført i (417) og (418) giver Værdier af X og Y , der tilfredsstiller (419).

Da saavel X som Y alene afhænger af β og $h^c : h$, bestemmer de hinanden; til en given Værdi af X svarer en bestemt Værdi af Y og omvendt. Hvis man i (417) og (418) f. Eks. sætter $h^c : h = 0,1$ og beregner X og Y for forskellige Værdier af β , vil de sammenhørende Værdier af X og Y kunne fremstilles ved en Kurve (Fig. 698), hvis Punkter kunde tænkes mærkede med den Værdi af β , som de svarer til. Denne Kurve er et geometrisk Sted for de sammenhørende Værdier af X og Y , der

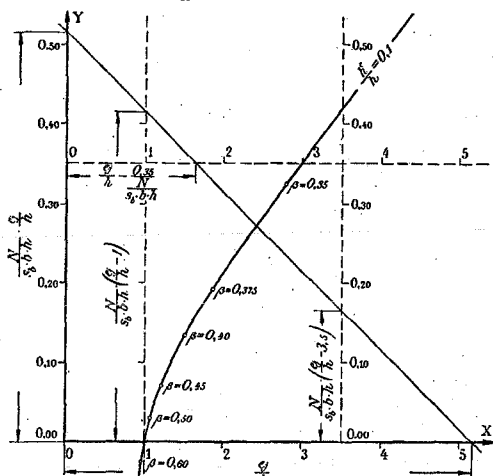


Fig. 698.

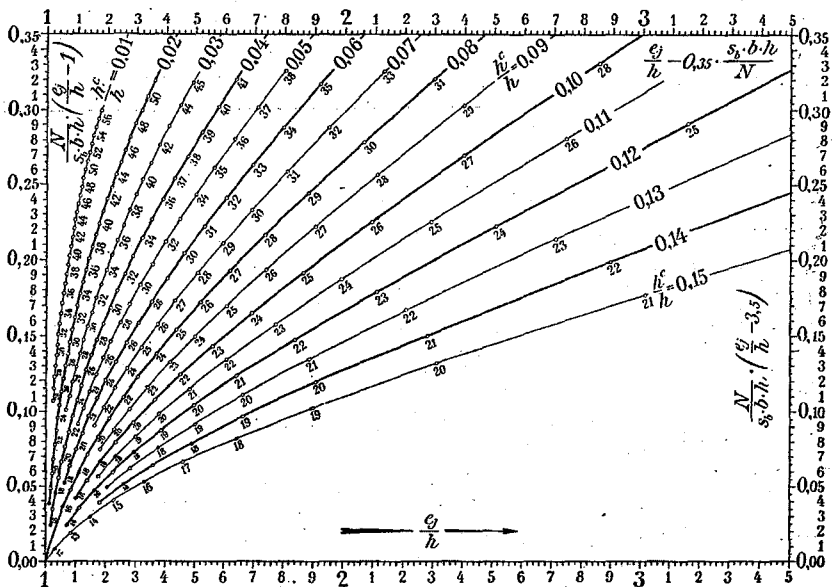


Fig. 699.

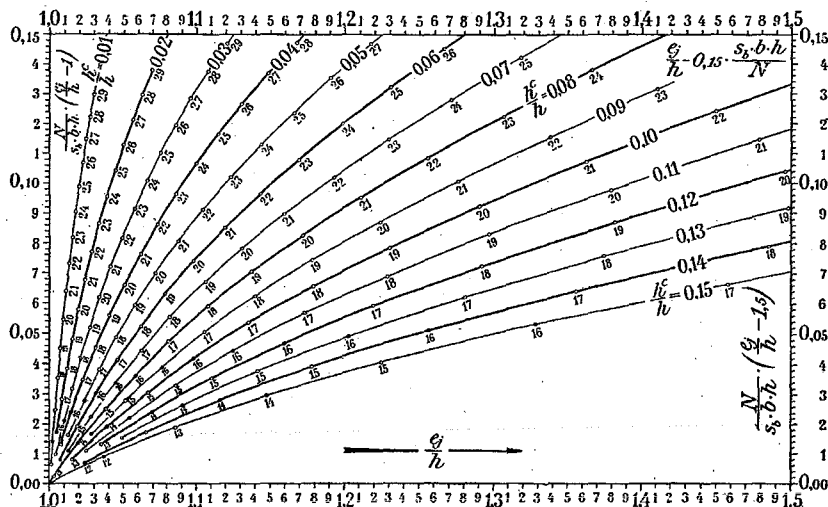


Fig. 700.

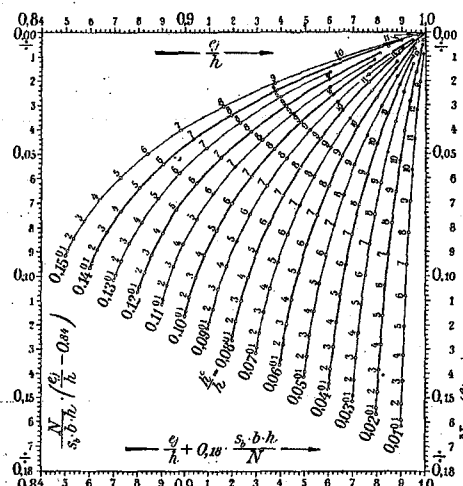


Fig. 701.

tilfredsstiller (417) og (418), naar $h^c : h = 0,1$.

Et andet geometrisk Sted er givet ved Ligning (419), som repræsenterer en ret Linie skærende Ordinataaksen i

$$Y = \frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e_j}{h} \quad \text{og Abscisseaksen i}$$

$$X = \frac{e_j}{h} \quad \text{Denne Linie kaldes Søgelinien.}$$

Skæringspunktet mellem Søgelinie og Kurve svarer til de Værdier af X og Y , der tilfredsstiller (417), (418) og (419), og dets Beliggenhed paa Kurven viser den tilsvarende Værdi af β , der indsat i (414) og (415) giver de søgte, mest økonomiske Jærntværsnit.

Naar Søgelinien afskærer Stykket $\frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e_j}{h}$ af Y-Aksen, vil den afen lod-

$$\text{ret Linie } X=1 \text{ afskære } \frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right).$$

Denne Linie kan sølgelig benyttes som Y-Akse, naar man blot afsætter

$$\frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right) \quad \text{I St. for } \frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e_j}{h}.$$

Af Hensyn til Pladsbesparelse er det fordelagtigt at flytte Y-Aksen paa denne Maade og tegne den Del af Kurverne, der ligger over X-Aksen, for sig og den Del, der ligger under, for sig. Paa den ny Y-Akse skal da afsættes Værdierne $\frac{N}{s_b \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right)$, der bliver negative for $\frac{e_j}{h} < 1$.

Paa denne Maade er Diagrammerne Fig. 699—701 tegnede; deres Brug er omtalt i § 625.

627. Særltilfælde. Samtlige Kurver gaar gennem Punktet $X=1, Y=0$; indsættes $X=1$ i (417) findes: $\beta \cdot h = \frac{1}{2} \cdot (h^c + h)$, hvilket betyder, at Nullinien ligger midt imellem de to Jærntværsnit eller $\sigma_j^c = \sigma_j$. Naar N virker i Tværsnittets trykkede Kant ($X = e_j : h = 1$), vil den økonomiske Armering altsaa være den, der gør $\sigma_j^c = \sigma_j$ ligegyldig hvor stor $h^c : h$ er. Virker N

udenfor Tværnittet, vil en nærmere Undersøgelse vise, at Økonomien fordrer $\sigma_j^c < \sigma_j$; virker N indenfor Tværnittet, fordrer Økonomien $\sigma_j^c > \sigma_j$.

Naar Nulllinien falder i det strakte Jærn, d. v. s. $\beta = 1$, $\gamma = 0$, $\mu = 1/3$, er Grænsen for Formlernes Gyldighed naet, thi bliver β større, kommer der Trykspændinger i f . Indsættes $\beta = 1$ i (417) og (418), findes:

$$X = 1 - h^c : h \quad Y = -\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{1}{3} - h^c : h\right).$$

Ved Elimination af $h^c : h$ faas $Y = \frac{1}{3} - \frac{1}{3}X$, der er det geometriske Sted for de Værdier af $h^c : h$, der giver $\beta = 1$. Ligningen repræsenterer den rette Linie, der paa Fig. 701 begrænser Kurverne foruden. Hvis Søgelinien skærer den paagældende $h^c : h$ Kurve i et Punkt af denne Linie, altsaa giver $\gamma = 0$, har det økonomiske Tværnsnit $f = 0$ og N sammenfaldende med Trykspændingernes Resultant, hvorved f^c let bestemmes. Hvis Søgelinien falder sammen med Grænselinien, har det økonomiske Tværnsnit baade $f = 0$ og $f^c = 0$.

628. Ubrugelige Værdier af f og f^c . γ 's økonomiske Værdi γ_a er kun brugbar, hvis $\gamma_a \leq \gamma_s$, hvor γ_s er den til de tilladte Spændinger svarende; i modsat Fald skal man dimensionere med γ_s . Den i Praksis brugbare økonomiske Værdi er altsaa den mindste af de to nævnte, og vi vil i det følgende betegne den med γ_a .

Det er ikke altid, at Dimensioneringen med γ_a fører til en teknisk brugbar Løsning af den stillede Opgave. Hertil kræves yderligere, at man ved Dimensioneringen finder:

$$(1) f \geq 0, \quad (2) f^c \geq 0, \quad (3) f^c \leq 1,5\% \text{ af det fulde Betontværsnit.}$$

Ad (1). Hvis Dimensioneringen med γ_a fører til et negativt f , betyder det, at $f = 0$ giver den billigste brugbare Løsning. Man indfører da $f = 0$ i (415) og finder:

$$\beta = \frac{2}{3} \left[\frac{h^c}{h} + \sqrt{\left(\frac{h^c}{h}\right)^2 + \frac{8}{3} \cdot \frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(1 - \frac{h^c}{h} - \frac{e_j}{h}\right)} \right] \quad (420)$$

der indført i (414) giver f^c .

Ad (2). Hvis Dimensioneringen med γ_a fører til en negativ Værdi af f^c , betyder det, at $f^c = 0$ giver den billigste brugbare Løsning. Det søgte Tværnsnit μ er da kendt, nemlig $\mu = M_i : s_b^{bc} b h^2$, og i Tabellen over Tværnsnitkonstanter findes de tilsvarende Værdier af φ_i og γ , hvorefter:

$$f_i = \frac{1}{3} \delta \sigma \cdot \varphi_i \cdot b \cdot h \quad \sigma_j = \gamma \cdot s_b^{bc} \quad f = f_i - N : \sigma_j.$$

Ad (3). Bilver f^c større end 1,5% af det fulde Betontværsnit (den i Normerne foreskrevne Grænseværdi), er Løsningen ikke brugbar. Man kan da i (414) erstatte f^c med Grænseværdien, hvorefter Ligningen kan bringes paa Formen:

$$\alpha_1 = \mu - \frac{\alpha_2}{\beta}$$

hvor α_1 og α_2 er kendte Størrelser. Denne Ligning kan løses ved Forsøg, idet man i Tabellen over Tværnsnitkonstanter finder et Sæt Værdier af β og μ , der tilfredsstiller den. Antages f at ligge i Afstanden h^c fra Træksiden, og sættes $n = 15$ samt $(h^c : h)^2 = 0$, faar Ligningen Formen:

$$\frac{M_i}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h^2} = 0,225 = \mu - \frac{0,225}{\beta} \cdot \frac{h^c}{h}.$$

$$\mathbf{629. Eksempel 1.} \quad s_b^{bc} = 50 \text{ at,} \quad h = 30 \text{ cm,} \quad b = 20 \text{ cm,} \quad N = 3900 \text{ kg,} \quad \frac{e_j}{h} = 2.$$

Man skønner $h^c = 3$ cm, altsaa $h^c : h = 0,1$. Derefter beregnes:

$$\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right) = \frac{3900}{50 \cdot 20 \cdot 30} \cdot 1 = 0,13.$$

Fra dette Punkt paa Ordinataksen (Fig. 699) trækkes en Linie til Punktet $e_j : h = 2$ paa Abscisseaksen. Den skærer Kurven $h^c : h = 0,1$ i Punktet $\gamma = 20$. Den mest økonomiske Jærntrekspænding er følgelig $\sigma_j = 20 \cdot s_b^{bc} = 1000$ at, og saafremt den er tilladelig, gennemføres Dimensioneringen med den paa sædvanlig Maade eller ved Hjælp af (414) og (415), hvor μ og β er kendt, naar γ er kendt.

Vil man bruge Fig. 700 i Stedet for Fig. 699, kan Søgelinien ikke bestemmes ved Punktet $e_j : h = 2$ paa Abscisseaksen. Man beregner da Søgelinien Skæringspunkt med højre Ordinatakse:

$$Y = \frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1,5\right) = \frac{3900}{50 \cdot 20 \cdot 30} (2 - 1,5) = 0,065.$$

Søgelinien gennem dette Punkt giver da som før $\gamma = 20$.

Eksempel 2. Som Eks. 1, men N tre Gange saa stor, altsaa $\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right) = 0,39$. Da denne Værdi ikke kan afsættes paa Fig. 699, afsættes i Stedet for paa den øvre X-Akse:

$$\frac{e_j}{h} - 0,35 = \frac{s_b^{bc} \cdot b \cdot h}{N} = 2 - 0,35 = \frac{50 \cdot 20 \cdot 30}{3 \cdot 3900} = 1,103,$$

hvorefter Søgelinien giver $\gamma = 23,4$, altsaa $\sigma_j = 23,4 \cdot 50 = 1170$.

Eksempel 3. Som Eksempel 1, men $N = 12000$, $e_j : h = 0,9$. Man udregner:

$$\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right) = \frac{12000}{50 \cdot 20 \cdot 30} (-0,1) = -0,04.$$

Fra dette Punkt paa højre Ordinatakse (Fig. 701) lægges Linealen til. Punktet $e_j : h = 0,9$ paa Abscisseaksen foroven. Den skærer Kurven $h^c : h = 0,1$ i Punktet $\gamma = 10,1$, og den mest økonomiske Jærntrekspænding er følgelig $\sigma_j = 10,1 \cdot s_b^{bc} = 505$ at.

Eksempel 4. Som Eks. 1, men $N = 14400$, $\frac{e_j}{h} = 0,75$. Man beregner:

$$\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right) = \frac{14400}{50 \cdot 20 \cdot 30} \cdot (-0,25) = -0,12.$$

Fig. 701 skal altsaa bruges. Da $e_j : h = 0,75$ ikke kan afsættes, beregnes:

$$\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 0,84\right) = \frac{14400}{50 \cdot 20 \cdot 30} \cdot (-0,09) = -0,043$$

og afsættes paa venstre Y-Akse, hvorefter Søgelinien giver $\gamma = \text{ca. } 5$, altsaa $\sigma_j = 5 \cdot s_b^{bc} = 250$ at. I Tabellen over Tværnsnitkonstanter findes, at til $\gamma = 5$ svarer $\beta = 0,75$, $\mu = 0,2812$, der indført i (415) giver $f = -1/100 \cdot 0,35 \cdot b \cdot h$. Man skal følgelig have $f = 0$, altsaa bestemmes β af (420), der giver $\beta = 0,824$, der indsat i (414) giver $f^c = 1/100 \cdot 0,516 \cdot b \cdot h = 3,096$ cm². Denne Værdi er mindre end 1,5% af det fulde Betontværsnit og altsaa brugbar.

Ren Bøjning.

630. Den paa Ordinataksen afsatte Værdi:

$$\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right) \quad \text{omskrives til:} \quad \frac{N \cdot e_j}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h^2} \cdot \left(1 - \frac{h}{e_j}\right)$$

der ved ren Bøjning ($e_j = \infty$) reduceres til $M : s_b^{bc} b h^2$. En vandret Linie gennem det til denne Værdi svarende Punkt af Y-Aksen, bestemmer den økonomiske Værdi af γ . Denne ses at vokse med $M : s_b^{bc} b h^2$, er altsaa afhængig af Betondimensionerne; Reglen om, at det ved ren Bøjning er mest økonomisk at vælge f^c saaledes at f udnyttes fuldt, har altsaa ikke almindelig Gyldighed; den gælder kun, naar $h^c : h$ har en vis Værdi, som kan bestemmes paa følgende Maade.

Et givet Tværnsnit uden Trykarmring kan optage $M = s_b^{bc} \cdot \mu \cdot b \cdot h^2$, hvor μ er den til γ_s svarende Værdi af $\frac{1}{3} \beta \cdot (3 - \beta)$. Hvis derfor $M : s_b^{bc} b h^2 \leq \mu$, skal der regnes med $\sigma_j = \sigma_s$. Vi behøver altsaa kun at beskæftige os med Tilfældet $M : s_b^{bc} b h^2 > \mu$. Tænkes en Kurve lagt gennem de med den kendte Værdi af γ_s mærkede Punkter og skæres den med Søgelinien $M : s_b^{bc} b h^2 = \mu$, vil Skæringspunktet svare til en vis Værdi af $h^c : h$, som kaldes δ , og da de Søgelinier, vi beskæftiger os med, ligger højere, vil de alle skære γ_s -Kurven i Punkter med $h^c : h > \delta$. Hvis derfor $h^c : h < \delta$, ved man paa Forhaand, at $\gamma_a = \gamma_s$, og man behøver derfor kun at trække Søgelinien, saafremt $h^c : h > \delta$.

Værdien $h^c : h = \delta$ kan findes af (418) og (419). Ved i (419) at indføre:

$$e_j = \infty \quad \text{og} \quad \frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e_j}{h} = \frac{M}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h^2} = \mu = \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot (3 - \beta)$$

faas: $Y = \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot (3 - \beta)$, der indført i (418) giver:

$$\left(\frac{h^c}{h}\right)^3 \cdot (2 - \beta) + \frac{h^c}{h} \cdot \left(1 - \frac{17}{3} \beta + \frac{8}{3} \beta^2\right) - \beta \cdot \left(1 - \frac{11}{3} \beta + \frac{5}{3} \beta^2\right) = 0.$$

Hvis man af denne Ligning beregner $h^c : h$ for en Række Værdier af β og desuden beregner

$\mu = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot (3 - \beta)$ for de samme Værdier, findes $h^c : h$ at variere meget nøjagtigt retliniet med μ , saaledes at man kan sætte:

$$h^c : h = 4,13 \cdot (\mu - 0,1425)$$

Til $\gamma = 1200/40$	svarer $\mu = 0,1480$,	altsaa $h^c : h = 0,023$,
» » $= 1200/50$	» » $= 0,1676$,	» » $= 0,104$,
» » $= 1200/60$	» » $= 0,1836$,	» » $= 0,170$.

Er $h^c : h \leq$ den saaledes bestemte Værdi, skal man altid dimensionere med $\sigma_j = s_j$.
 Er $h^c : h$ større end nævnte Værdi, skal man bruge Kurverne, og disse vil vise, at naar M overskrider den Værdi M'' , som Tværsnittet kan optage med s_b^{bc} og s_j uden Trykarmring, vil det økonomiske σ_j i Begyndelsen aftage med voksende Overskridelse og naa en Minimumsværdi svarende til Momentet M''' , og indtil da findes $f^c = 0$. Naar M overskrider M''' , begynder man at skulle bruge trykket Jærn, hvilket medfører, at det økonomiske σ_j atter stiger, indtil det ved Momentet M'''' har naaet s_j . Ved yderligere Vækst af M skal man regne med s_j , indtil f^c har naaet den i Normerne foreskrevne Grænseværdi; naar denne overskrides, maa kun en Brøkdel af Overskridelsen regnes nyttig, og det bliver da atter økonomisk at formindske σ_j .

Eksempel 5. Som Eks. 1, men $e_j : h = \infty$ og $M = 153\,000$ kgcm. Man beregner:

$$\frac{M}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h^2} = \frac{153\,000}{50 \cdot 20 \cdot 30^2} = 0,17.$$

Gennem dette Punkt paa Y-Aksen trækkes en vandret Sogelinie (Fig. 699), der giver $\gamma = 24,2$, altsaa $\sigma_j = 50 \cdot 24,2 = 1210$ at.

Ekscentrisk Træk.

631. Er N en Trækraft, skal N og $e_j : h$ indføres med negativt Fortegn. $e_j : h$ skal altsaa afsættes tilvenstre ud fra X-Aksens Nulpunkt, mens Produktet $\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e_j}{h}$ altid bliver positivt, saaledes at der ikke bliver Brug for Fig. 701. De to andre Figurer gælder uforandrede, idet man til Bestemmelse af Sogelinien bruger venstre Y-Akse i Forbindelse med enten højre Y-Akse eller øvre X-Akse.

Eksempel 6. Som Eks. 1, men N er et Træk, altsaa $N = -3900$ kg og $e_j : h = -2$. Y-Værdien ændres da fra 0,13 til $3 \cdot 0,13 = 0,39$. Sogelinien falder i dette Tilfælde helt udenfor Figuren og vi kan kun sige, at det økonomiske γ er væsentlig større end 28.

Hvis $N = -1300$ kg, bliver Y-Værdien 0,13 og Værdien paa den højre Y-Akse (Fig. 699):

$$\frac{N}{s_b^{bc} \cdot b \cdot h} \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 3,5 \right) = -\frac{1300}{50 \cdot 20 \cdot 30} \cdot (-5,5) = 0,238,$$

hvorefter Sogelinien giver $\gamma = 23,6$.

ε. T-formet Tværsnit.

632. Er Tværsnittet T-formet, bestemmes det ideelle Moment paa samme Maade som for et rektangulært Tværsnit. Af dette Moment beregnes Højde og Jærnindlæg ganske som ved ren Bøjning, altsaa med fornøden Hensyntagen til om Nullinien falder i eller under Pladen, og sluttelig formindskes det strakte Jærns Areal med $N : \sigma_j$.

Hvis f. Eks. Pillen i § 614 havde haft et T-formet Tværsnit med Pladebredde 50 cm, vilde den dér udførte Beregning være korrekt uden Hensyn til Ribbens Bredder, naar blot Pladetykkelsen er lig eller større end $0,375 \cdot 54 = 20,2$ cm. Er Pladetykkelsen mindre, maa man dimensionere om, f. Eks. under Brug af Tabellerne Side 304, og sluttelig ændre f .

Er Normalkraftens Beliggenhed ikke givet i Forhold til Jærnet, men i Forhold til Tværsnittets Midtlinie eller trykkede Kant, maa man prøve sig frem, som nævnt i § 613.

633. Undertiden kan den Opgave foreligge, at et givet rektangulært Tværsnit skal forstærkes ved paastøbte Flige. Er disses Tykkelse, c , givet (Fig. 667), kan man beregne b ved at tænke sig Tværsnittet delt i to, eet med Arealet $b_0 \cdot h$ og med en til det givne Spændingsforhold svarende Armering f_j , eet bestaaende af de to Flige med tilhørende Armering Δf_j . Man har da, idet m' har samme Betydning som i § 601:

$$\Delta W_i = \frac{N \cdot e_j}{s_b^{bc}} - \mu \cdot b_0 \cdot h^2 \quad m' = h - \frac{c}{2} + \frac{e^2}{12 \cdot (x - \frac{1}{2}c)} \quad (421) (422)$$

$$c \cdot (b - b_0) = \frac{\Delta W_i}{m'} \cdot \frac{x}{x - \frac{1}{2}c} \quad f = \frac{\Delta W_i}{m' \cdot \gamma} + \frac{\varphi_i}{100} \cdot b_0 h - \frac{N}{s_j} \quad (423) (424)$$

Er h , b_0 og c givne, kan b og f findes af disse Ligninger.
 Ved Bjælker med tynd Plade ser man undertiden bort fra den Del af Kroppen, som ligger under Pladen. Denne Tilnærmelse faar man i Formlerne ovenfor ved at sætte $b_0 = 0$. Ved høje Bjælker sætter man undertiden $m' = h - \frac{1}{2}c$.

Eksempel. Fig. 702 viser et Buetværsnit paavirket af de samme Kræfter som Fig. 695 og 696; fra Fig. 696 afviger det kun, ved at det trykkede Jærn er erstattet med to 10 cm tykke Flige, hvis samlede Fremspring $b - b_0$ søges. Ligesom for Fig. 696's Vedkommende haaves $\Delta W_i = 43\,500$ cm³, der her skal skaffes tilveje ved Hjælp af Fligene.

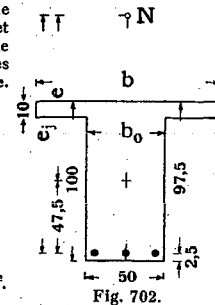
Af (422) findes:

$$m' = 97,5 - 5,0 + \frac{10^2}{12 \cdot (36,6 - 5,0)} = 92,5 + 0,26 = 92,76 \text{ cm.}$$

Af (423): $c \cdot (b - b_0) = \frac{43\,500}{92,76} \cdot \frac{36,6}{91,6} = 543 \text{ cm}^2.$

Der skal altsaa paastøbes en Bredde: $b - b_0 = 543 : 10 = 54,3$ cm.

$$f = \frac{43\,500}{25 \cdot 92,76} + \frac{0,75}{100} \cdot 50 \cdot 97,5 - \frac{30\,000}{1000} = 18,75 + 36,5 - 30,03 = 25,22 \text{ cm}^2.$$



ζ. 8-kantet Tværsnit.

634. Hele Tværsnittet er virksomt. For et regulært 8-kantet Tværsnit, armeret med φ % Jærn (Fig. 703), eet i hvert Hjørne og alle ens, bliver Formlen for maks σ_b , naar hele Tværsnittet er trykket, eller naar Betonens Trækspændinger medregnes, og naar Kraften staar i Afstanden e fra Centrum:

$$\text{maks } \sigma_b = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{W}$$

hvor: $F = 3,314 r^2 + n \cdot f = 3,314 r^2 \cdot \left(1 + n \cdot \frac{\varphi}{100} \right)$ $W = 0,876 r^3 + \frac{n \cdot f}{2 \cdot r} \cdot r^2.$

Er Jærnaksernes Afstand fra Overfladen $0,2r$, bliver $r_j = 0,866r$, altsaa:

$$\text{maks } \sigma_b = \frac{N}{r^2} \cdot \left[\frac{1}{3,314 \cdot (1 + n \cdot \varphi : 100)} + \frac{1}{0,876 + 1,242 \cdot n \cdot \varphi : 100} \cdot \frac{e}{r} \right].$$

Brugen af denne Ligning lettes ved den i Fig. 703 efter Mörseh gengivne Tavle¹⁾, der gælder for $n = 15$ og tjener til saavel Spændingsbestemmelse som Dimensionering. Er f. Eks. $N = 54\,700$ kg, $e = 8,25$ cm, $r = 25$ cm, $\varphi = 1$ %, beregnes $\frac{e}{r} = 0,33$. Den til denne Abscisse svarende Vertikal skærer Kurven $\varphi = 1$ % i et Punkt med Ordinaten 1,75. Følgelig er $\frac{N}{\sigma_b \cdot r^2} = 1,75$, hvoraf $\sigma_b = \frac{54\,700}{1,75 \cdot 25^2} = 50$ at. Ved Dimensionering maa r vælges, og den til en given Randspænding σ_b svarende Værdi af φ findes da af Tavlen. Sker Dimensioneringen efter de danske Normer, og er der ingen Udbøjningsfare, kan man sætte $\sigma_b = s_b^c$ og ombytte e med $0,8 \cdot e$ (§ 584). I den Del af Tavlen, der ligger tilhøjre for den punkterede Kurve med Mærke $\sigma_b = 0$, optræder der Trækspændinger i Betonen, og her kan Tavlen kun bruges, saafremt det er tilladt at regne med disse Spændinger, altsaa saafremt $\sigma_b^t \leq \frac{1}{2} \sigma_b$. I Eksemplet ovenfor ses σ_b^t at være 3,4 at, altsaa langt under den tilladelige Værdi, som er $50 : 5 = 10$.

¹⁾ B. u. E. 1926, S. 83.

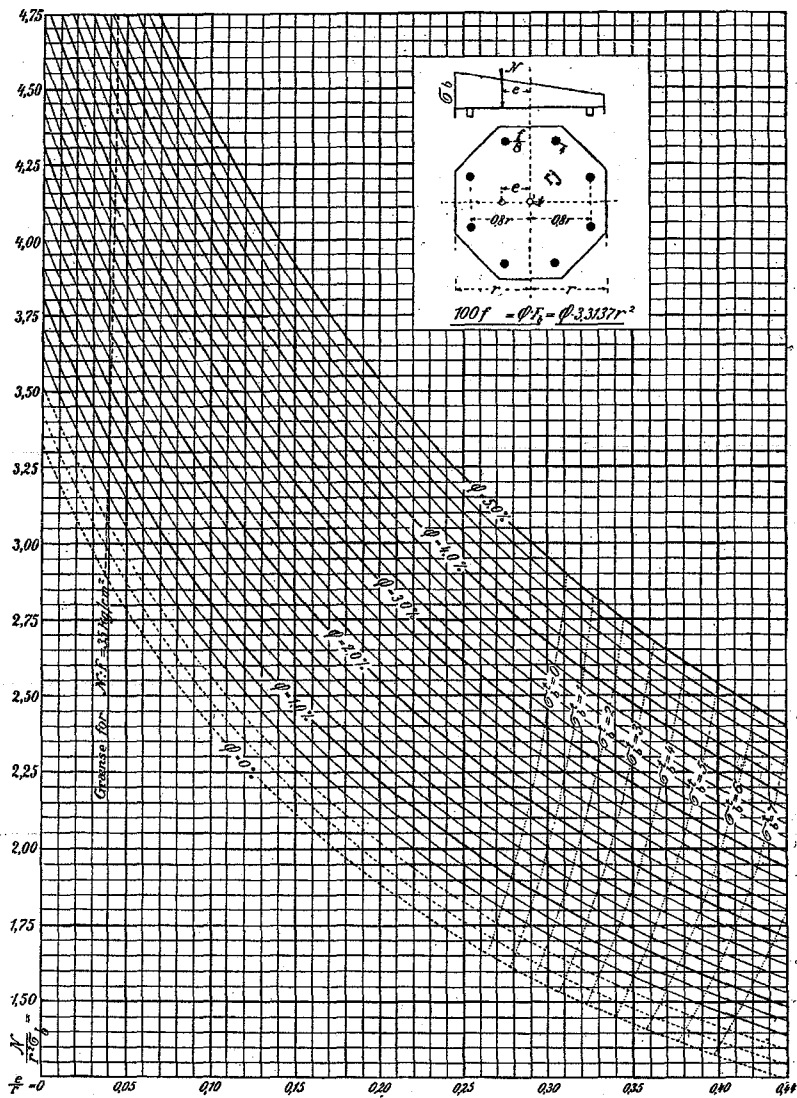


Fig. 703. Hele Tværsnittet er virksomt.

635. Betonen er revnet. Er σ'_b saa stor, at der ikke maa regnes med den, vil F og W variere med Nulliniens Belliggenhed. Eftersom Nullinien ligger i Tværsnittets øvre Trediedel (Fig. 446 i § 459, mellemste eller nedre Trediedel, bliver Formlerne forskellige. Alle tre Tilfælde er sammenfattede i den i Fig. 704 efter Mörsch's gængsne Tavle¹⁾, der gælder for $n = 15$. Er f. Eks. $N = 18\ 750$ kg, $e = 33,3$ cm, $r = 25$ cm, $s_b = 50$ at, beregnes Værdierne:

$$\frac{N}{r^2 \cdot s_b} = \frac{18\ 750}{25^2 \cdot 50} = 0,6$$

$$\frac{M}{r^3 \cdot s_b} = \frac{18\ 750 \cdot 33,3}{25^3 \cdot 50} = 0,8$$

¹⁾ B. u. E. 1926, S. 82.

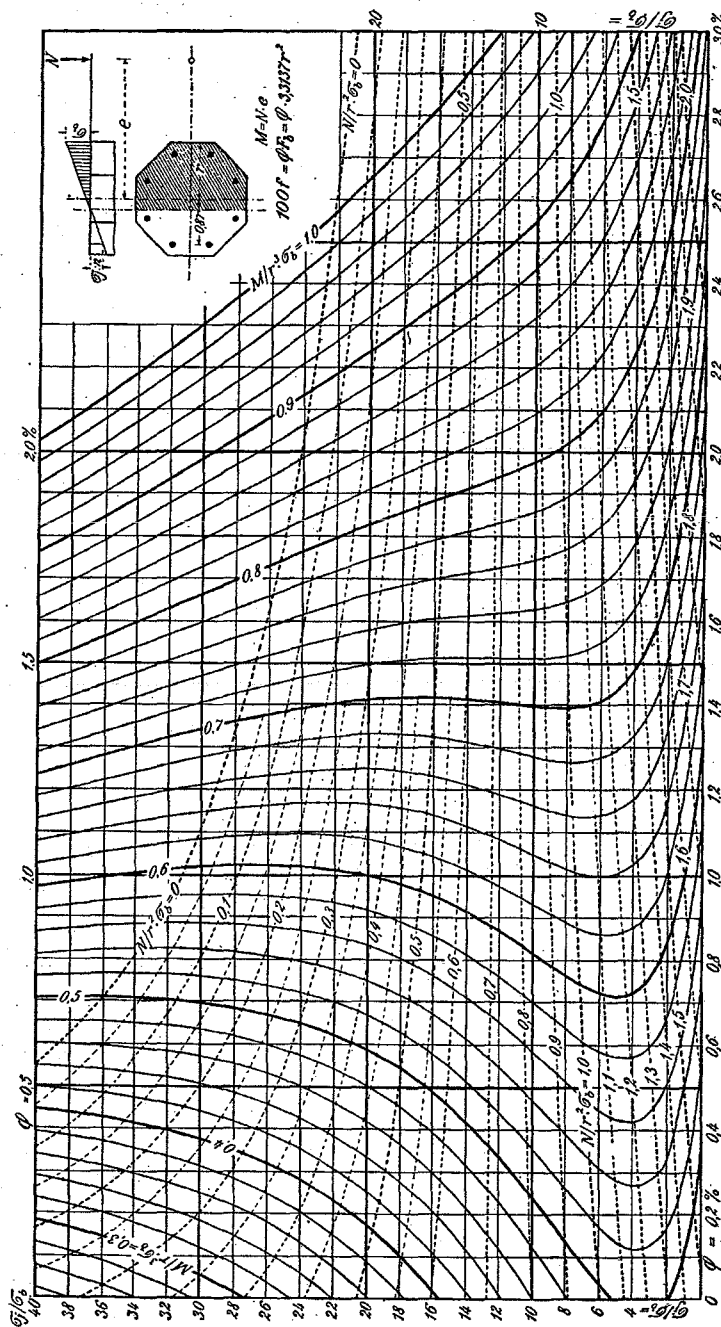


Fig. 704. Betonen er revnet.

De med disse Værdier mærkede Kurver skærer hinanden i et Punkt med Koordinaterne $\varphi = 1,92\%$ og $\sigma_j : \sigma_b = 13,9$. Tværsnittet skal da armeres med 1,92% Jern, og Jærnenes største Trækspænding bliver $\sigma_j = 13,9 \cdot 50 = 695$ at.

Er φ givet og bægge Spændinger søgte, er Tavlen lidt besværligere at bruge. Er f. Eks. N , e og r de samme som ovenfor og $\varphi = 1\%$, ligger det søgte Punkt paa denne Vertikal, og hvis Punktet skæres af Kurverne $\frac{N}{r^2 \cdot \sigma_b} = x$ og $\frac{M}{r^3 \cdot \sigma_b} = y$, hvor σ_b er den søgte Spænding, maa man

have $\frac{x}{y} = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{r}{e}$. Man skal følgelig opsøge det Punkt paa Vertikalen, hvis Kurvers Tal for-

holder sig som $\frac{r}{e}$, altsaa i det foreliggende Tilfælde som $\frac{25}{33,3} = 0,75$. Til $y = 0,6$ (se Figuren) skal saaledes svare $x = 0,75 \cdot 0,6 = 0,45$, til $y = 0,62$ skal svare $x = 0,465$. Forbindelseslinien mellem disse to Punkter skærer Vertikalen i et Punkt, der ligger paa Kurven $\frac{N}{r^2 \cdot \sigma_b} = 0,455$ og

har Ordinaten $\gamma = 17,8$. De søgte Spændinger er da $\sigma_b = \frac{18750}{25^2 \cdot 0,455} = 66$ at og $\sigma_j = 17,8 \cdot 66 = 1170$ at.

Ren Bøjning. Ved Bøjning uden Normalkraft har man kun at gøre med den øverste af de punkterede Kurver. Er φ den søgte Størrelse, gaas frem som ovenfor. Er φ givet, er der kun een mulig Værdi af γ og af $\frac{M}{r^3 \cdot \sigma_b}$. Er f. Eks. $\varphi = 1\%$, findes af Tavlen $\frac{M}{r^3 \cdot \sigma_b} = 0,595$, hvoraf r eller σ_b kan beregnes.

η. Ringformet Tværsnit.

636-7. Ringformede Tværsnits Dimensionering er omtalt i § 602-8.

4. Søjler med Udbøjningsfare.

638. Ekscentricitetens Størrelse. Hvis en Søjle er ekscentrisk paavirket paa en saadan Maade, at Ekscentriciteten varierer med Lastens Størrelse, er det paa Forhaand umuligt at sige, hvilken Belastningstilstand, der er den farligste. Man nøjes da ofte med at undersøge Grænsetilfældene, nemlig største Last i Forbindelse med den samtidige Ekscentricitet og største Ekscentricitet i Forbindelse med den samtidige Maksimallast.

Denne Fremgangsmaade foreskrives i de danske Normer, saafremt Søjle og Bjælke ikke er sammenstøbt. En Søjle, der bærer to Bjælker af Spændvidde L og $2L$ (Fig. 705), skal altsaa undersøges for Totallast paa den lange Bjælke ($e = \frac{1}{2}a$, naar der ses bort fra den korte Bjælkes Egenvægt) og for Totallast paa bægge Bjælker ($e = \frac{1}{2}a$).

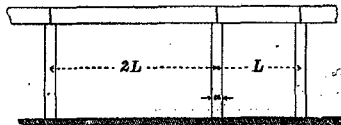


Fig. 705.

Er Søjle og Bjælke sammenstøbt, kan Søjlen Momenter beregnes som vist i § 641, men det er ogsaa tilladeligt at forudsætte Bjælkerne løsskaarne fra Søjlen og gennemskaarne i dennes Akse og derefter regne som nys angivet; er Forbindelsen mellem Bjælke og Søjle forstærket ved Skraaninger, medregnes disse til Bjælken og ikke til Søjlen. Som Regel bruger man dog ingen af disse Metoder, men gaar frem efter § 197.

639. Dimensionering. I § 155 betonedes det, at man ved Dimensionering af en Søjle havde to Hensyn at tage, nemlig til at Materialet ikke knuses og til at Søjlen ikke bøjer sig ud. Disse to Hensyn er forenede i Ritters Formel.

Er Søjlen ekscentrisk paavirket, bliver Forholdet ganske tilsvarende; man maa holde sig i en passende Afstand fra den kritiske Søjlespænding (der kun

afhænger af Søjlen Dimensioner, ikke af Ekscentriciteten), og man skal blive i en lignende Afstand fra Materialets Brudgrænse. Man maa altsaa først dimensionere Søjlen, som om den var centralt paavirket, idet man bruger Ritters Formel:

$$\sigma_b = \frac{N}{F} \leq s_E = \frac{s_b^c}{1 + (L : i)^2} \tag{425}$$



Fig. 706.

og dernæst undersøge, om de Kantspændinger, som den ekscentriske Kraft (Fig. 706) fremkalder, ligger indenfor de tilladte Grænser. Disse Kantspændinger bliver:

$$\sigma_{maks} = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u \quad \sigma_{min} = \frac{N}{F} - \frac{N \cdot e}{I} \cdot (a - u) \tag{426} \tag{427}$$

hvor F og I er det til Beton transformerede Tværsnits Areal og Inertimoment ($n = 15$)¹⁾.

Hvis man af disse Formler finder, at σ_{min} er en saa stor Trækspænding, at $\sigma_{min} > \frac{1}{2} \sigma_{maks}$, skal Betonen forudsættes revnet, og Dimensioneringen gennemføres paa almindelig Maade med de for ren Bøjning gældende tilladelige Spændinger s_j og s_b^c . Et Eksempel findes i § 702.

Hvis man derimod finder, at σ_{min} er en Trykspænding eller en saa lille Trækspænding, at $\sigma_{min} \leq \frac{1}{2} \sigma_{maks}$, skal Betonen ikke forudsættes revnet, og den største Trykspænding skal da bestemmes af (426). Ved Fastsættelsen af denne Spændings tilladelige Værdi er der samme Vanskelighed, som naar Udbøjning er udelukket (§ 584), og de danske Normer omgaar den paa samme Maade, idet de fordrer paavist:

$$\frac{N}{F} \cdot \frac{s_b^c}{s_E} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u \leq s_b^c \tag{428}$$

hvor s_E er den af (425) bestemte Værdi for Retningen e . Formelen svarer ganske til (341), idet den ved centralt Tryk uden Udbøjningsfare tilladelige Spænding s_b^c er erstattet med den ved centralt Tryk med Udbøjningsfare tilladelige Spænding s_E . Eksempler findes i § 640, 703 og 704.

640. Eksempel. En 3,16 m lang Søjle skal med $\frac{3}{4}\%$ Armering bære 100 t, der virker 3 cm ekscentrisk. Ved centralt Tryk er den tilladelige Spænding 40 at, ved Bøjning 50 at. Søjlen Midtlinie ligger fast.

Først dimensioneres Søjlen for centralt Tryk som gjort i § 165, hvor vi fandt $F_b = 49 \cdot 49 \text{ cm}^2$. Vi vælger et rektangulært Tværsnit med $b = 49 \text{ cm}$ (\perp Bøjningsplanet) og har dermed sikret os mod Udbøjning i b-Retningen. Den anden Dimension skønnes ved Hjælp af Formel (343) i § 585:

$$a = \frac{100000}{2 \cdot 49 \cdot 50} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + 24 \cdot 3 \cdot \frac{49 \cdot 50}{100000}} \right] = 54,4 \sim 55 \text{ cm.}$$

Den i § 163 fundne Armering bibeholdes, og idet Mørtellaget udenfor Jærnene forudsættes 1,7 cm tykt, findes:

$$\begin{aligned} F &= 49 \cdot 55 + 15 \cdot 8 \cdot 2,54 = 2690 + 305 = 2995 \text{ cm}^2 \\ I &= \frac{1}{12} \cdot 49 \cdot 55^3 + 15 \cdot 6 \cdot 2,54 \cdot 24,9^2 = 679000 + 142000 = 821000 \text{ cm}^4 \\ I : u &= I : \frac{1}{2}a = 821000 : 27,5 = 29800 \text{ cm}^3 \\ s_E &= \frac{40}{1 + 3,16^2 \cdot 2995 : 821000} = \frac{40}{1,036} = 39,4 \text{ at.} \end{aligned}$$

Af (427) findes σ_{min} at være en Trykspænding, og (428) skal da bruges; den giver:

$$\frac{100000}{2995} \cdot \frac{50}{39,4} + \frac{100000 \cdot 3}{29800} = 42,4 + 10,1 = 52,5 \text{ at.}$$

¹⁾ I Stedet for e burde egentlig indføres $e + \delta e$, hvor δe er Udbøjningen, som Momentet $N \cdot e$ fremkalder, men denne Størrelse er i Reglen forsvindende lille.

Da denne Spænding er 5% for høj, forsøges α med 5%, altsaa til 58 cm, hvilket let ses at forringe Spændingen mere end 5%.

5. Søjlemomenter.

a. Søjlels Momenter udtrykt ved Endernes Vinkeldrejning.

641. Hvis Bjælken er støbt i eet med Søjlen, vil der kunne overføres bøjende Momenter til denne¹⁾. Er Bjælkens Vinkeldrejning over Søjlen α (Fig. 714), maa Søjleenden dreje sig samme Vinkel, naar Forbindelsen mellem Søjle og Bjælke er fuldkommen stiv, og det ses let, at Søjlels Moment alene afhænger af denne Vinkeldrejning og er proportional med den. Da α vokser med Bjælkens Længde, vil korte Søjler, der bærer lange Bjælker, blive særlig stærkt paavirkede til Bøjning.

Er Søjlels Inertimoment Nul, virker den ganske som et Vuggeleje for Bjælken, og Vinklen α kan beregnes af de almindelige Formler for simpelt understøttede, kontinuerlige Bjælker. Med denne Værdi af α kan man derefter bestemme de Momenter, som fremkaldes i Søjlen, naar der tages Hensyn til det Inertimoment, dens Tværsnit faktisk har. Da Søjlels Stivhed vil gøre α mindre end forudsat, bliver de fundne Momenter for store.

Ønskes en nøjagtigere Bestemmelse, maa ogsaa α beregnes med Hensyntagen til Søjlels Stivhed (§ 643-60).

Naar α er beregnet paa den ene eller anden Maade, kan de tilsvarende Søjlemomenter udledes, som nedenfor vist, og Søjlen skal derefter dimensioneres for (§ 638-9): (1) M_{maks} og samtidige største N , (2) N_{maks} og samtidige største M , (3) N_{maks} alene, men under Hensyn til Udbøjningsfaren.

Indtil videre forudsættes α at være en given Størrelse, hvis Indflydelse paa Søjlen skal bestemmes.

Hvis man paantvinger en Søjles Ender Vinkeldrejninger α og α' , vil der i Søjlen opstaa bøjende Momenter, der varierer retliniet fra dens Hoved til dens Fod (Fig. 707-8), og hvis Størrelse i Henhold til Elasticitetens Lære er:

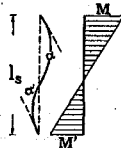


Fig. 707.

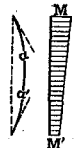


Fig. 708.

$$M = 2 \cdot E \cdot \frac{I_s}{l_s} \cdot (2\alpha + \alpha') \quad (429)$$

$$M' = -2 \cdot E \cdot \frac{I_s}{l_s} \cdot (\alpha + 2\alpha') \quad (430)$$

hvor I_s er Søjletværsnittets Inertimoment, l_s Søjlels Højde. Ved Bestemmelsen af I_s regnes gerne med det fulde Betontværsnit og $f = 0$.

Er alle Størrelser givne undtagen I_s , vokser M proportionalt med α og α' , bliver Kantspændingen altsaa proportional med α og uafhængig af b .

Skal et givet Tværsnit forstærkes, bør man derfor tilstræbe at holde α lille ved enten at føre b eller bruge en stærkere Beton eller en større Jærnprocent.

I det følgende betyder α den numerisk største Drejningsvinkel uden Hensyn til om den forekommer ved Søjlels Hoved eller Fod, og denne Vinkel regnes altid positiv. Vinklen ved Søjlels anden Ende, α' , regnes positiv, hvis Drejningsretningen er den samme som α 's (Fig. 707), ellers negativ (Fig. 708). M bliver da altid numerisk større end M' , og altid positiv. Findes M' ogsaa positiv, er Søjlels ene Side strakt fra Hoved til Fod (Fig. 708); findes M' negativ, bliver Søjlen S-formet (Fig. 707).

Flyttes α udenfor Parentesen og indføres Betegnelserne:

$$w = \frac{I_s}{l_s} \quad \beta = 2 \cdot \left(2 + \frac{\alpha'}{\alpha}\right) \quad \beta' = -2 \cdot \left(1 + 2 \frac{\alpha'}{\alpha}\right) \quad (431-3)$$

$$\text{faas:} \quad M = \alpha \cdot E \cdot w \cdot \beta \quad M' = \alpha \cdot E \cdot w \cdot \beta' \quad (434-5)$$

Værdien w vokser med Søjlels Stivhed og kan kaldes Stivhedstallet. Naar α , E og w er givne, afhænger Momenterne altsaa kun af β og β' .

I Fig. 709-12 er Værdierne af β og β' vist for $\alpha' = \alpha$, $\alpha' = 0$, $\alpha' = -1/2 \cdot \alpha$, $\alpha' = -\alpha$. For en Søjle, der er sammenstøbt med eet eller to Dæk, vil disse Deformationstilstande indtræde ved de i Fig. 713-16 viste Belastningstilstande; i Fig. 713 og 716 er de to Dæk regnet at være ens og at have samme Nyttelast; i Fig. 714 er Søjlen indspændt for neden; i Fig. 715 er nedre Søjleende simpelt understøttet, og dens Vinkeldrejning en Følge af øvre Endes Drejning.

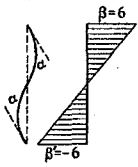


Fig. 709.

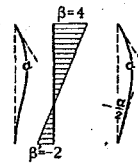


Fig. 710.

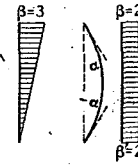


Fig. 711.

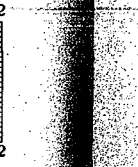


Fig. 712.

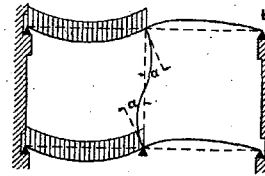


Fig. 713.

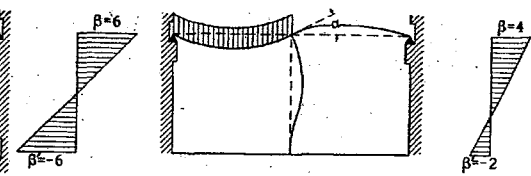


Fig. 714.

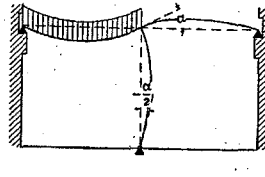


Fig. 715.

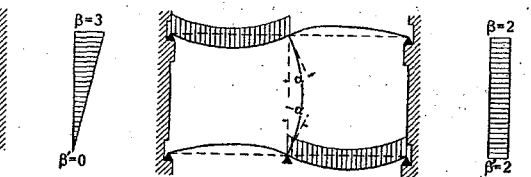


Fig. 716.

Ved Udregning af Søjlels største Moment skal man altsaa belaste de Bjælker, hvis Vinkeldrejning forårsager Momentet, paa en saadan Maade, at $\beta \cdot \alpha$ bliver Maksimum.

b. Vinkeldrejningernes Bestemmelse.

642. Vinkeldrejningerne frembringes af Bjælkerne og hæmmes af Søjlerne. Man er paa den sikre Side ved at se bort fra denne Hæmning, altsaa regne Søjletværsnittets Inertimoment lig Nul, hvorved man opnaar, at α og α' kun afhænger af Bjælkerne ved Søjlels Hoved og Fod; om Søjlen fortsætter sig gennem flere Etager bliver uden Betydning. Under disse Forhold har man blot at undersøge, om det øvre eller nedre Dæk drejer sig mest, og at kalde den største af de to Drejninger for α . Derefter belastes det andet Dæk saaledes, at α' faar den størst mulige positive Værdi, og ved Indsættelse i (429) og (430) eller i (434) og (435) findes da Søjlels Momenter. For en Søjle, der er indspændt i den ene Ende, skal altid findes $\beta = 4$, $\beta' = -2$ (Fig. 714), medens α afhænger af Bjælken. For en Søjle mellem to ens Dæk med ens Last skal altid regnes $\beta = 6$, $\beta' = -6$ (Fig. 713), medens α afhænger af Bjælkerne.

For en Bjælke, der bærer en vilkaarlig Last, er Vinkeldrejningen i et vilkaarligt Punkt:

$$\alpha = \frac{Q_M}{E \cdot I} \quad (436)$$

hvor Q_M er Tværkraften i Punktet, naar Bjælken tænkes belastet med Momentfladen. Ligningen gælder saavel for simpelt understøttede som for indspændte og kontinuerlige Bjælker. Bjælke-enderens Vinkeldrejninger findes af (436) ved for Q_M at indføre Tværkraften ved Lejet. Hvis man for Bjælken i Fig. 713 bestemmer α paa denne Maade og indfører Værdien i (434) sammen med $\beta = 6$, finder man altsaa et Søjlemoment, der er større end det virkelige.

α og α' bliver mindre, naar der tages Hensyn til Søjlels Stivhed, men vil man gennemføre en saadan Beregning med korrekt Hensyntagen til alle de mange statisk ubestemmelige Størrelser, bliver Arbejdet som Regel uoverkommeligt. For nogle hyppigt forekommende Bygværksformer er Opgaven løst i § 643-60 under Brug af forskellige hyppigt forekommende Bygverksformer af disse er den, at Søjlels største Drejningsvinkel α altid beregnes under Forudsætning af, at den modsatte Søjleendes Vinkeldrejning α' har en af de i Fig. 709-12 viste Værdier. Der regnes altsaa med $\beta' = -\beta$ i et Tilfælde som Fig. 713, selv om den bevægelige Last paa de to Dæk ikke er helt ens, og der regnes med $\beta' = -1/3 \beta$ (Fig. 714), hvis Søjlen udgaar fra et ubelastet Dæk eller fra en Fodplade.

c. I Fags Bjælker.

a. Ligevægtsbetingelsen for et Knudepunkt.

643. For en simpelt understøttet Bjælke med vilkaarlig Last findes Endernes Vinkeldrejning af (436). Naar Bjælken tænkes belastet med Momentfladen med Areal F_M , bliver venstre Lejetryk $\frac{F_M \cdot \xi_h}{l}$, hvor ξ_h er Momentfladens Tyngdepunkts Afstand fra højre Leje, og naar denne Værdi indsættes for Q_M , findes Vinkeldrejningen ved venstre Leje:

$$\alpha_D = \frac{F_M \cdot \xi_h}{l \cdot E \cdot I} \quad (437)$$

¹⁾ Se desangaaende A. Ostenfeld: Nogle simple Formler for de bøjende Momenter, der paavirker Søjlerne i Konstruktioner af armeret Beton (Ing. 1905. S. 83) og Husbygningens-Rammekonstruktion (Ing. 1913, S. 519 og 657) samt Faber and Bowie: Reinforced Concrete Design. Om Forsøg med slige Konstruktioner se U. I. E. E. S. Bulletin No. 107 (Mikishi Abe).

Vinkeldrejningen ved højre Leje faas ved Ombytning af Bogstaverne v og h .
 For en vægtløs Bjælke, der ved Enderne er paavirket af opadgående Momenter M_o og M_h , er Momentfladens Areal $F_M' = \frac{1}{2} \cdot (M_o + M_h) \cdot l$ og dens Lejetryk:

$$R_o = \frac{l}{6} \cdot (2 \cdot M_o + M_h) \quad R_h = \frac{l}{6} \cdot (M_o + 2 \cdot M_h)$$

og Endernes Vinkeldrejninger:

$$\alpha_o = \frac{l}{6 \cdot E \cdot I} \cdot (2 \cdot M_o + M_h) \quad \alpha_h = \frac{l}{6 \cdot E \cdot I} \cdot (M_o + 2 \cdot M_h)$$

For en Bjælke, der dels er paavirket af Endemomenter og dels af en vilkaarlig Last med Momentfladeareal F_M' , bliver venstre Endes Vinkeldrejning altsaa:

$$\alpha_o = \frac{l}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left(2 \cdot \frac{F_M' \cdot \xi_h}{l^2} - \left(\frac{2}{3} \cdot M_o + \frac{1}{3} \cdot M_h \right) \right) \quad (438)$$

Højre Endes Vinkeldrejning findes ved Ombytning af v og h .
 Er venstre Ende sammenstøbt med en Søjlestamme (Fig. 717), skal M_o være i Ligevægt med

Søjlemomenterne umiddelbart over og under Bjælken. Søjlen over den betragtede Bjælke kaldes her og i det følgende den øvre Søjle, og dens Moment kaldes M_o ; Søjlen under Bjælken kaldes den nedre Søjle, dens Moment M_n . Ligevægten kræver da:

$$M_o + M_n = M_o' \quad (439)$$

Søjlemomenterne er desuden bestemt ved (434):

$$M_o = \alpha \cdot E \cdot w_o \cdot \beta_o \quad M_n = \alpha \cdot E \cdot w_n \cdot \beta_n \quad (440)$$

hvor β_o og β_n er de to Søjlers β -Værdier i Fællespunktet, medens w_o og w_n er de to Søjlers Stivhedstal. Er disse Værdier kendte, er α den eneste ubekendte paa højre Side af Lighedstegnet.

M_o' findes af (438), saafremt M_h er kendt, idet $\alpha_o = \alpha$.

Indsættes de tre Momenter i (439), faas derfor en Ligning, hvis eneste ubekendte er α .

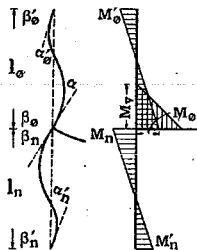


Fig. 717.

β. Symmetri om Bjælkemidten.

644. Almindelige Udtryk for Søjlemomenterne. I det følgende forudsættes venstre og højre Søjlestamme at være ens, og Bjælkelasten at være symmetrisk om Bjælkemidten. Dette medfører $M_h = M_o$, og $\xi_h = \frac{1}{2}l$, og (438) giver da:

$$M_o = \frac{F_M}{l} - \frac{2 \cdot \alpha \cdot E \cdot I}{l} = \frac{F_M}{l} - 2 \cdot \alpha \cdot E \cdot w_b \quad (441)$$

hvor w_b er Bjælkens Stivhedstal: $w_b = \frac{l}{I}$. (442)

Naar de tre Momenter indføres i (439), og naar den simple Momentkurves Middeldordinat kaldes M_m , altsaa:

$$M_m = \frac{F_M}{l} \quad (443)$$

hvilken Størrelse ved jævnt fordelt Last antager Værdien:

$$M_m = \frac{\frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 \cdot \frac{2}{3}}{l} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot l^2 \quad (443a)$$

findes:

$$\alpha = \frac{1}{E} \cdot \frac{M_m}{\beta_o \cdot w_o + \beta_n \cdot w_n + 2w_b} \quad (444)$$

Naar α indsættes i (434-5), faas Søjlemomenterne:

$$M_o = \frac{M_m}{1 + \frac{\beta_n \cdot w_n + 2 \cdot w_b}{\beta_o \cdot w_o}} \quad M_n = \frac{M_m}{1 + \frac{\beta_o \cdot w_o + 2 \cdot w_b}{\beta_n \cdot w_n}} \quad (445e)$$

$$M_o' = \frac{\beta_o'}{\beta_o} \cdot M_o \quad M_n' = \frac{\beta_n'}{\beta_n} \cdot M_n \quad (446e)$$

I det følgende forudsættes et ubelastet Dæk at have $\alpha = 0$; Søjlen mellem dette og et belastet Dæk har da $\beta = 4$, $\beta' = -2$ (Fig. 714). For en Søjle mellem to belastede Dæk regnes altid $\beta = 6$, $\beta' = -6$ (Fig. 713). Under disse Forhold er M_o og M_n for et givet Dæk kun af-

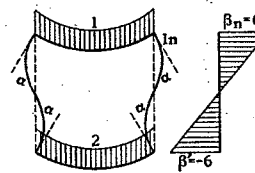


Fig. 718.

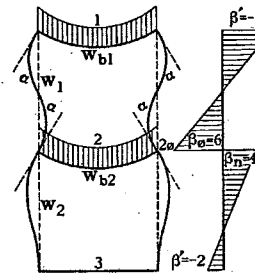


Fig. 719.

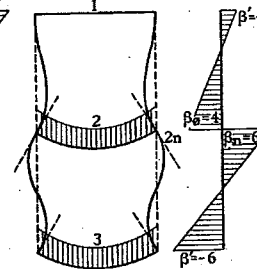


Fig. 720.

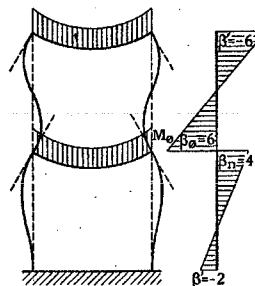


Fig. 721.

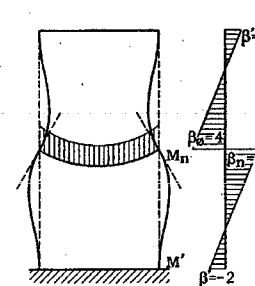


Fig. 722.

hængig af dette Dæks og de to Næbdæks Belastningstilstand. Nummereres Dækkene fra oven ned efter, og er M_{1n} Søjlemomentet umiddelbart under Dæk 1, M_{2o} og M_{3n} Søjlemomenterne over og under Dæk 2 o. s. v., bliver disse Momenter i Henhold til (440) størst, naar $\alpha \cdot \beta$ for den paagældende Søjleende er Maksimum, altsaa henholdsvis i Tilfældene Fig. 718, 719 og 720, og man finder Momenterne af (445) ved at indføre de tilsvarende β -Værdier. Er der 3 eller flere Dæk, giver efterfølgende Tabel den

for hver enkelt Søjleende farligste Belastningstilstand med tilhørende Værdier af β_o og β_n , og disse Værdier skal altsaa indsættes i (445).

	Øverste Dæk	Følgende Dæk	Nederste Dæk	Fodplade
	M_n	M_o	M_n	M_o
Fig.	718	719	720	721
$\beta_o =$		6	4	6
$\beta_n =$	6	4	6	4
				$M' = \frac{1}{3} M_n$

645. 1 Dæk. Er der kun 1 Dæk (Fig. 723), bliver $w_o = 0$; (445n) og (446n) giver da Momenterne ved Søjens Hoved og Od:

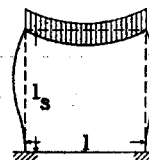


Fig. 723.

$$M = \frac{M_m}{1 + \frac{2 \cdot w_b}{\beta \cdot w}} \quad M' = \frac{\beta'}{\beta} \cdot M$$

Er nedre Søjleende indspændt (Fig. 723), haves (Fig. 710) $\beta = 4$, $\beta' = -2$, altsaa:

$$M = \frac{M_m}{1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{w_b}{w}} \quad M' = -\frac{1}{2} \cdot M$$

Er nedre Søjleende simpelt understøttet, haves (Fig. 711) $\beta = 3$, $\beta' = 0$, altsaa:

$$M = \frac{M_m}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{w_b}{w}} \quad M' = 0 \quad (447)$$

Søjlen faar altsaa større Momenter, naar den er indspændt forneden, end naar den er simpelt understøttet forneden, og i det følgende vil der derfor som Regel blive regnet med Indspænding.

646. 2 Dæk. De maksimale Søjlemomenter findes af (445) og Tabellen i § 644 under Overspringning af Værdierne for »Følgende Dæk«, altsaa:

$$M_{1n} = \frac{M_{m1}}{1 + \frac{1}{3} \frac{w_{b1}}{w_1}} \quad M_{2s} = \frac{M_{m3}}{1 + \frac{4w_2 + 2w_{b3}}{6 \cdot w_1}} \quad M_{2n} = \frac{M_{m2}}{1 + \frac{4w_1 + 2w_{b2}}{4 \cdot w_2}} \quad M' = \frac{1}{2} M_{2n}$$

De største Normalkræfter optræder, naar alle Dæk er belastede (Fig. 719); de samtidige Værdier af M_{1n} og M_{2s} er de samme som ovenfor, medens man for M_{2n} har $\beta_s = 6$, $\beta_n = 4$, altsaa:

$$M_{2n} = \frac{M_{m3}}{1 + \frac{6 \cdot w_1 + 2 \cdot w_{b3}}{4 \cdot w_2}} \quad M' = \frac{1}{2} \cdot M_{2n} \quad (449)$$

$$(450)$$

647. 3 Dæk. De maksimale Værdier af M_{1n} og M_{2s} er de samme som i § 646, de øvrige findes af Tabellen i § 644:

$$M_{2n} = \frac{M_{m2}}{1 + \frac{4w_1 + 2w_{b2}}{6 \cdot w_2}} \quad M_{2s} = \frac{M_{m3}}{1 + \frac{4w_2 + 2w_{b3}}{6 \cdot w_2}} \quad M_{3n} = \frac{M_{m3}}{1 + \frac{4w_2 + 2w_{b3}}{4 \cdot w_3}} \quad M_{4s} = \frac{1}{2} M_{3n}$$

De største Normalkræfter optræder, naar alle Dæk over den paagældende Søjle er belastede, og det samtidige Moment bliver da størst, naar Søjlefoden faar den størst mulige Drejning. M_{1n} , M_{2s} og M_{3s} bliver følgende de samme som ovenfor, medens M_{3n} skal beregnes for alle 3 Dæk belastede og M_{3n} for Tilstanden i Fig. 721, altsaa:

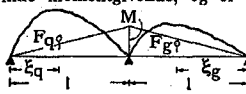
$$M_{2n} = \frac{M_{m3}}{1 + \frac{6 \cdot w_1 + 2 \cdot w_{b2}}{6 \cdot w_2}} \quad M_{3n} = \frac{M_{m3}}{1 + \frac{6 \cdot w_2 + 2 \cdot w_{b3}}{4 \cdot w_3}} \quad (451)$$

$$(452)$$

648. Flere Dæk. Naar Dækkenes Antal overstiger 3, bruges Tabellen i § 644 ganske som ved 3 Dæk.

d. 2 Fags Bjælker med simpelt understøttede Ender.

649. Almindeligt Udtryk for Søjlemomenterne ved ens Fagvidder. Er Midtersøjlen ikke momentgivende, og er Bjælkemomentet over den M , og kaldes de simple Momentfladers Arealer F_q og F_g (Fig. 724), og tænkes Bjælken belastet med den resulterende Momentflade, kan man beregne Tværkræfterne umiddelbart til venstre og højre for Midterlejet; indføres disse i (436), faas:

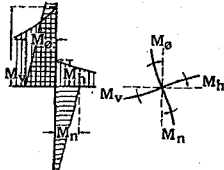


$$E \cdot I \cdot \alpha_q = \frac{F_q \cdot \xi_q}{l} - \frac{1}{3} \cdot M \cdot l \quad E \cdot I \cdot \alpha_g = \frac{F_g \cdot \xi_g}{l} - \frac{1}{3} \cdot M \cdot l \quad (453)$$

Fig. 724. Sættes $\alpha_q = -\alpha_g = \alpha$, findes:

$$M = \frac{1.5}{l^2} \cdot (F_q \cdot \xi_q + F_g \cdot \xi_g) \quad \alpha \cdot E \cdot I = \frac{1}{2 \cdot l} \cdot (F_q \cdot \xi_q - F_g \cdot \xi_g)$$

Vil man derimod beregne Søjleens Vinkeldrejning α under Hensyntagen til Søjleens Stivhed, maa man udtrykke de 4 Momenter, der angriber i Punktet (Fig. 725), ved α og opskrive Ligevægtsbetingelsen. For de to Søjlemomenter haves Udtrykkene (440); de to Bjælkemomenter findes af (453):



$$M_v = 3 \cdot \frac{F_q \cdot \xi_q - E \cdot I \cdot \alpha \cdot l}{l^2} \quad M_h = 3 \cdot \frac{F_g \cdot \xi_g + E \cdot I \cdot \alpha \cdot l}{l^2}$$

Betingelsen $M_v = M_h + M_s + M_n$ giver da:

$$\alpha = \frac{1}{E} \cdot \frac{\frac{3}{l^2} (F_q \cdot \xi_q - F_g \cdot \xi_g)}{\beta_s \cdot w_s + \beta_n \cdot w_n + 6 \cdot w_b} = \frac{1}{E} \cdot \frac{M_c}{\beta_s \cdot w_s + \beta_n \cdot w_n + 6 \cdot w_b} \quad (454)$$

og ved Indsættelse i (440):

$$M_s = \frac{M_c}{1 + \frac{\beta_n \cdot w_n + 6 \cdot w_b}{\beta_s \cdot w_s}} \quad M_n = \frac{M_c}{1 + \frac{\beta_s \cdot w_s + 6 \cdot w_b}{\beta_n \cdot w_n}} \quad (455a)$$

$$(455b)$$

For jævnt fordelt Last er:

$$M_c = \frac{3}{l^2} (\frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot l - \frac{1}{6} \cdot g \cdot l^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot l) = \frac{1}{2} \cdot (q - g) \cdot l^2$$

og Normalkraften i Søjlen:

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q + g) \cdot l$$

Der er ovenfor regnet med, at Søjlen bliver færligst paavirket, naar det ene Fag er ubelastet, det andet fuldt belastet, og saaledes regner man i Praksis. I Virkeligheden forøges Paavirkningen noget, naar den svære Last strækker sig lidt ind i Nabofaget, thi derved ændres a meget lidt, mens Søjletykket forøges væsentlig.

650. 1 Dæk. Naar Forholdene er som i Fig. 714, giver (455n), idet $w_b = 0$:

$$M = \frac{M_c}{1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{w_b}{w}} \quad M' = \frac{1}{2} \cdot M$$

651. Flere Dæk. Det maksimale Søjlemoment ved øverste Dæk optræder i Tilfældet Fig. 726. Ved de følgende Dæk bliver M_s størst i Tilfældet Fig. 727, M_n i Tilfældet Fig. 728. Ved nederste Dæk bliver M_s størst i Fig. 729, M_n i Fig. 730. Af (455) faas:

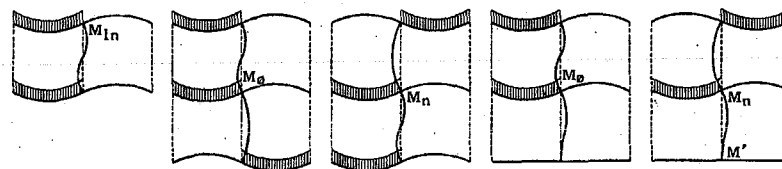


Fig. 726. Fig. 727. Fig. 728. Fig. 729. Fig. 730.

Øverste Dæk (Fig. 726):

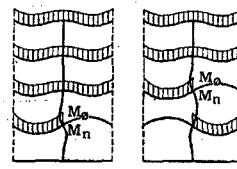
$$M_{1n} = \frac{M_{c1}}{1 + \frac{w_{b1}}{w_1}} \quad M_s = \frac{M_c}{1 + \frac{2 \cdot w_n + 6 \cdot w_b}{6 \cdot w_s}} \quad M_n = \frac{M_c}{1 + \frac{2 \cdot w_s + 6 \cdot w_b}{6 \cdot w_n}}$$

Følgende Dæk (Fig. 727 og 728):

Nederste Dæk (Fig. 729 og 730):

$$M_s = \frac{M_c}{1 + \frac{4 \cdot w_n + 6 \cdot w_b}{6 \cdot w_s}} \quad M_n = \frac{M_c}{1 + \frac{2 \cdot w_s + 6 \cdot w_b}{4 \cdot w_n}} \quad M' = \frac{1}{2} \cdot M_n$$

Største Normalkraft optræder, naar alle Dæk over Søjlen er belastede. Søjleens samtidige Moment bliver da størst, naar Søjlefoden faar den størst mulige Drejning. For nederste Dæk (Fig. 731) findes da (455):

$$M_s = \frac{M_c}{1 + \frac{4 \cdot w_n + 6 \cdot w_b}{4 \cdot w_s}} \quad M_n = \frac{M_c}{1 + \frac{4 \cdot w_s + 6 \cdot w_b}{4 \cdot w_n}}$$


For alle de øvrige er (Fig. 732):

$$M_s = \frac{M_c}{1 + \frac{2 \cdot w_n + 6 \cdot w_b}{4 \cdot w_s}} \quad M_n = \frac{M_c}{1 + \frac{4 \cdot w_s + 6 \cdot w_b}{2 \cdot w_n}}$$

e. 2 Fags Bjælker med Ydersøjler.

652. Forefindes Ydersøjler sammenstøtte med Bjælkeenderne, vil Indersøjleens Vinkeldrejning blive mindre end før, men Maksimumsværdierne fremkommer ved de samme Belastningstilstande, saa man er paa den sikre Side ved at se bort fra Ydersøjleens hæmmende Indflydelse og bruge Formlerne ovenfor.

Gennemføres de nøjagtigere Beregninger som i § 649 og under følgende Forudsætninger: (1) Bygværksymmetri om Midtersøjlen, (2) Lastsymmetri om Fagmidterne, og indføres Betegnelserne:

M_p = de to ens Indspændingsmomenter, som vilde optræde ved Enderne af Bjælkenes ene Fag, naar dette tænkes fuldkommen indspændt, uden Vægt og belastet med den bevægelige Last (ved jævnt fordelt Last: $M_p = \frac{1}{12} \cdot (q - g) \cdot l^2$)

$M_q =$ samme Moment ved Totalast (ved jævnt fordelt Last: $M_q = \frac{1}{12} \cdot q \cdot l^2$)
 $y = \beta_o \cdot w_o + \beta_n \cdot w_n$ for Ydersøjlen $i = \beta_o \cdot w_o + \beta_n \cdot w_n$ for Midtersøjlen

kommer man til følgende:

Indersøjlen største Vinkeldrejning er:

$$\alpha = \frac{M_p}{E} \cdot \frac{y + 6 \cdot w_b}{(y + 4 \cdot w_b) \cdot (i + 8 \cdot w_b) - 8w_b^2} \quad (456)$$

Er $y = i$ og indføres Forkortelsen:

$$k = \frac{w_b}{\beta_o \cdot w_o + \beta_n \cdot w_n}$$

kan Indersøjlen største Moment skrives:

$$M = M_p \cdot \frac{1 + 6k}{1 + 12k + 24k^2} \quad (457)$$

og Ydersøjlen største Moment:

$$M = M_q \cdot \frac{1 + 14k + 36k^2 - \frac{g}{q} \cdot (2k + 12k^2)}{(1 + 4k) \cdot (1 + 12k + 24k^2)} = M_q \cdot c \quad (458)$$

Naar k er udregnet, kan c tages af hosstaaende Tabel¹⁾.

k	$q = g$	$q = 2g$	$q = 4g$	$g = 0$	k	$q = g$	$q = 2g$	$q = 4g$	$g = 0$
0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,4	0,385	0,439	0,466	0,493
0,03	0,892	0,915	0,927	0,938	0,6	0,294	0,342	0,366	0,390
0,06	0,806	0,843	0,861	0,879	1	0,200	0,238	0,257	0,276
0,10	0,714	0,761	0,785	0,808	2	0,111	0,135	0,147	0,159
0,15	0,624	0,678	0,704	0,731	5	0,048	0,059	0,064	0,070
0,25	0,500	0,557	0,585	0,614	10	0,024	0,030	0,033	0,036

653. 1 Dæk. I Udtrykket for k skal indføres $w_o = 0$ og, hvis Søjlerne er indspændt for neden, $\beta_n = 4$, ellers $\beta_n = 3$. (Fig. 710-11); derefter giver (457-8) de søgte Momenter.

654. 2 Dæk. Maksimalmomenterne optræder ved de i nedennævnte Figurer viste Belastningstilstande. Momenterne beregnes af (457-8) med nedennævnte k -Værdier:

Øverste Dæk: M_{1n} (Fig. 726) 2' Dæk: M_{2o} (Fig. 729) 2' Dæk: M_{2n} (Fig. 730):

$$k = \frac{w_{b1}}{6 \cdot w_n} \quad k = \frac{w_{b2}}{6 \cdot w_o + 4 \cdot w_n} \quad k = \frac{w_{b2}}{2 \cdot w_o + 4 \cdot w_n}$$

Fodplade (Fig. 730): $M' = \frac{1}{2} \cdot M_{2n}$.

655. Flere Dæk. Maksimalmomenterne optræder ved de i nedennævnte Figurer viste Belastningstilstande. Momenterne beregnes af (457-8) med nedennævnte k -Værdier:

Øverste og nederste Dæk samt Fodplade som i § 654.

Øvrige Dæk: M_{2o} (Fig. 727): $k = \frac{w_{b2}}{6w_o + 2w_n}$ M_{2n} (Fig. 728): $k = \frac{w_{b2}}{2w_o + 6w_n}$

f. 3 Fags Bjælker med simpelt understøttede Enders.

656. 1 Dæk. Der forudsættes Bygværksymmetri om midterste Fagmidte og Lastsymmetri om hver enkelt Fagmidte. Søjlernes Vinkeldrejning bliver størst under Lasten i Fig. 734, og beregnes α af (436), altsaa uden Hensyn til Søjlernes Stivhed, findes:

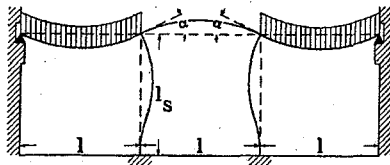


Fig. 734.

virkelige. Ved jævnt fordelt Last er:

$$M_i = \frac{1}{8} \cdot (p + \frac{1}{2}g) \cdot l^2 = \frac{1}{24} \cdot (1,5q - g) \cdot l^2 \quad (460)$$

¹⁾ Hovedsagelig efter Faber: Reinforced Concrete Design, Vol. II, London 1920.

De til Fig. 734 svarende Værdier af Bjælkenes Moment over Søjlen og af Søjlelasten er (Fig. 315):

$$M_b = \frac{1}{24} \cdot (q + g) \cdot l^2 \quad N = 0,55 \cdot (q + g) \cdot l \quad (461) (462)$$

Ved Søjlernes Stivhed ændres Vinkeldrejningen til:

$$\alpha = \frac{M_i}{E} \cdot \frac{1}{\beta \cdot w + 5 \cdot w_b} \quad (463)$$

der indsat i (434) giver Søjlemomenterne:

$$M = \frac{M_i}{1 + \frac{\beta \cdot w}{5 \cdot w_b}} \quad M' = \frac{\beta'}{\beta} \cdot M \quad (464)$$

hvor $\beta = 4$, $\beta' = -2$ (Fig. 714). Samtidig ændres naturligvis (461) og (462).

657-8. Flere Dæk. Er der ogsaa Søjler over Bjælken, ændres (459) og (464) til:

$$\alpha = \frac{M_i}{E} \cdot \frac{1}{\beta_o \cdot w_o + \beta_n \cdot w_n + 5 \cdot w_b} \quad M_o = \frac{M_i}{1 + \frac{\beta_n \cdot w_n + 5 \cdot w_b}{\beta_o \cdot w_o}} \quad M_n = \frac{M_i}{1 + \frac{\beta_o \cdot w_o + 5 \cdot w_b}{\beta_n \cdot w_n}}$$

I efterfølgende Tabel er for hver enkelt Søjleende indført den farligste Belastningstilstand med tilhørende Værdier af β_o og β_n .

	Øverste Dæk	Følgende Dæk	Nederste Dæk	Fodplade
	M_o	M_n	M_o	M'
Fig.	726	727	728	730
$\beta_o =$	6	2	6	2
$\beta_n =$	6	2	6	4
				$M' = \frac{1}{2} M_n$

I Tilfælde af 2 Dæk gælder Værdierne for Følgende Dæk ikke.

g. 3 Fags Bjælker med Ydersøjler.

659. Ydersøjlernes Momenter kan nøjagtigt nok bestemmes af Formlerne for 2 Fag (§ 652-5), Indersøjlerne af Formlerne for uendeligt mange Fag (§ 660).

h. 4 og flere Fags Bjælker.

660. Har Bjælken 4 eller flere Fag, og er Enderne simpelt understøttede, kan man for første og sidste Søjle bruge Formlerne for 3 Fags Bjælker (§ 656-8), medens de øvrige Søjler kan behandles, som om Bjælken havde uendeligt mange Fag.

Forefindes Ydersøjler, kan man for disse bruge Formlerne for 2 Fags Bjælker (§ 652-5), medens de øvrige Søjler kan behandles, som om Bjælken havde uendeligt mange Fag.

For en Bjælke med uendeligt mange Fag, der skiftevis er belastede og ubelastede, er Søjlernes Vinkeldrejning:

$$\alpha = \frac{M_p}{E} \cdot \frac{1}{\beta_o \cdot w_o + \beta_n \cdot w_n + 4 \cdot w_b}$$

hvor M_p er Indspændingsmomenterne for et fuldkommen indspændt Bjælkefag, der er uden Vægt og belastet med den bevægelige Last. Er denne jævnt fordelt, haves $M_p = \frac{1}{24} \cdot p \cdot l^2$.

Søjlemomenterne over og under en saadan Bjælke er følgende:

$$M_o = \frac{M_p}{1 + \frac{\beta_n \cdot w_n + 4 \cdot w_b}{\beta_o \cdot w_o}} \quad M_n = \frac{M_p}{1 + \frac{\beta_o \cdot w_o + 4 \cdot w_b}{\beta_n \cdot w_n}}$$

hvor β -Værdierne tages af Tabellen i § 657.

6. Rammeberegninger.

661. Ved Dimensionering af Rammer med statisk ubestemmelige Størrelser bestemmes disse som for en uarmeret Betonramme, der er i Stand til at optage Trækspændinger, altsaa uden Hensyn til, om Rammen er stærkt eller svagt armeret. Er Tværsnittet T-formet, regnes med den sædvanlige, nyttige Pladebredde, uanset om Pladen er trykket eller strakt. Paa denne Maade findes de til smaa Spændinger svarende statisk ubestemmelige Størrelser; at Forhol-

dene ændres, efterhaanden som Trækspændingerne overflyttes fra Betonen til Jærnet, tages der ikke Hensyn til¹⁾.

Man begynder med at optegne Rammen med skønnede Tværnsnit, og bestemmer derefter disses Tyngdepunkter, saaledes at en foreløbig Tyngdepunktslinie for Rammen kan fastlægges. I Husbygningen er der ret faa Belastningstilfælde at undersøge, som hvilende Last, Sne, Vind, eventuelt Kranlast og Temperaturændringer. Hvert af disse Belastningstilfælde behandles for sig, og man ser som Regel bort fra de Deformationer, der skyldes Normalkræfterne. Man kan derefter gaa frem paa to forskellige Maader.

(1) Man beregner for hvert enkelt Belastningstilfælde M , N og Q for tilstrækkeligt mange Snit og kombinerer derefter Belastningstilfældene saaledes, at man for hvert Snit faar de farligste Kombinationer af M og N og de farligste Værdier af Q , og for disse dimensioneres Snittet.

(2) Man beregner for hvert enkelt Belastningstilfælde σ_b og σ'_b for det skønnede, uarmerede Tværnsnit, idet man enten bruger Formlerne (339) eller gør Brug af Kæremomenterne (§ 589), der navnlig for rektangulære Tværnsnit let bestemmes ($k = \frac{1}{6}a$). De fundne Spændinger opstilles i en Tabel og kombineres saaledes, at man for hvert Snit har maks σ_b med tilhørende σ'_b og maks σ'_b med tilhørende σ_b . De til disse resulterende Spændingstilstande svarende Værdier af N og M beregnes af Formel (342), hvorefter den endelige Dimensionering foretages under Bortsyn fra Betonens Trækspændinger. Ved denne Fremgangsmaade faar man et godt Overblik over de forskellige Belastningstilstandes Betydning, og i Tilfælde, hvor man ikke paa Forhaand kan afgøre, hvilken Kombination af M og N , der er den farligste, er Metoden at foretrække for (1).

Hvad enten man gaar frem efter (1) eller (2), sker Dimensioneringen af de Tværnsnit, hvis Nullinie falder indenfor Jærnet, lettest paa Grundlag af Momentet m. H. t. det strakte Jærn, som beskrevet i § 613.

Undertiden vil Tværkraften blive bestemmende for Dimensionerne, men ses der bort fra denne Mulighed, skal man dimensionere for de Belastningskombinationer, der giver de største Tryk- og Trækspændinger i Tværnsnittets to Yderlinier, altsaa for de Kombinationer, der giver den største Værdi af:

- (a) σ_b ved Tværnsnittets Overkant (c) σ'_b ved Tværnsnittets Overkant
(b) „ „ „ Underkant (d) „ „ „ Underkant.

Tilfældene (a) og (b) vil være bestemmende for Betontværnsnittet, Tilfældene (c) og (d) som Regel for Trækjærnstværnsnittene.

Man beregner da paa Grundlag af de skønnede Dimensioner $M_i = N \cdot e_j$ for Tilfældene (a) og (b) og derefter de tilsvarende Enhedsmomenter M_{100} . Kaldes det største af disse maks M_{100} , findes nedv. $h = c_1 \cdot \sqrt{\text{maks } M_{100}}$. Er denne Værdi større end den skønnede, maa man enten forhøje denne eller gøre Tværnsnittet bredere eller indlægge Trykjærn eller formindske σ_j ; er den mindre end den skønnede, vil man eventuelt formindske denne.

Betingelsen for, at de statisk ubestemmelige Størrelser ikke paavirkes af saadanne Ændringer, er, at Tværnsnittens Tyngdepunkter ikke flyttes, og at samtlige Tværnsnits Inertiomomenter ændres i samme Forhold. Denne Betingelse vil være opfyldt, hvis kun Bredden ændres og i samme Forhold for alle Tværnsnit. Da Inertiomomentet er proportionalt med $b \cdot a^3$, vil en uens Ændring af Bredden dog ofte være af underordnet Betydning, medens en væsentlig Ændring af Højden som Regel nødvendigvis er Omregning. De danske Normer kræver en saadan Omregning, saafremt Forholdet mellem Inertiomomenterne er blevet større end det dobbelte eller mindre end det halve af den Værdi, som forud er skønnet.

Naar Betontværnsnittet paa denne Maade er fastlagt sammen med de til (a) og (b) svarende nødvendige Trækjærnstværnsnit, behandles Tilfældene (c) og (d), idet man dimensionerer for M_j , finder de nødvendige Værdier af h og f_j , forøger h til den vedtagne Værdi og formindsker f_j proportionalt til f'_j , hvorefter man har $f = f'_j - N : \sigma_j$. Disse Værdier af f vil være større end de for (a) og (b) fundne, med mindre man der har regnet med en lav Værdi af σ_j for at formindske Tværnsnittets Højde.

Sikkerhed mod Variationer af p : g . Ved Rammer, Buer og andre statisk ubestemte Bygværker vil en Forøgelse af Forholdet $p : g$ undertiden forøge Spændingerne uforholdsmæssig stærkt (§ 345). Derfor kræver Jærnbetonnormernes § 10, at p skal kunne forøges 50 %, uden at Spændingerne noget Steds overstiger det dobbelte af de tilladelige. Denne Ekstraundersøgelse kræves dog ikke ved simple Husbygningkonstruktioner.

Modelforsøg. Den Nøjagtighed, med hvilken de statisk ubestemmelige Størrelser kan udregnes, er naturligvis ret begrænset; undertiden faar man bedre Værdier ved Deformationsmaalinger paa Modeller.

Beggs Metode, ved hvilken der bruges plane Modeller udskaarne af Celluloidplader, er den nøjagtigste. Modellen belastes paa forskellige Maader, og med Mikroskop maales de lodrette og vandrette Forskydninger af et passende Antal Punkter, saaledes at man kan bestemme den deformerede Rammes Form og deraf udlede de forskellige Influenslinier, som man har Brug for.

¹⁾ I Kleinlogel: Rahmenformeln, Berlin 1929, findes færdige Formler for et stort Antal Rammer og Belastningstilfælde. En meget overskuelig Fremgangsmaade ved Løsning af saadanne Opgaver er angivet af Sodemann i Bygningsstatistiske Meddelelser 1929, Nr. 2, 1930, Nr. 4.

Continostatmetoden er en mere raa Metode af samme Art; Modellen opbygges af Staalstænger og er en mere mangelfuld Kopi af Rammen; til Gengæld er Deformationerne saa store, at den deformerede Rammes Form direkte kan aftegnes paa et bag Rammen anbragt Papir.

Nupubestmetoden (Nullpunktbestimmingsverfahren), svarer til den foregaaende, men i Stedet for at optegne Influenslinier nøjes man med paa den aftegnede, deformerede Rammemidlinie at opsøge Momentnulpunkterne (Vendepunkterne). For hvert enkelt Belastningstilfælde faar man derved Rammen opløst i statisk bestemte Dele, hvis Momenter let udregnes.

Fodhængsler. At indspænde en Ramme fuldstændig fornedet paa lignende Vanskeligheder som at indspænde en Bjælke (Side 250); oftest foreligger en delvis Indspænding. Ved Dimensioneringen regnes der ofte med Momentnulpunkter i Fodpunkterne (Fig. 356), og undertiden søger man at nærme sig til en Virkeliggørelse af denne Tilstand ved særlige Forholdsregler, der paatvinger Trykresultanten en nogenlunde central Beliggenhed. I Fig. 734 a og b er dette sagt opnaaet ved i Bunden af Rammeformen ved A at indlægge Tagpap eller et andet eftergivende Stof. I Fig. 734 a er ogsaa indlagt en Blyplade B, hvorved Bevæggeligheden forøges. Den vandret forskydende Kraft overføres for en stor Del gennem Friktion, men man plejer dog at indlægge en Forskydningsarmering enten i Form af lodrette Dorne (Fig. 734 a), der bør være svære, for at de vandrette Trykspændinger mellem dem og Betonen ikke skal blive for store, eller i Form af Skraajærn (Fig. 734 b). Man maa naturligvis ogsaa sikre sig, at den vandrette Kraft kan føres videre fra Fodpladen til Fundamentet og fra dette til Jorden.

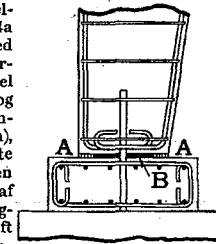


Fig. 734a.

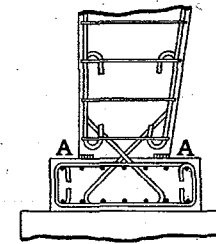


Fig. 734b.

7. Tværarmering og Bevikling.

662. Vil man forøge ekscentrisk trykket Betons Bæreevne ved Bevikling eller rigelig Tværarmering, skal man efter de danske Normer for Centralkraftens Vedkommende gaa frem som ved centralt paavirkede Søjler (§ 151 og 177), for Momentets Vedkommende som ved Bjælker (§ 416 og 452). I Formelen $\sigma = N : F + M : W$ skal man altsaa udregne $N : F$ som for en centralt paavirket Søjle og $M : W$ som ved ren Bøjning. I sidste Tilfælde bestemmes x for $N = 0$ og ingen Tværarmering, hvorefter man gaar frem som ved Bjælker.

8. Forskydningsspændinger ved ekscentrisk Normalkraft.

a. Vilkaarligt Tværnsnit.

663. Ligesom ved ren Bøjning maa der skelnes mellem prismatiske Bjælker og Bjælker med variabel Højde; de sidste omtales i § 667.

I en prismatisk Bjælke af homogent Materiale kan man bestemme τ i et vandret Snit A-A (Fig. 735) ved at opskrive Betingelsen for, at H -Kraften paa Længden dx er lig Tilvæksten i Trykkraft paa den ovenover A-A liggende Del af Tværnsnittet. Ved at behandle de rene Bøjningsspændinger for sig (Formel 271) og Normalkraftens Spændinger for sig finder man:

$$\tau_y \cdot b_y = Q \cdot \frac{S_y}{I} + \frac{dN}{dx} \cdot \frac{F_y}{F} \quad (465)$$

hvor b_y er Tværnsnitbredden i Snit A-A, medens F_y og S_y er det over Snit A-A liggende Tværnsnitsareal og dets statiske Moment m. H. t. Tyngdepunktslinien; endvidere er F og I det fulde Tværnsnitsareal og dets Inertimoment m. H. t. Tyngdepunktslinien.

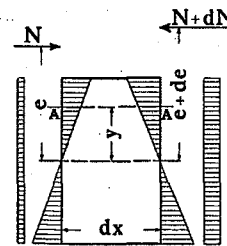


Fig. 735.

Er Normalkraften ens i alle Snit, altsaa $dN : dx = 0$, bliver Forholdene som ved ren Bøjning:

$$\tau_y = \frac{Q}{b_y} \cdot \frac{S_y}{I} \quad (466)$$

For et Jærnbetontværsnit gælder disse Formler kun, hvis Tværsnittet opfører sig som homogent, altsaa naar det er trykket overalt, eller naar de eventuelle Betontrækspændinger medregnes.

Hvis der derimod i Jærnbetontværsnittet forekommer Trækspændinger, som ikke maa medregnes, kan man, som nævnt i § 594, ikke beregne Spændingerne fra den rene Bøjning og Spændingerne fra den centrale Normalkraft uafhængigt af hinanden og derefter lægge dem sammen, thi ved Nulliniens Flytning fra Snit til Snit ændres det nyttige Tværsnits Størrelse og Tyngdepunkt, og i dette skal N anbringes for at kunne fordeles jævnt over det nyttige Tværsnit. Paa Forhaand vides altsaa hverken, hvor N skal anbringes, eller hvor stort et Tværsnit N skal fordeles over. Et korrekt Udtryk for τ , der tager Hensyn til disse Forhold, er det ikke lykkedes at opstille, men man har ved at gennemregne forskellige Tværsnit og forskellige Belastningstilfælde kunnet paavise, at Afgøelserne fra (466) er betydningsløse, og man bruger derfor denne Formel, i hvilken S og I skal bestemmes i Forhold til det nyttige Tværsnits Tyngdepunktslinie, ganske som ved ren Bøjning, og ligesom der finder man altsaa ogsaa her, at τ bliver størst i Tyngdepunktslinien. Den eneste Forskel er, at Tyngdepunktslinien og Nullinien falder sammen ved ren Bøjning, men ikke, naar der virker en Normalkraft.

Løvrigt maa erindres, at den Størrelse, der har Betydning, ikke er selve τ , men de Hovedtrækspændinger, som eventuelt ledsager den; det er disse, der skal optages af Skraajærn eller Bøjler, mens man ikke behøver at bekymre sig om τ_b , hvis den kun ledsages af Trykspændinger.

b. Rektangulært Tværsnit.

664. Naar der er Trækspændinger i Jærnet, kan τ som nævnt nøjagtigt nok bestemmes af Formel (466) og des bedre jo større Ekscentriciteten er, eftersom Formlen er korrekt for $e = \infty$. τ vil variere som Fig. 736 viser og være Maksimum i Tyngdepunktet for det virksomme Tværsnit ($\sigma : n \cdot f +$ trykket F_b) og være konstant ($= \tau_0$) mellem Nullinien og Jærnet.

Hovedtrækspændingen vil paa sidstnævnte Strækning være lig τ_0 , mens den over Nullinien vil være:

$$\sigma_1 = -\frac{1}{2} \cdot \sigma + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \sigma^2 + \tau^2} \quad (467)$$

altsaa mindre end τ i det paagældende Punkt. En Undersøgelse viser, at den ogsaa vil være mindre end τ_0 (hvis ikke Nullinien ligger meget nær ved det strakte Jærn, et Tilfælde, som vi vil se bort fra), saaledes at man kan tillade sig at regne $\sigma_1 = \tau_0$. Man behøver da kun at kende τ_0 for at kunne bestemme Forskydningsarmeringen.

τ_0 kan bestemmes grafisk (§ 610) eller af (466) ved Beregning. Ses der bort fra eventuelt tilstedeværende Trykjærn, findes x af Fig. 662; det virksomme Tværsnit er da $b \cdot x + n \cdot f$, og dets Tyngdepunkts Afstand fra den trykkede Kant samt dets Inertimoment m. H. t. Tyngdepunktsaksen:

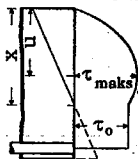


Fig. 736.

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 + n \cdot f \cdot h}{b \cdot x + n \cdot f} \quad I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot u^3 + \frac{1}{3} \cdot b \cdot (x - u)^3 + n \cdot f \cdot (h - u)^2$$

samt det statiske Moment af det over Nullinien liggende virksomme Tværsnit m. H. t. Tyngdepunktsaksen:

$$S = b \cdot x \cdot (u - \frac{1}{2}x) = n \cdot f \cdot (h - u).$$

(466) kan ogsaa skrives:

$$\tau_0 = \frac{Q}{m' \cdot b} \quad \text{idet:} \quad m' = \frac{I}{S} = h - \frac{x}{2} + \frac{1}{6} \cdot \frac{x^3}{2u - x}.$$

Kun ved ren Bøjning er m' Afstanden mellem Træk- og Trykcentret, idet man da har $x = u$ og altsaa $m' = h - \frac{1}{2}x = m$. Er N en Trykkraft, haves $m' > m$, thi naar N fra det uendeligt fjerne rykker ind mod Tværsnittet, forøges Trykzonen og dermed I og S , men I mest; man er derfor paa den sikre Side ved at regne $m' = m$, saafremt N er en Trykkraft. Er N en Trækkraft, haves derimod $m' < m$, da Tilføjelsen af en Trækkraft formindsker Trykzonen.

Naar τ_0 er beregnet, bestemmes Forskydningsarmeringen ganske som ved ren Bøjning, og ligesom der faar man ogsaa her et godt Overblik over Forholdene ved at afsætte Forskydningsspændingerne fra en Grundlinie, der danner 45° med Trækjærnenes Retning.

665. Er hele Tværsnittet trykket, giver (465) og (466) korrekte Værdier. Som Regel bruges (466), selv om N varierer fra Snit til Snit, og τ_{maks} optræder da i Tyngdepunktslinien for det fulde Tværsnit og er:

$$\tau_{\text{maks}} = \frac{Q}{\frac{2}{3} \cdot a \cdot b}$$

naar der ses bort fra Jærnet, og naar a er Tværsnitshøjden. Hovedtrækspændingerne findes af (467), og den Vinkel φ , de danner med Bjælkeaksen, er bestemt ved $\text{tg } 2\varphi = -2\tau : \sigma$.

Er τ_{maks} større end t_b , burde man sikre sig maks $\sigma_1 \geq t_b$, men denne Undersøgelse er kun paakrævet, naar $Q : N$ og dermed $\tau : \sigma$ er meget store, ellers kan den godt spares.

c. T-formet Tværsnit.

666. Forskydningsspændingerne i et T-formet Tværsnit kan findes grafisk som vist i § 610. Regnes der ikke med Kroppens Trykspændinger, og ligger Nullinien mellem Pladens Underside og Jærnet, er det virksomme Tværsnit konstant, og m' har da samme Værdi som ved ren Bøjning, altsaa:

$$\tau_0 = \frac{Q}{m' \cdot b_0} = \frac{Q}{(h - \frac{1}{2}c) \cdot b_0}.$$

Regnes der med Kroppens Trykspændinger, og er N en Trykkraft, haves $m' > m$, hvorfor Formlen giver for store Værdier af τ_0 , og Fejlen vokser med aftagende Ekscentricitet. Fejlen bliver dog mindre end den vilde blive, hvis samme Fremgangsmaade anvendes ved et rektangulært Tværsnit, thi Nulliniens Beliggenhed varierer mindre med Normalkraftens Ekscentricitet, naar Tværsnittet er T-formet.

d. Bjælker med variabel Højde.

667. Formel (466) er udledet under Forudsætning af konstant Højde og er derfor ugyldig, naar Højden varierer fra Snit til Snit. I dette Tilfælde kan man paa Forhaand intet vide om τ_{maks} , hverken om dens Størrelse, Beliggenhed eller Retning; derimod ved man, at τ er konstant paa Strækningen mellem Nullinien og Jærnet, og at dens Maksimalværdi paa denne Strækning, τ_0 , findes i Snit \perp Trækjærnet; Hovedtrækspændingen paa denne Strækning er da ogsaa τ_0 , og efter alt hvad man ved, er den ikke større i Trykzonen, saaledes at man for at bestemme Brudsikkerheden og Forskydningsarmeringen ikke har Brug for τ_{maks} , men kun for τ_0 , og denne kan i dette som i alle andre vanskelige Tilfælde bestemmes ved følgende Universalmetode.

Man lægger to Snit vinkelret paa Trækjærnet (Fig. 737) i en endelig og ikke for stor Afstand dl fra hinanden og beregner Jærntækkkræfterne T og $T + dT$, hvorefter man har:

$$\tau_0 = \frac{dT}{b \cdot dl}$$

Naar τ_0 er bestemt, kan Bøjler og Skraajærn beregnes ganske som ved ren Bøjning. Skraajærnene bøjes op under 45° med Trækarmingen, og Opbøjningspunkterne kan bestemmes ved at tegne Skraatræksdiagrammet over en Linie, der danner 45° med Trækarmingen.

668. Formel for τ_0 . Vil man udlede en Formel for τ_0 , kan det ske ret nemt, saafremt man forudsætter, at de ydre Kræfters Resultant R (Fig. 737) ikke forandrer sig mellem to konsekutive Snit. Er C Trykspændingernes Resultant, kræver Ligevægten:

$$R \cdot r = T \cdot m \quad \text{eller} \quad T = \frac{R \cdot r}{m} \quad (468)$$

For et Tværsnit i Afstanden dl fra det første har T , m og r andre Værdier, medens vi forudsætter R uforandret i Størrelse og Retning. Ved Differentiation af (468) findes:

$$dT = R \cdot \frac{m \cdot dr - r \cdot dm}{m^2}$$

Af Figuren fremgaar: $dm = dl \cdot \operatorname{tg} \delta$ $\frac{dr}{\cos \beta} = dl \cdot (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \delta)$

altsaa: $dT = \frac{R}{m^2} \cdot (m \cdot dl \cdot \cos \beta \cdot (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \delta) - r \cdot dl \cdot \operatorname{tg} \delta)$

Da den lodrette, forskydende Kraft paa Strækningen dl maa være lig dT , kræves:

$$b \cdot \tau_0 \cdot dl = dT$$

altsaa: $b \cdot \tau_0 = \frac{R}{m} \cdot (\sin \beta - \cos \beta \cdot \operatorname{tg} \delta - \frac{r}{m} \cdot \operatorname{tg} \delta)$.

Indføres heri (468) samt: $R \cdot \sin \beta = Q$ og $R \cdot \cos \beta = N$, faas:

$$b \cdot \tau_0 = \frac{Q - N \cdot \operatorname{tg} \delta - T \cdot \operatorname{tg} \delta}{m} = \frac{Q - (N + T) \cdot \operatorname{tg} \delta}{m} \quad (469)$$

For $N = 0$ falder denne Ligning sammen med (274) i § 506.

I Figuren er Tværsnitshøjden voksende med Normalkraftens Ekscentricitet. Er det omvendte Tilfældet, kan dm og dermed δ blive negativ, og $\operatorname{tg} \delta$ skal da indføres med negativt Fortegn.

I et T-formet Tværsnit er Trykcentrets Bevægelse i Forhold til den trykkede Kant saa ringe, at man med tilstrækkelig Tilnærmelse kan regne, at det ligger i en konstant Afstand fra denne eller $\delta = \alpha$, altsaa:

$$b_0 \cdot \tau_0 = \frac{Q - (N + T) \cdot \operatorname{tg} \alpha}{m} \quad (470)$$

For $N = 0$ falder (470) sammen med (276).

For et rektangulært Tværsnit er man nødt til at bestemme δ ved at beregne eller konstruere Nulliniens Beliggenhed i to Tværsnit, der ligger i en passende Afstand fra hinanden. Forbindelseslinien mellem de to Trykzoners ydre Trediedelspunkter giver da Vinklen δ . Men dette ses let at være en Omvej i Forhold til at bestemme τ_0 af dT som angivet i § 667.

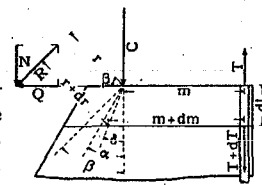


Fig. 737.

I. Skævvinklet Armering.

669. Indledning. Hvis en homogen Betonplade af konstant Tykkelse paavirkes af samme Normalsspænding σ i to paa hinanden vinkelrette Retninger, vil der i et vilkaarligt Tværnsnit i Pladen herske samme Spænding σ , og Længdeændringen pr. Længdeenhed vil være ens i alle Retninger. Den nye Form, Pladen antager, vil altsaa være ligedannet med den gamle. I denne Tilstand er f. Eks. en svindende Betonplade, der er fastholdt langs Omkredsen. Indlægges i en saadan Plade et Jærn, hvis Tværnsnit er saa ringe, at det ikke hæmmer Pladens Formændring, vil dette Jærn faa Spændingen $\sigma \cdot E_j : E_b$ uden Hensyn til den Retning, i hvilken det indlægges. Hvis Pladen armeres ens i to paa hinanden vinkelrette Retninger, vil Jærnspladen blive uafhængig af den Vinkel, Jærnene danner med de ydre Kræfter (Fig. 738), og denne Uafhængighed vedbliver at bestaa ogsaa efter at Betonen er revnet, og efterat Jærnspladens har passeret Flydegrænsen. Helt anderledes bliver Forholdene, naar Pladen kun paavirkes i en Retning¹⁾.



Fig. 738.

670. Centralt Træk. Naar et homogent Prisme paavirkes af en central Trækkraft P , vil en Længde l af Prismet forlænge sig λ (Fig. 739), mens Forlængelsen i en Retning, der danner Vinklen v med Aksen er $\lambda \cdot \cos v$, naar der ses bort fra Prismets Tværssammentrækning. Forlængelsen pr. Længdeenhed i aksial og skraa Retning og de tilsvarende Spændinger bliver da:

$$\epsilon_a = \frac{\lambda}{l} \quad \epsilon_s = \frac{\lambda \cdot \cos v}{l \cdot \cos v} = \frac{\lambda}{l} \cdot \cos^2 v = \epsilon_a \cdot \cos^2 v$$

$$\sigma_a = E \cdot \epsilon_a \quad \sigma_s = E \cdot \epsilon_s \cdot \cos^2 v = \sigma_a \cdot \cos^2 v$$

Armeres Prismet med aksiale og/eller skraa Jærn paa en saadan Maade, at Symmetrien om Aksen bevares, vil Spændingen i disse Jærn blive henholdsvis:

$$\sigma_{ja} = E_j \cdot \epsilon_a \quad \sigma_{js} = \sigma_{ja} \cdot \cos^2 v$$

Spændingen i en skraatliggende Stang er altsaa kun $\cos^2 v$ Gange saa stor som Spændingen i en aksial liggende.

Er Trækkraften P , bliver Ligevægtsbetingelsen:

$$P = \sigma_b' \cdot F_b + \sigma_{ja}' \cdot f_a + \sigma_{js}' \cdot f_s \cdot \cos v = \sigma_b' \cdot F_b + \sigma_{ja}' \cdot (f_a + f_s \cdot \cos^2 v)$$

$$= \sigma_b' \cdot [F_b + n \cdot (f_a + f_s \cdot \cos^2 v)]$$

σ_b' og ϵ_b' faar herefter samme Værdi som i et homogent Betonprisme, der følger Hookes Lov, og hvis Tværnsnit er:

$$F = F_b + n \cdot (f_a + f_s \cdot \cos^2 v) \quad (471)$$

Er $v = 45^\circ$ virker det skraa Jærn altsaa kun 0,354 Gange saa stærkt som det aksiale.

¹⁾ Se E. Suenson: Jærnbetonarmering under en Vinkel med Normalkraftens Retning (Ing. 1919, S. 422) og *Technologie Papers of the Bureau of Standard* No. 233, 1923 (Slater & Seely) samt *Leitz: Bewehrung von Scheiben und Platten* (Beton-Kongress i Liège 1930).

P vil give Spændingerne:

$$\sigma_b' = \frac{P}{F} \quad \sigma_{ja} = n \cdot \sigma_b' \quad \sigma_{js} = \sigma_{ja} \cdot \cos^2 v$$

Betonen kan dog ikke regnes fuldt virksom, thi de Betonlag, i hvilke de skraa Jærn ligger, gennemskæres af disse paa en saadan Maade, at Trækkraften ikke kan overføres gennem dem, og Tværnsnittet af disse Betonlag F_b' bør derfor fradrages, hvorved (471) ændres til:

$$F = F_b - F_b' + n \cdot (f_a + f_s \cdot \cos^2 v) \quad (471a)$$

Medregnes Betonlaget ikke, forsvinder F_b , og Prismet forholder sig ved Spændinger under Flydegrænsen som et Jærnprisme med tænkt Tværnsnit:

$$f_1 = f_a + f_s \cdot \cos^2 v \quad (472)$$

Belastes det med P kg, bliver Spændingerne $\sigma_{ja} = P : f_1$ og $\sigma_{js} = \sigma_{ja} \cdot \cos^2 v$.

Hvis man vilde foreskrive $\sigma_{ja} \geq s_j$, vilde den tilladelige Last blive $P = s_j \cdot f_1$, og de skraa Jærn vilde da kun faa Spændingen $\sigma_{js} = s_j \cdot \cos^2 v$. Derved vilde man imidlertid undervurdere Prismets Bæreevne, thi naar de aksiale Jærn har naaet Flydespændingen σ_F , vil Spændingen holde sig konstant, og de skraa Jærn vil kort Tid efter komme op paa samme Spænding, i alt Fald naar $v \geq 45^\circ$. Under disse Forhold kræver Ligevægten:

$$P = \sigma_F \cdot f_a + \sigma_F \cdot f_s \cdot \cos v = \sigma_F \cdot (f_a + f_s \cdot \cos v)$$

Man skal altsaa regne med et tænkt Jærntværnsnit:

$$f_2 = f_a + f_s \cdot \cos v \quad (475)$$

naar man bestemmer Brudlasten, og følgelig ogsaa naar man bestemmer den tilladelige Last. De skraa Jærn kan da udnyttes fuldt, ganske som i Tilfældet $f_a = 0$, og er $v = 45^\circ$, virker de 0,707 Gange saa stærkt som de aksiale. Kun ved Bestemmelse af Prismets Forlængelse ved smaa Spændinger skal (472) bruges. Stivheden forringes altsaa i højere Grad end Styrken, naar 1 kg aksiale Jærn erstattes med 1 kg skraa.

Hvis en kvadratisk Plade er armeret med f cm²/m i saavel x - som y -Retningen, vil Jærnarealet i Diagonalsnittene være $f_s = 2f : \sqrt{2} = f \cdot \sqrt{2}$ cm²/m. I x - eller y -Retningen kan denne Plade taale Trækket $P_1 = f \cdot s_j$ kg/m, og i Henhold til (475) kan den i en af Diagonallerne taale $P_2 = f_s \cdot \cos v \cdot s_j = f \cdot s_j = P_1$ kg/m; men Pladens Forlængelse i de to Tilfælde bliver i Henhold til (471a) henholdsvis:

$$\epsilon_b' = \frac{P_1}{F_b - F_b' + n \cdot f} \cdot \frac{1}{E_b'} \quad \epsilon_b' = \frac{P_1}{F_b - F_b' + n \cdot \frac{1}{2} f} \cdot \frac{1}{E_b'}$$

671. Centralt Tryk. Er P en Trykkraft (Fig. 740), bliver Forholdene som ved Træk, bortset fra, at Betonen er medvirkende i Brudejeblikket.

Ved smaa Spændinger gælder (471) uændret, og de skraa Jærn udnyttes slet.

I Brudejeblikket er Forholdene anderledes; de aksiale Jærn vil da have naaet Flydespændingen σ_F , og forudsættes det samme for de skraa Jærn, hvilket formentlig er berettiget, naar $v \geq 45^\circ$, bliver Ligevægtsbetingelsen:

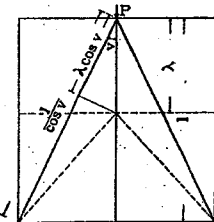


Fig. 740.

$P_{\text{Brud}} = S_b^c \cdot F_b + \sigma_F \cdot f_a + \sigma_F \cdot f_s \cdot \cos v = S_b^c \cdot F_b + \sigma_F \cdot (f_a + f_s \cdot \cos v)$
og den tilladelige Last:

$$P = s_b^c \cdot (F_b + n \cdot (f_a + f_s \cdot \cos v)). \quad (476)$$

De skraa Jærn forøger altsaa Styrken i højere Grad end Stivheden.

672. Bøjning med eller uden Normalkraft. I Analogi med Forholdene ved centralt Træk og Tryk skal man ved Bestemmelse af de »sande« Spændinger og Deformationer regne med et tænkt Tværnsnit:

$$F = F_b - F_b' + n \cdot (f_a^c + f_s^c \cdot \cos^3 v + f_a + f_s \cdot \cos^3 v) \quad (477)$$

og det tilsvarende Modstandsmoment, hvor F_b betegner det totale Betontværsnit eller den trykkede Del af dette, eftersom Betonen regnes medvirkende til Træk eller ej; i sidste Fald er $F_b' = 0$. Det σ_j , man finder paa denne Maade, gælder for de aksiale Jærn, i de skraa er Spændingen $\sigma_j \cdot \cos^2 v$.

Ved Dimensionering og almindelig Spændingsbestemmelse skal man, ligesom ved aksialt armerede Bjælker, bestemme Nulliniens Beliggenhed i Spændingsstadium IIb, altsaa regne med (477) og revnet Beton samt $n = 15$. Under disse Forudsætninger bestemmes x og σ_b . Den tilsvarende Jærns spænding σ_{ja} er intet Maal for Brudsikkerheden, men bruges til Udregning af Trækraften:

$$T = \sigma_{ja} \cdot (f_a + f_s \cdot \cos^3 v).$$

Naar denne fordeles jævnt over Jærntværsnittet $f_2 = f_a + f_s \cdot \cos v$, findes den Jærns spænding, der bestemmer Brudsikkerheden:

$$\sigma_j = \sigma_{ja} \cdot \frac{f_a + f_s \cdot \cos^3 v}{f_a + f_s \cdot \cos v}. \quad (478)$$

673. Oversigt og Forsøg. Resultaterne ovenfor kan under eet formuleres paa følgende Maade: Naar Armeringen helt eller delvis bestaar af skraa Jærn, kan den ved alle Paavirkningsmaader og paa alle Spændingsstadier erstattes med en tænkt aksial Armering, hvis Tværnsnit er:

$$f_2 = f_a + f_s \cdot \cos v \quad (479)$$

saafremt man ved Deformationsberegninger sætter den tænkte Armerings Elasticitetstal til:

$$E_j' = E_j \cdot \frac{f_a : f_s + \cos^3 v}{f_a : f_s + \cos v} \quad \text{altsaa:} \quad n' = n \cdot \frac{f_a : f_s + \cos^3 v}{f_a : f_s + \cos v}. \quad (480)$$

Er $f_a = 0$ og $v = 45^\circ$, findes $n' = 0,5 \cdot n = 7,5$.

Ved Behandling af Plader vil det dog være simplere at regne som først angivet, altsaa med konstant n og med Jærnarealerne f_1 og f_2 ved Bestemmelse af henholdsvis Nullinie og σ_j , idet man da direkte kan bruge Tabellen over Tværnsnitkonstanter.

Alt hvad der ovenfor er sagt om skævvinklet Armering har til Forudsætning, at Legemet kun er paavirket i een Retning. Er det paavirket i to paa hinanden vinkelrette Retninger, bliver Forholdene mere indviklede, hvis de to Paavirkninger da ikke er ganske ens, thi i saa Fald bliver Forholdene særlig simple (§ 669). Naar een af Trækkræfterne i Fig. 738 opløses efter Jærntreningerne, og dens to Komposanter fordeles over de tilsvarende Jærn, faar alle Jærnene samme Spænding, hvilket er ensbetydende med, at et skraat Jærn

med Tværnsnit f_s virker som et tænkt aksialt Jærn med Tværnsnit $f_s \cdot \cos v$. Under tiden regner man paa denne simple Maade, selv om Forholdene ikke er ens i de to Retninger, ja selv om Legemet kun er paavirket i een Retning. Vi har gjort Brug af det ved krydsarmerede Plader (§ 395), og det bruges ogsaa ved Paddehatplader (§ 684). Vil man regne paa denne Maade skal i samtlige foregaaende Formler indføres $\cos v$ i Stedet for $\cos^3 v$. Derved findes en større Værdi af x , altsaa en mindre Værdi af σ_b , men da σ_j ikke ændres væsentlig (se Eks. 1), gælder det samme som Regel Brudsikkerheden.

Forsøg med de i Fig. 741 tegnede Bjælker, der med 2^m Spændvidde belastedes med to Enkeltkræfter i 15 cm Afstand fra Midtertværsnittet, viste, at Formlerne (479—80) fører til en omtrent rigtig Bedømmelse af Brudsikkerheden, idet Værdien af σ_j i Brudøjeblikket fandtes omtrent uafhængig af $f_s : f_a$, men dog voksede noget med dette Forhold, fordi den oprindelige Vinkel v formindskes noget under Jærnets Flydning. Naar det sande v i Brudøjeblikket maalttes og indførtes i Formlerne, var der fuld Overensstemmelse. Naar der regnes med det oprindelige v , hvilket man er henvist til i Praxis, undervurderes de skraa Jærn altsaa lidt. Fig. 742 viser de maalte aksiale Forlængelser af Bjælkerne Træksider. For alle Bjælker var f_s bestemt af (479), ens, og Brudmomentet var derfor ogsaa omtrent ens. Forholdet mellem Revnemoment og Brudmoment var for P-, B- og K-Bjælkerne henholdsvis 0,55, 0,48 og 0,40. Figuren viser, at B- og K-Bjælkerne er langt sejgere

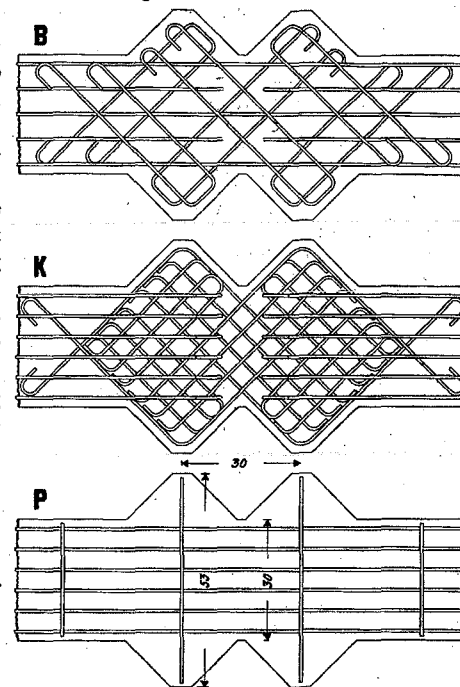


Fig. 741.

det mellem Revnemoment og Brudmoment var for P-, B- og K-Bjælkerne henholdsvis 0,55, 0,48 og 0,40. Figuren viser, at B- og K-Bjælkerne er langt sejgere

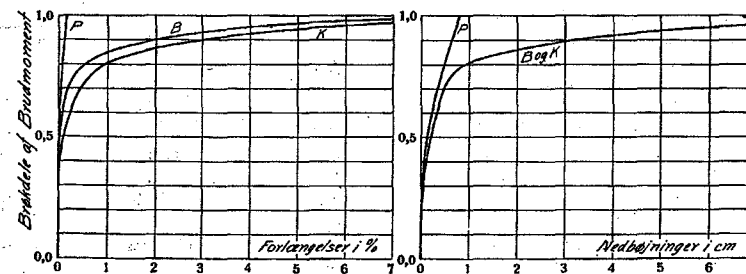


Fig. 742.

Fig. 743.

end P-Bjælkerne. Nedbøjningsmaalingen gav tilsvarende Resultater (Fig. 743); for B- og K-Bjælkerne er der kun tegnet en Middelkurve, da de ikke viste lovmæssige Forskelligheder.

674. Eksempel 1. Spændingsbestemmelse. Kun skraa Jærn. Den i Fig. 744 viste Plade er 12 cm tyk og armeret med 8 mm Rj. i to paa hinanden vinkelrette Retninger, der danner Vinklen $v = 45^\circ$ med Bøjningsplanet. Jærnenes Akseafstand er 10 cm, i Pladens Midtersnit er $M_{100} = 550$ kgm. Bestem Spændingerne, naar der er 1 cm Mortel under Jærnene.

I Midtersnittet er Jærnafastheden $10 \cdot \sqrt{2}$, og det gennemskæres derfor af $\frac{100}{10 \cdot \sqrt{2}} \cdot 2 = 14,1$ Jærn pr. m. Da et Jærns Areal er $0,502$ cm², haves:

$$f_a = 0 \quad f_s = 14,1 \cdot 0,502 = 7,08 \text{ cm}^2.$$

I Henhold til Formel (477) skal α og σ_b beregnes for et tænkt aksialt Jærntværsnit $f_s = f_s \cdot \cos^2 v = 7,08 \cdot 0,354 = 2,505$ cm², og da $h = 10,2$, bliver $\varphi = 2,505 : 10,2 = 0,246$, hvorefter Tabellen Side 204 giver: $\gamma = 48,3$, $\mu = 0,1091$, altsaa: $W_b = \mu \cdot b \cdot h^2 = 0,1091 \cdot 100 \cdot 10,2^2 = 1147$, $\sigma_b = 55000 : 1147 = 48$ at, $\sigma_{ja} = 48 \cdot \gamma = 2320$ at. Naar denne Spænding i de tænkte Jærn indsættes i (478), findes den sande Jærns spænding $\sigma_{js} = \sigma_{ja} \cdot \cos^2 v = 2320 \cdot 0,5 = 1160$ at.

Hadde Pladen kun været armeret i Spændviddens Retning og med 10 Rj. 8 mm pr. m, vilde man med samme Nyttehøjde (10,2 cm) have fundet $\sigma_b = 37,3$ at, $\sigma_j = 1206$ at, Skønt Jærndtlægget er halveret, findes altsaa omtrent samme Jærns spænding og en stærkt forringet Betonspænding. Ganske samme Spændinger vilde man have fundet for den først behandlede Plade, hvis man havde anvendt den i § 673 nævnte Tilnærmelsesmetode, altsaa havde regnet $f = f_s \cdot \cos v$ ogsaa ved Bestemmelse af Nulllinien.

Eksempel 2. Spændingsbestemmelse. Ogsaa aksiale Jærn. Same Forhold som i Eks. 1, men hvert andet af de skraa Jærn mangler, og til Gengæld er indlagt 4 R. 8 mm pr. m i aksial Retning. Det aksiale Jærnlag ligger mellem de andre.

I Midtertværsnittet haves: $f_a = 2,01$ cm², $f_s = 3,54$ cm², $f_1 = 2,01 + 3,54 \cdot 0,354 = 3,26$ cm². Da $h = 9,8$, bliver $\varphi = 3,26 : 9,8 = 0,333$, altsaa: $\gamma = 40,6$, $\mu = 0,1228$, $W_b = 0,1228 \cdot 100 \cdot 9,8^2 = 1180$, $\sigma_b = 55000 : 1180 = 46,6$ at, $\sigma_{ja} = 46,6 \cdot \gamma = 1896$ at, $\sigma_{js} = 1896 \cdot 0,5 = 948$ at.

Den høje Værdi af σ_{ja} er imidlertid ikke Udtryk for Pladens Brudsikkerhed. For at bedømme denne skal man bruge (478):

$$\sigma_j = 1896 \cdot \frac{3,26}{2,01 + 3,54 \cdot 0,707} = 1370 \text{ at.}$$

675. Eksempel 3. Dimensionering. Kun skraa Jærn. Dimensioner Pladen i Eks. 1, naar $s_b^{bc} = 50$ at, $s_j = 1200$ at.

Naar de skraa Jærn skal have Spændingen 1200, maa Pladens Underside strække sig saa meget, at et tænkt aksialt Jærn faar Spændingen $1200 : \cos^2 v = 2400$ at. Man skal følgelig dimensionere under Forudsætningen $\gamma = 2400 : 50 = 48$. Tabellen Side 204 giver $\varphi = 0,248$, $\mu = 0,1096$, altsaa $W_b = 0,1096 \cdot 100 \cdot h^2$. Af $M = s_b^{bc} \cdot W_b$ følger $55000 = 50 \cdot 10,96 \cdot h^2$, $h = 10,0$, altsaa $f = \frac{1}{100} \cdot \varphi \cdot b \cdot h = \frac{1}{100} \cdot 0,248 \cdot 100 \cdot 10,0 = 2,48$ cm², der skal omsættes til skraa Jærn efter Ligningen $f = f_s \cdot \cos^2 v$, altsaa $f_s = 2,48 : 0,354 = 7,01$ cm² eller $3,51$ cm² i hvert Lag. Da disse Jærn skal findes pr. m af Midtersnittet, skal der pr. m skraat Snit være $3,51 \cdot \sqrt{2} = 4,96$ cm² eller 10 Rj. 8 mm pr. m i b. R.

Eksempel 4. Dimensionering. Ogsaa aksiale Jærn. Dimensioner Pladen i Eks. 2, naar de aksiale Jærn har samme Tværsnitsareal og Akseafstand som de skraa Jærn.

Pr. lb. m af Midtersnittet er Arealet af de aksiale Jærn f_a og af de skraa Jærn $f_s = 2 \cdot f_a : \sqrt{2} = \sqrt{2} \cdot f_a$. Indsættes disse Værdier i (478) sammen med $\sigma_j = s_j = 1200$, findes $1200 = \sigma_{ja} \cdot 0,75$ eller $\sigma_{ja} = 1600$. Med denne Spænding skal Dimensioneringen udgøres, altsaa med $\gamma = 1600 : 50 = 32$. Tabellen Side 205 giver: $\varphi = 0,498$, $\mu = 0,1425$, altsaa $W_b = 0,1425 \cdot 100 \cdot h^2$. Af $M = s_b^{bc} \cdot W_b$ følger $55000 = 50 \cdot 14,25 \cdot h^2$, $h = 8,8$, altsaa $f_1 = \frac{1}{100} \cdot \varphi \cdot b \cdot h = \frac{1}{100} \cdot 0,498 \cdot 100 \cdot 8,8 = 4,38$ cm². Mellem dette tænkte Jærntværsnit og det virkelige bestaar Relationen $f_1 = f_a + f_s \cdot \cos^2 v = f_a + \sqrt{2} \cdot f_a \cdot 0,354 = 1,5 f_a$, altsaa kræves $f_a = 4,38 : 1,5 = 2,92$. Der udlægges da 6 Rj. 8 mm pr. m i hvert af de tre Lag, og Totalhøjden bliver $8,8 + 0,4 + 0,8 + 1 = 11$ cm.

676. Eksempel 5. Søjlefod. Dimensioner den i Fig. 745 viste Søjlefod, der trykker paa Fundamentet med 10 at, $s_b^{bc} = 50$ at, $s_j = 1200$ at.

En korrekt Beregning burde tage Hensyn til, at Foden antager Skaalform, men vi indskrænker os til at behandle de to Snit c-c og d-d under Forudsætning af, at de er uafhængige af hinanden, og at de rette Linier c-c og d-d forbliver rette. En Undersøgelse viser, at M_{100} er

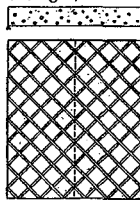


Fig. 744.

størst i Snit c-c, saafremt $b > 2,30a$, og at Q_{100} er størst i Snit c-c, saafremt $b > 1,71a$. I det forelligende Tilfælde er derfor Q_{100} størst i Snit c-c og M_{100} i Snit d-d.

Fodens Højde gøres saa stor, at Forskydningsarmering kan undværes. I Snit c-c er $Q_{100} = 10 \cdot 25 \cdot 100 = 25000$ kg eller 250 kg/cm. Af Formelen $v_b = Q : mb$ faas: $m = Q : b v_b = 250 : 5 = 50$ cm.

Momentet i Snit c-c er $M_{100} = Q_{100} \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 = 312000$ kgcm. Dimensioneres for dette Moment, findes den nødvendige Højde væsentlig mindre end svarende til $m = 50$ cm, derfor bibeholdes denne Værdi, der kræver $f_{100} = 312000 : (50 \cdot 1200) = 5,2$ cm².

I Snit d-d er $Q = 10 \cdot \frac{1}{2} \cdot 45,7 \cdot 91,4 = 20900$ kg, altsaa $M = 20900 \cdot \frac{1}{2} \cdot 45,7 = 318500$ kgcm, $M_{100} = M : 0,914 = 349000$ kgcm. Ogsaa her kan Værdien $m = 50$ cm bibeholdes, hvortil svarer $f_{100} = 349000 : (50 \cdot 1200) = 5,82$ cm².

Dette Jærnareal kan betegnes f_a , da Jærnene er forudsat liggende aksialt i Forhold til Momentet, altsaa diagonalt i Foden. For at lette Arbejdets Udførelse drejes Jærnnettet, saa Stængerne bliver parallelle med Søjlefodens Sider, hvorved Jærnarealet i Snit c-c bliver $f_{100} = 5,82$, altsaa tilstrækkeligt, medens Jærnarealet pr. m af Snit d-d ændres fra $f_a = 5,82$ til $f_s = 2 \cdot 5,82 : \sqrt{2} = 8,23$, hvilket ikke ændrer Brudsikkerheden, naar blot Værdien $m = 50$ cm bibeholdes. Den til $m = 50$ svarende Værdi af h afhænger af Nulliniens Beliggenhed, og denne findes ved at regne Snit d-d aksialt armeret med $f_1 = f_s \cdot \cos^2 v = 8,23 \cdot 0,354 = 2,91$ cm²/m. Naar der regnes med denne Armering, skal Tværsnittet have $m = 50$, og h kan derfor bestemmes af (178) i § 375:

$$\alpha = \frac{15 \cdot 2,91}{4,5 \cdot 100} = 0,097 \quad h = 50 + 0,097 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{50}{0,097}} \right) = 52,1.$$

Da $\alpha = \frac{1}{2} \cdot (h - m) = 3 \cdot 2,1 = 6,3$, giver (129) paa Side 195: $\sigma_b = 349000 : (\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 6,3 \cdot 50) = 22,2$ at. Trækraften pr. m er $T = 349000 : 50 = 6980$ kg, der skal optages af Jærnarealet $f_2 = f_s \cdot \cos v = 8,23 : \sqrt{2} = 5,82$, altsaa $\sigma_j = 6980 : 5,82 = 1200$ at.

Der indlægges 8 Rj. 10 mm pr. m med $f = 6,28$ cm². Totalhøjden bliver $a = 52,1 + 1 + 1 = 54,1 \approx 54$ cm.

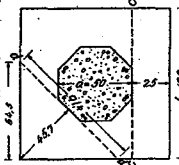


Fig. 745.

K. Paddehatplader.

1. Indledning.

677. Fra Amerika har Brugen af krydsarmerede Plader, der ikke bæres af Bjælker, men direkte af Søjlerne (Fig. 748), og hvis Bæremaade derfor kan

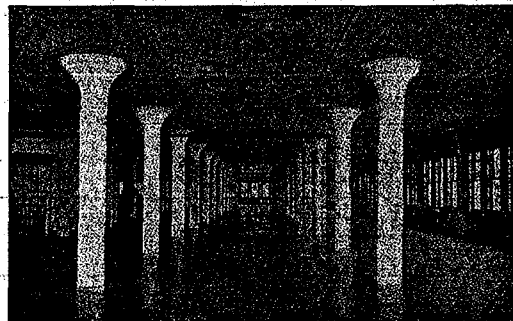


Fig. 748. Paddehatloft.

minde om en Paddehats, bredt sig til Evropa. Systemet medfører plane Loftslader, og baade Form- og Jærnarbejdet er meget enkelt, men det kræver en stor Pladetykkelse, og kun naar Lasten er saa stor, at denne kan udnyttes, er Systemet økonomisk. Desuden bliver Søjlerne sværere end ved Brug af Bjælker¹⁾. Den Udbredelse, Systemet har faaet, skyldes i nogen Grad Manglen af normerede Dimensioneringsregler, idet man har kunnet regne med en mindre Sikkerhedsgrad end ved de ældre, gennemprøvede Systemer; efterhaanden som der indføres Dimensioneringsnormer, svinder den økonomiske Fordel.

For at faa Forstaaelse af saadanne Pladers Bæremaade vil vi begynde

¹⁾ Disse Pladers Brandsikkerhed er omtalt i Ing. 1921, S. 14.

med det simple Tilfælde, at **Pladen har en ubegrænset Udstrækning**, bærer en jævnt fordelt Last og er understøttet af Søjler uden Tykkelse opstillede i Skæringspunkterne for de paa Fig. 749 viste punkterede Linier, der deler Pladen i ens Felter. Er Lasten P^{kg} pr. Felt, kommer hver Søjle til at bære P^{kg} . Hverken i de punkterede eller i de fuldt optrukne Linier virker der Tværkræfter, eftersom disse Linier er Symmetrilinier. I et Snit som EE er Tværkraften lig Lasten paa Arealet $EAAE$, da der ingen Tværkræfter virker i Snit $EAAE$. Udskæres Pladestrimelen $CCDD$, som vi vil kalde en **Søjlestribe**, maa den være i Ligevægt, naar Snitkræfterne tilføjes, og da disse kun bestaar af Momenter i

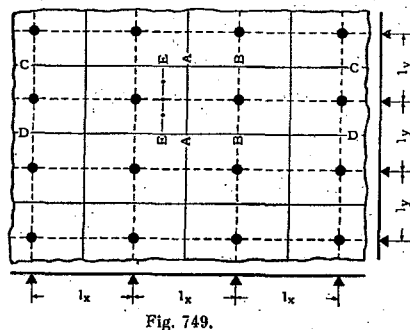


Fig. 749.

Snittens Plan, maa der i Stribens Tværnsnit optræde samme Momenter som i en kontinuerlig Bjælke med Spændvidder l_x . Momentet i Snit AA bliver altsaa $\frac{1}{2} \cdot P \cdot l_x = \frac{1}{2} \cdot P \cdot l_y \cdot \frac{l_x}{l_y}$, og Momentet i Snit BB : $-\frac{1}{2} \cdot P \cdot l_x$, men disse Momenters Fordeling over Bjælkebredden l_y er statisk ubestemt. For en Søjlestribe i den tværgaaende Retning er Forholdene naturligvis tilsvarende, idet l_x blot skal ombyttes med l_y .

Er **Feltantallet begrænset** eller Felterne ulige store, eller Lasten ujævnt fordelt, bliver Søjletrykrene forskellige, og de kan ikke bestemmes af de statiske Ligevægtsbetingelser, men til Dimensioneringsbrug faar man en tilstrækkelig god Tilnærmelse ved at behandle hver Søjlestribe som uafhængig af Omgivelserne. F. Eks. faar Snit AA i Fig. 750 sit største positive Moment, naar



Fig. 750.

Fig. 751.

Fig. 752.

Fig. 753.

Fig. 754.

Fig. 755.

kun den skraverede Midterstribe er belastet, og sit største negative Moment, naar kun Yderstriberne er belastede (Fig. 751), medens Snit BB faar sit største negative Moment under den i Fig. 752 viste Last. I den anden Retning er Forholdene tilsvarende (Fig. 753—755). I disse Belastningstilstande kan det ikke være væsentlige Tværkræfter, der overføres gennem Snit CC og DD i Fig. 750, og man begaar derfor ingen væsentlig Fejl ved at behandle hver enkelt Søjlestribe som uafhængig af Omgivelserne. Fremgangsmaaden bliver da den, at man først dimensionerer alle Søjlestriberne med Retning α , derefter alle Søjlestriberne med Retning y .

I Virkeligheden udføres disse Plader dog aldrig med simpel Understøtning, tværtimod søger man at gøre Forbindelsen med Søjlerne meget stiv, og Søjlestriberne ændres da fra kontinuerlige Bjælker til kontinuerlige Rammer, og undertiden dimensioneres de paa denne Maade, men den fører ikke altid til brugbare Resultater, og er Felterne ulige store, bliver Regnearbejdet uover-

kommeligt¹⁾. I det følgende dimensioneres Søjlestriberne som kontinuerlige Bjælker under Hensyntagen til den fra Søjlerne stammende delvise Indspænding, hvorved Beregningerne bliver forholdsvis simple, selv om Felterne er ulige store.

Lasten paa et Felt forudsættes jævnt fordelt.

2. Søjle- og Pudeformer.

678. Søjlerne kan have et kvadratisk, ottekantet eller cirkulært Tværnsnit. De afsluttes foroven med et oftest pyramide- eller keglestubformet Hoved, hvis Flader eller Frembringere gerne danner en Vinkel paa 45° med Søjleaksen (Fig. 756—8). En i Søjlehovedet indskrevet retvinklet Kegle skærer Pla-

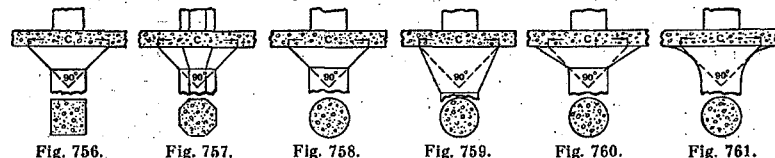


Fig. 756.

Fig. 757.

Fig. 758.

Fig. 759.

Fig. 760.

Fig. 761.

dens Underside i en Cirkel, hvis Diameter c indgaar i de følgende Beregninger og ikke maa være for lille. De danske Normer kræver

$$c \geq 0,2 \cdot l_{maks} \quad (481)$$

hvor l_{maks} er den største Feltvidde (Søjleakseafstand) i de 4 Felter, der mødes over Søjlen. Søjlehovedet kan naturligvis godt formes stejlere (Fig. 759), naar blot c har den foreskrevne Størrelse. Det kan ogsaa formes fladere (Fig. 760) og overhovedet gives en vilkaarlig Form (Fig. 761), men hvad der ligger uden for den indskrevne Kegle maa da ikke regnes statisk virksomt. Ved **Søjlehovedets Rand** vil vi derfor i det følgende forstaa Cirklen med Diameter c eller en om denne omskrevne regulær Polygon, der falder indenfor Søjlehovedet.

Som Regel vælges $c = 0,2 \cdot l_{maks}$, og under disse Forhold vil saavel Forskydningsspændingerne langs Søjlehovedets Rand som de negative Momenter ofte kræve en saa meget større Pladetykkelse her, end der kræves midt i Felterne, at man foretrækker en lokal Forøgelse af Pladetykkelsen over Søjlen. Denne Ekstratykkelse kaldes en **Pude** (Fig. 762); dens Grundrids gøres ofte kvadratisk med Sidelinie $0,4 \cdot l_{maks}$, men den kan ogsaa formes som en Ottekant eller anden Figur, og dens nødvendige Udstrækning kan beregnes ud fra de optrædende Momenter og Tværkræfter. Dens Tykkelse kan f. Eks. være halvt saa stor som Pladens. I Almindelighed regnes Pudens at være en Del af Pladen, ikke af Søjlehovedet, og c skal da maales ved Pudens Underside (Fig. 762).

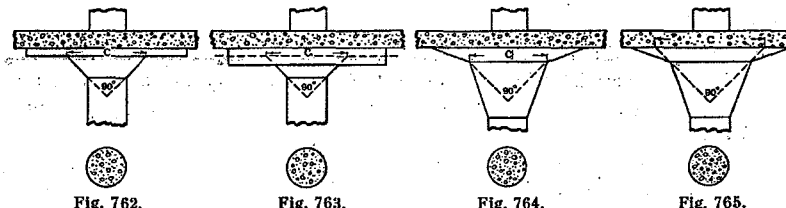


Fig. 762.

Fig. 763.

Fig. 764.

Fig. 765.

¹⁾ Se ogsaa N. J. Nielsen: Bestemmelse af Spændinger i Plader ved Anvendelse af Differensialtingler. Kbhvn. 1920.

Normerne tillader dog, at man maalet c i selve Pladens Underside eller i et vilkaarligt valgt lavere liggende, vandret Plan (Fig. 763), men hvad der ligger under dette Plan maa da ikke medregnes til Pudens ved Dimensioneringen, og hvad der ligger over maa ikke medregnes til Søjlehovedet. Denne Bestemmelse er indført, fordi Søjlehoved og Pude undertiden gaar mere eller mindre jævnt over i hinanden; Fig. 764 og 765 viser en saadan Søjleende, hvis øvre Led i Fig. 764 er opfattet som Pude, i Fig. 765 som Søjlehoved.

3. Pladens bøjende Momenter.

679. Pladetykkelsen for Etageadskillelser maa efter de danske Normer ikke være mindre end 15 cm og heller ikke mindre end $\frac{1}{32} l_{\text{maks}}$, hvor l_{maks} er den største forekommende Værdi af l_x og l_y ; for Tåge er de tilsvarende Tal 12 cm og $\frac{1}{40} l_{\text{maks}}$. Tyndere Plader fjerner for meget. Hvis alle Felterne er ens, og saa nær kvadratiske, at $l_{\text{maks}} \leq 1,1 l_{\text{min}}$, er det nøjagtigt nok at regne $l_{\text{maks}} = l_{\text{min}} = \frac{1}{2}(l_{\text{maks}} + l_{\text{min}})$, men som Regel er Felterne ikke ens, da man med Fordel gør Yderfelterne 10–20 % mindre end Inderfelterne.

Ved Bestemmelse af Pladens bøjende Momenter opstilles to Beregninger, en for Bæreretningen l_x og en for Bæreretningen l_y , og i begge Tilfælde for hele Lasten baaret i den paagældende Retning. Den Bæreretning, i hvilken Spændvidderne og altsaa Enhedsmomenterne (M_{100}) er størst, behandles først. Ved hver af de to Beregninger deles Pladen i **Søjlestriber**, hvis Bredde b er lig Afstanden mellem to paa hinanden følgende Felters Midtlinier, og **Vægstriber**, hvis Bredde b er lig Afstanden fra Bygningens Ydervæg til nærmeste Feltmidte.

Ved disse Beregninger tager man Hensyn til Søjlehovedets Virkning ved ikke at regne Strækningen c med til Spændvidden. Søjlehovedet giver denne Strækning et stort Inertimoment, og man gaar paa Forhaand ud fra, at hvis Tværsnittene ved Strækningens Ender dimensioneres for de dér virkende Momenter, og det saaledes beregnede øvre Jærn bibeholdes uforandret paa Strækningen c , er Brud paa denne Strækning udelukket; man behøver da kun at dimensionere de mellemliggende Strækninger. Hvis disse var fuldkommen indspændte ved Søjlehovedets Rand, og hvis Pudens manglede, vilde de faa samme Momenter, som hvis Søjlestriben i Fig. 766 erstattedes med Systemet

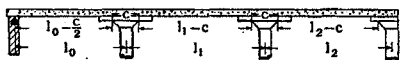


Fig. 766. Det virkelige Dæk.

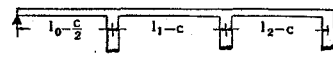


Fig. 767. Det tænkte Dæk.

i Fig. 767 med uendelig stive Søjler. Indspændingen er imidlertid kun delvis, Søjlerne er ikke uendelig stive, og vi gaar derfor frem som ved delvis indspændte Plader, regner med Spændvidderne i Fig. 767 og med Indspændingsmomenter, hvis Størrelse skønnes indenfor de i det følgende givne Grænser. Pudens Virkning ses der indtil videre bort fra.

680. **Søjlestribernes Momentkurve.** De til en Søjlestribe hørende Fag dimensioneres hvert især for en Momentkurve sammenstykket af de nedenfor under (1), (2) og (3) omtalte, idet der regnes med de reducerede Spændvidder (Fig. 767).

(1) **De største negative Momenter M_1 over Mellemsøjlerne** opstaar ved Belastning af de to Fag, som Søjlen adskiller, men Normerne tillader, at

man regner samtlige Fag belastede. Under disse Forhold faar Mellemsøjlerne Stivhed kun ringe Indflydelse paa Stribens Momenter, derfor tillades yderligere, at M_1 bestemmes som for en almindelig kontinuerlig Bjælke (Fig. 768). Der regnes med konstant Inertimoment.

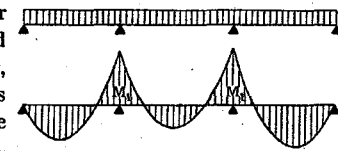


Fig. 768.

(2) **De største positive Momenter i et Fag** optræder, naar kun dette Fag er belastet (Fig. 769–71), og naar de fra Nabopladerne og Søjlerne stam-

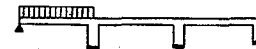


Fig. 769.

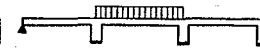


Fig. 770.

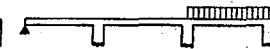


Fig. 771.

mende Indspændingsmomenter har deres Minimumsværdi. I disse Tilfælde vil Søjlerne i væsentlig Grad blive paavirkede til Bøjning og derved aflaste Pladerne, hvilket man som Regel drager Nytte af, i Modsætning til hvad man plejer at gøre ved Bjælkekonstruktioner. Efter de danske Normer kan man indenfor visse Grænser selv vælge, hvor stort et Moment man vil tildele Søjlen, idet man gaar frem paa følgende Maade.

Man behandler hvert Fag for sig som simpelt understøttet og totaltbelastet samt i Lejetværsnittene paavirket af Indspændingsmomenter, hvis Størrelse M_3 skønnes, men dog ikke maa regnes større end M_1 . For de tre Fag ovenfor er Belastningstilstandene vist i Fig. 772–4. Som Regel vil man vælge $M_{2a} = M_{2b} = M_{2c} = M_{2d}$, men det kræves ikke. Momentet M_2 deles atter skønmæssigt i 2 Dele, M_3 og M_4 , af hvilke M_3 skal kunne optages af Nabopladerne, M_4 af Søjlen (Fig. 775–7). Hvis Søjlen fortsætter sig gennem Pladen, fordeles M_4 skønmæssigt over den øvre og nedre Søjle.



Fig. 772.

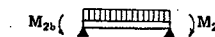


Fig. 773.

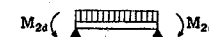


Fig. 774.

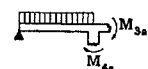


Fig. 775.

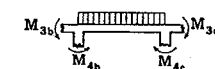


Fig. 776.

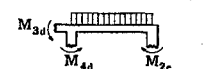


Fig. 777.

(3) **De største negative Momenter nær Fagmidterne** optræder, naar det paagældende Fag er ubelastet, og naar de fra Nabopladerne stammende Lejemomenter har deres Maksimalværdi. For disse Lejemomenter er det tilladt at indføre de Momenter M_3 , der er regnet med ved Optegning af Momentkurven (2) for Nabopladerne (Fig. 778–80).



Fig. 778.

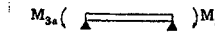


Fig. 779.

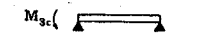


Fig. 780.

Af Momentkurverne (1), (2) og (3) tages de største positive og negative Momenter i hvert enkelt Tværsnit, og for disse dimensioneres Striben udenfor

Strækningen c . Paa Strækningen c maa Jærnarealet i Pladens Overside ikke være mindre end det nødvendige Jærnareal i Snittene ved Strækningens Ender.

681. Momentets Fordeling over Søjletribens Tværnsnit. De fundne Momenter fordeler sig naturligvis ikke jævnt over Søjletribens Bredde b . Deles denne i 4 Dele b_1, b_2, b_3, b_4 (Fig. 781—2), af hvilke $b_1 = b_2, b_3 = b_4$,

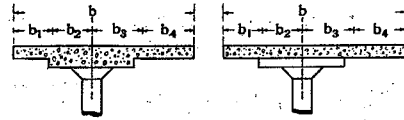


Fig. 781.

Fig. 782.

vil b_2 og b_3 optage en større Del af Momentet end b_1 og b_4 , dels fordi b_2 og b_3 har en kortere Spændvidde end b_1 og b_4 , dels fordi b_1 's og b_4 's Lejeværsnit sænker sig som Følge af Bøjningen i Tværretningen. Navnlige de negative Momenter vil fortrinsvis kaste

sig over $b_2 + b_3$, medens de positive Momenter fordeler sig mere jævnt over hele Tværnsnittet. De danske Normers Fordelingsregel er følgende:

Af det positive Moment M i et vilkaarligt Snit fordeles $\frac{5l+b}{10l+b} \cdot M$ jævnt over $b_2 + b_3$, medens Resten fordeles jævnt over $b_1 + b_4$; l er her Fagets Søjleakseafstand. Af det negative Moment M i et vilkaarligt Snit fordeles $\frac{0,5l+b}{l+b} \cdot M$ jævnt over $b_2 + b_3$, medens Resten fordeles jævnt over $b_1 + b_4$; l er her Middelværdien af Søjleakseafstandene i de to Fag, som Søjlen adskiller. Til Optagelse af de negative Momenter paa $b_2 + b_3$ maa den eventuelle Pude medregnes. Hvis Pudens Bredde er mindre end $b_2 + b_3$, dimensioneres der paa Grundlag af Pudens Bredde, men Jærnene fordeles over hele Strækningen $b_2 + b_3$.

Hvis en Søjletribes Ende i Yderfaget regnes paavirket af et Indspændingsmoment, skal dette kunne optages paa den Bredde af Striben, der direkte er sammenstøbt med det momentgivende Leje.

682. Søjlehedets Randmoment. Fordelingsreglen for det negative Moment er meget raa, men i Øjeblikket kendes ingen bedre; den er omtrent sammenfaldende med den amerikanske og tyske Regel. Da det ikke kan overses, om den i særlige Tilfælde kan føre til en for ringe Pladetykkelse ved Søjlehedets Rand, kræver de danske Normer, at det polygonale eller cirkulære Snit langs denne skal undersøges særskilt.

Hver Oktant af dette Snit skal dimensioneres for et negativt Enhedsmoment (σ : Moment pr. Længdeenhed) virkende vinkelret paa Snitfladen og af Størrelsen:

$$M_H = \frac{1}{24} \cdot Q_H \cdot \frac{l_x + l_y}{o} \quad (482)$$

hvor Q_H er den gennem den paagældende Oktant af Snitfladen overførte Tværkraft (Fig. 793), l_x og l_y er Søjleakseafstandene i det Pladefelt, til hvilket Oktanten hører, og o er Snitfladens Længde i Oktanten. Bruges Pudeformer som Fig. 764, maa Pudens Underside fra dette Snit ikke stige stærkere udefter end 1:3, naar der gaas ud fra den nødvendige Højde i Snittet.

683. Vægstriberne kan enten være understøttede som Søjlestriberne, altsaa alene af Søjler (Fig. 783), eller af Søjler med mellemliggende Bjælker (Fig. 784) eller af en gennemgaaende

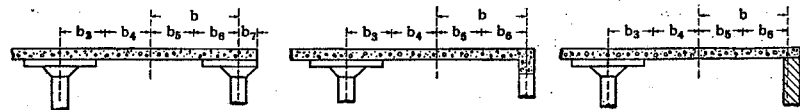


Fig. 783.

Fig. 784.

Fig. 785.

Væg (Fig. 785). I Tilfældet Fig. 783, hvor $b_3 = b_4 = b_5 = b_6$, udføres b_5 som b_4 og b_6 som b_3 . Hvis der udenfor b_6 er en smal, belastet eller ubelastet Strimmel b_7 , kan $b_6 + b_7$ dimensioneres under eet for de i $b_6 + b_7$ optrædende Momenter. I Tilfældene Fig. 784 og 785 udføres b_5 som b_4 ; ogsaa b_6 udføres som b_4 , blot med halvt saa meget Jærn.

4. Pladens Armering.

684. Turner i Minneapolis, der indførte Paddehatpladerne¹⁾, armerede i 4 Retninger (Fig. 786 og 788), men nu om Stunder foretrækkes oftest en

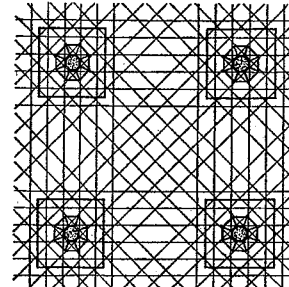


Fig. 786. Armering i 4 Retninger.

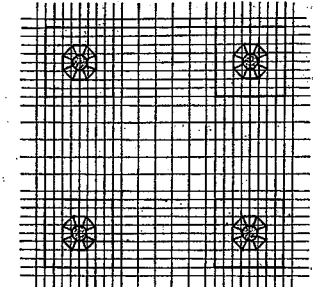


Fig. 787. Armering i 2 Retninger.

Armering i to Retninger (Fig. 787). Det første System er tilsyneladende det naturligste, da det muliggør en direkte Overførsel til Søjlerne af Lasten paa Pladens midterste Del, og da Pladen over Søjlen bliver vel egnet til at taale

at bøjes i Skaalform, men det er ubekvemt at have 4 Lag Jærn i Pladens Overside over Søjlen, og det underste Lag kommer til at ligge saa dybt, at dets Virkning er stærkt begrænset. Da man i bægge Til-



Fig. 788.

fælde i Henhold til forrige Afsnit kender Momentet i hvert enkelt Snit og Momentets Fordeling over Snitbredden, kræves der ingen særlige Regler for Jærnets Fordeling.

Kun ved Dimensionering for Søjlehedets Randmoment (§ 682) er der noget nyt, idet hver Oktant skal undersøges for sig.

Er Hovedet 8-kantet (Fig. 789), og virker der paa Oktantsnittet ABC , hvis Længde er $2 \cdot 0,207c$, Enhedsmomentet M_H , skal Højden af Plade + Pude være tilstrækkelig til dettes Optagelse, altsaa

$h = c_1 \cdot \sqrt{M_H}$. Det tilsvarende Jærnareal er $f_{100} = c_2 \cdot \sqrt{M_H}$ cm²/m; paa Længden AB kræves da $f = c_2 \cdot \sqrt{M_H} \cdot 0,207c$, naar c er udtrykt i m; er det beregnede h mindre end den virkelige Nyttehøjde, reduceres f paa sædvanlig Maade. Paa Længden BC kræves samme Jærnareal, hvorved der maa tages Hensyn til, at nogle af Jærnene (Fig. 786) eller samtlige Jærn (Fig. 787) danner en Vinkel ν med Snittets Normal, et Tilfælde, hvis korrekte Behandling omtales i § 672. For Paddehatpladernes Vedkommende foreskriver Normerne, at saadanne Jærn skal regnes at virke som normalt paa Snitfladen løbende Jærn med et Tværnsnit, der er $\cos \nu$ Gange Jærnenes virkelige Normalnit; der regnes altsaa med Brudstadiet ikke blot ved Bestemmelsen af σ_p , men ogsaa ved Bestemmelsen af α og σ_p .

Hvis man i et retvinklet Jærnsæt med Tværnsnitsarealerne f_x og f_y pr. m (Fig. 790) lægger et Snit af Længde 1 m og dannende Vinklerne ν_x og ν_y med henholdsvis x - og y -Retningen, vil

¹⁾ Se T. F. T. A. f. J. 1913, S. 11.

de Stænger, der skæres af Snittet, have Tværsnitsarealet:

$$f_x \cdot \cos v_y + f_y \cdot \cos v_x$$

og da f_x -Stængerne danner Vinklen v_y med Snittets Normal og f_y -Stængerne danner Vinklen v_x med samme, skal Snittets Jærnareal regnes at være:

$$f = f_x \cdot \cos^2 v_y + f_y \cdot \cos^2 v_x$$

Er $f_x = f_y$, faas uafhængigt af Vinklernes Størrelse:

$$f = f_x = f_y$$

og Snit BC behøver da ikke at undersøges, hvis Snit AB har Jærn nok.

Er $v_x = v_y = 45^\circ$, faas:

$$f = \frac{1}{2} \cdot (f_x + f_y)$$

For $f_x > f_y$ bliver Snit BC farligere paavirket end Snit AB.

Da f_x er ens for samtlige Oktanter, og f_y ligesaa, er det kun nødvendigt at undersøge højest 2 Oktanter. Nummereres de halverede Oktantsider som i Fig. 791, kommer man til følgende:

Er $f_x = f_y$, skal kun 1 Oktantside undersøges, nemlig den af Siderne 1 og 4, der har størst M_H .

Er $f_x > f_y$, skal den af Siderne 2, der har størst M_H , og den af Siderne 4, der har størst M_H , undersøges.

Er $f_x < f_y$, skal den af Siderne 1, der har størst M_H , og den af Siderne 3, der har størst M_H , undersøges.

5. Forskydningsspændinger.

685. Paddehatplader maa som Regel konstrueres saaledes, at de forskydende Kræfter optages af Betonen alene, da det volder Vanskelighed at tilvejebringe en virksom Forskydningsarmering. Hvis Pladen hviled direkte paa Søjlerne uden Pude og Søjlehoved som Mellemed, vilde τ_b blive størst langs Søjlels Omkreds, men den Form, vi har givet Hovedet, udelukker Brud i dette; først ved Hovedets Rand begynder Brudfaren, og det polygonale (eller cirkulære) Snit langs Randen skal derfor undersøges. Er t_b den tilladelige Spænding, og findes $\tau_b \geq t_b$, er der ingen Brudfare paa dette Sted, og er der ingen Pude, er τ_b mindre alle andre Steder i Pladen, saa yderligere Undersøgelser kan spares. Findes Pude, maa ogsaa Snittet langs dennes Rand undersøges.

Ved Forskydningsberegningen forudsættes, at der ikke optræder Tværkræfter i de punkterede Linier paa Fig. 792, nemlig i Pladefelternes Midtlinier og de

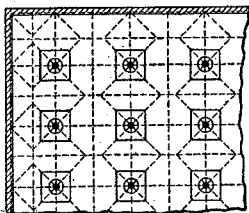


Fig. 792. Tværkraft-Nullinier.



Fig. 793.

med disse parallelle Linier gennem Søjleakserne samt i Hjørnevinklernes Halveringslinier. I Fig. 793 er udtegnet en Søjlekvadrant med tilhørende Belastningsareal og med 4 forskellige Kombinationer af Søjle-, Hoved- og Pudeform. Den punkterede Vinkelhalveringslinier deler Pladen i to af hinanden uafhængige Dele. I den nedre Oktant vil Tværkraften langs Puderanden være lig Lasten paa det skraat skraverede Areal, og Tværkraften langs Hovedranden være lig Lasten paa bægge de skraverede Arealer. I den øvre Oktant er Forholdene tilsvarende, men den skal ikke undersøges, da Kræfterne er mindre.

Den langs Pude-

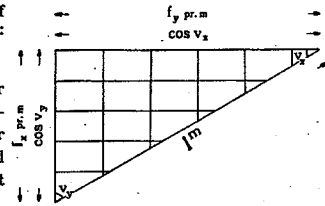


Fig. 790.

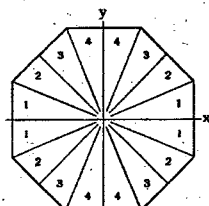


Fig. 791.

oktantens Rand virkende Tværkraft Q_P er ikke jævnt fordelt langs Randen, men vi regner, at den er det, mod til Gengæld at forøge den med 25%. Paa samme Maade behandles den langs Hovedoktantens Rand virkende Tværkraft Q_H .

6. Randbjælkers Dimensionering.

686. Forefindes Randbjælker (Fig. 784), beregnes disses Last under Forudsætning af, at der ingen lodrette Tværkræfter optræder i de paa Fig. 792 punkterede Linier. Den saaledes bestemte Last regnes jævnt fordelt, hvorefter Momenterne udregnes som for kontinuerlige Bjælker eller under Forudsætning af delvis Indspænding. I sidstnævnte Tilfælde skal det skønnede Indspændingsmoment kunne optages af Søjlen eller Nabobjælken eller af bægge i Forening, og kun $\frac{1}{2}$ af det maa regnes virkende, naar de positive Momenter bestemmes, ganske som ellers (§ 352). Denne Fremgangsmaade bør følges, selv om Søjlerne har de for Paddehatbjælker foreskrevne Hoveder.

7. Søjlerens Dimensionering.

687. Søjlelasten beregnes under Forudsætning af, at der ingen Tværkræfter findes i de punkterede Linier paa Fig. 792. Den saaledes fundne Søjlelast N regnes at virke i Søjlels Akse. Derefter dimensioneres Søjlen paa to forskellige Maader, (1) og (2), og det største af de fundne Tværnsnit anvendes.

(1) Søjlen dimensioneres for den til Totallast svarende Centralkraft N (Fig. 804) under Brug af Ritters Formel (Side 119) og under samtidig Reduktion af den tilladelige Spænding i Overensstemmelse med § 197.

(2) Søjlen dimensioneres for det største af de Momenter, der er regnet overførte til den, i Forbindelse med den største og mindste samtidigt virkende Centralkraft N og et Tillægsmoment, der omtales i § 688, hvorved den tilladelige Spænding fastsættes som ved andre ekscentrisk paavirkede Søjler. Momenterne fra Bæreretningen l_x behandles for sig, Momenterne fra Bæreretningen l_y for sig, og Virkningen af disse Momenter adderes ikke.

688. Momenter. Hvis de største Momenter stammer fra Bæreretningen l_x , begyndes med denne. Søjlen tilvenstre i Fig. 766 faar de største Momenter i Tilfældene Fig. 769 og 770, nemlig M_{Aa} og M_{Ab} (Fig. 775-76),

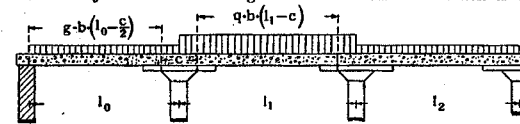


Fig. 794.

men da disse Momenter er beregnet under Forudsætning af, at Fagets Spændvidder er de i Fig. 767 viste og ikke de virkelige, faar Søjlen yderligere et Moment at optage. Til den tænkte Belastningstilstand Fig. 770 svarer den virkelige Belastningstilstand Fig. 794. Udskæres Stykket c , skal dette være i Ligevægt, naar Snitkræfterne tilføjes. Ved Dimensioneringen af Faget l_1 paaregnedes Indspændingsmomentet M_{2b} (Fig. 795), af hvilket M_{2b} tildeltes Nabofaget og M_{4b} Søjlen; disse Momenter holder altsaa hverandre i Ligevægt. Tilbage bliver de lodrette Kræfter (Fig. 796), af hvilke de to øvre skyldes Lasten paa Strækningen c , som der hidtil har været set bort fra, medens de to nedre svarer til Mellemstrækningernes halve Last. Til at holde Ligevægt med disse Kræfter kræves Søjlemomentet:

$$M = q \cdot b \cdot \left(\frac{c}{2} \cdot \frac{c}{4} + \frac{l_1 - c}{2} \cdot \frac{c}{2} \right) - g \cdot b \cdot \left(\frac{c}{2} \cdot \frac{c}{4} + \frac{l_0 - \frac{c}{2}}{2} \cdot \frac{c}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot b \cdot c \cdot \left[q \cdot \left(l_1 - \frac{c}{2} \right) - g \cdot l_0 \right]$$

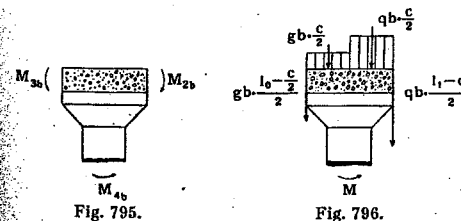


Fig. 795.

Fig. 796.

Da de teoretiske Spændvidder for det belastede Fag og Nabofaget er henholdsvis $l = l_1 - c$ og $l' = l_0 - \frac{1}{2}c$, kan Formelen ogsaa skrives:

$$M = \frac{1}{2} \cdot b \cdot c \cdot \left[q \cdot \left(l + \frac{c}{2} \right) - g \cdot \left(l' + \frac{c}{2} \right) \right] \quad (483)$$

og i denne Form gælder den uden Hensyn til, om Fagene er Yder- eller Mellemaf. Søjlels totale Moment bliver altsaa:

$$M_{5b} = M_{4b} + M. \quad (484)$$

Derefter gentages Beregningen under Forudsætningen Fig. 769, der giver et i modsat Retning drejende Moment $M_{5a} = M_{4a} + M'$. Vi vil imidlertid udføre Søjlen symmetrisk og bruger kun det numerisk største af de to Momenter og kalder dette M_5 . En Søjle i en enetages Bygning vil være af dimensionerne for dette Moment (Fig. 796a). For en Søjle som Fig. 797, der befinder sig mellem det r 'te og $(r+1)$ 'te Dæk regnet fra oven, maa M_5 regnes ud for begge Dæk; lad Værdierne være $M_{5,r}$ og $M_{5,r+1}$. Værdien for det øvre Dæk deles skønsmaessig i to, af hvilke $M_{5,r,\theta}$ tildeles den øvre Søjle, $M_{5,r,n}$ den betragtede Søjle. Ved denne Deling er man ganske frit stillet, men det er rimeligt at tage et passende Hensyn til Søjlerens Slankhed. Paa tilsvarende Maade deles $M_{5,r+1}$. Af de to Momenter $M_{5,r,n}$ og $M_{5,r+1,\theta}$ bruges kun det numerisk største, der kaldes M_{maks} , og for dette skal Søjlen dimensioneres i den fulde Etagehøjde, hvorved M_{maks} regnes saavel højre- som venstre-drejende.

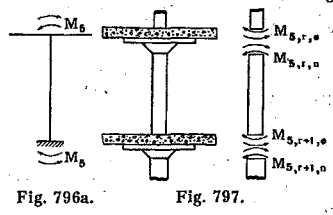


Fig. 796a.

Fig. 797.

Hvis der ved en eventuel Randbjælkes Dimensionering er regnet med et fra Søjlen stammende Indspændingsmoment, behandles dette analogt med de fra Pladen stammende Momenter.

689. Normalkræfter. I Forbindelse med M_{maks} skal der regnes med saavel den største som den mindste samtidige Normalkraft N , da N_{maks} giver størst σ_b og N_{min} størst Jærntrækspænding.



Fig. 798.

Fig. 799.

Ved Udregningen af N_{maks} og N_{min} maa der

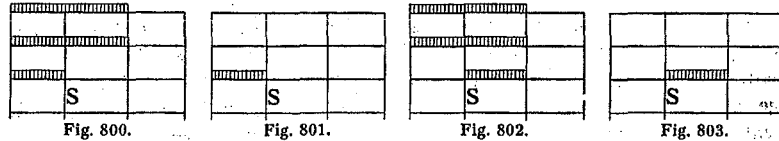


Fig. 800.

Fig. 801.

Fig. 802.

Fig. 803.

skelnes mellem, om M_{maks} stammer fra Pladen over eller under Søjlen.

Stammer M_{maks} fra Pladen over Søjlen, som Tilfældet altid er for nederste Søjle, er den momentgivende Last for Søjlen S en af de i Fig. 798-9 viste, og er der kun 1 Dæk over Søjlen, bliver $N_{maks} = N_{min}$ og Søjlen skal derfor kun undersøges for en enkelt Værdi af N i Forbindelse med M_{maks} . Er der flere Dæk over Søjlen, optræder N_{maks} og N_{min} enten i Tilfældene Fig. 800-1 eller i Tilfældene Fig. 802-3.

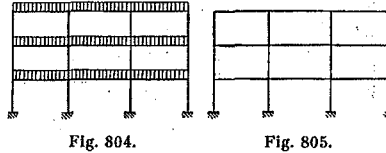


Fig. 804.

Fig. 805.

Stammer M_{maks} fra Pladen under Søjlen, er den samtidige Normalkraft uafhængig af denne Plades Last, og N_{maks} og N_{min} optræder da for samtlige Søjler i Tilfældene Fig. 804-5.

690. Armering. Er Søjlerne runde eller 8-kantede, tværsarmers de gerne ved Bevikling, uden at det derfor er nødvendigt at dimensionere dem som beviklede. Armeringen af Søjlehovedet kan udføres paa forskellige Maader. Er Søjlen 8-kantet, armeres den ofte med 8 Jærn, eet i hvert Hjørne, og disse Jærn kan da bøjes ud, saa de følger Hovedets Hjørner. I dette Tilfælde maa der indlægges en kraftig Jærnring paa Udbøjningsstedet samt — hvis Søjlen fortsætter sig op i næste Etage — lodrette Stødjærn. Man maa dog hellere føre den nedre Søjles Jærn op i den øvre Søjle ganske som ved Bjælkekonstruktioner og armere Søjlehovedet med særlige Jærn.

Støbeskel kan lægges under og over Hovedet, medens Pude og Plade bør støbes i eet, saafremt de ikke forbindes ved en særlig Armering.

8. Eksempel.

691. Den i Fig. 806 viste Lagerbygning med Tagkonstruktion af Træ skal forsynes med 3 Padderhætdæk dimensionerede for følgende Laster:

Bevægelig Last	1000 kg/m ²	Største Tagstolpetryk	7000 kg
Slidlag	50	Mindste	3500
Egenvægt (skønnet)	500		
	1550 kg/m ²		

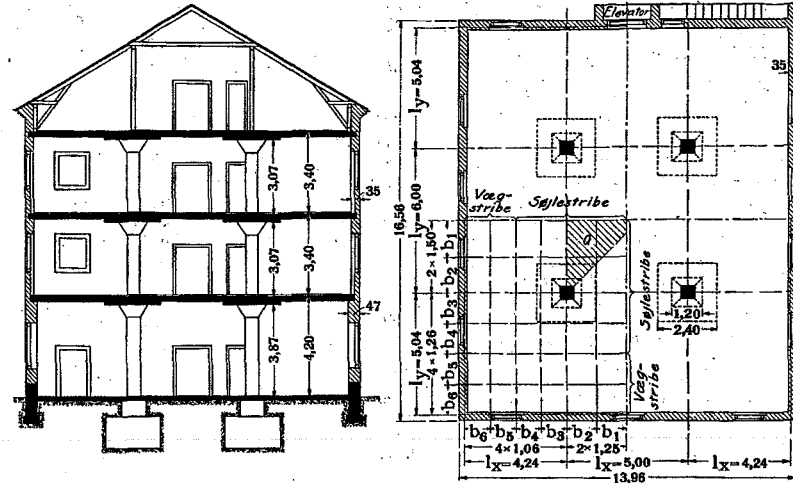


Fig. 806.

Egenvægten er skønnet paa følgende Maade. Pladetykkelsen a maa ikke være mindre end 15 cm (§ 679) og heller ikke mindre end $\frac{1}{25} l_{maks}$, hvor l_{maks} er største Søjleafstand, altsaa 6 m. Man faar da $a = \frac{1}{25} \cdot 600 = 18,8$ cm, svarende til Vægten $2400 \cdot 0,188 = 450$ kg/m², der bl. a. af Hensyn til Pudens forhøjes til 500 kg/m².

Til Pladerne bruges Beton med: $s_b^{bc} = 50$ at $s_b^c = 40$ at $t_b = 5$ at $s_f = 1200$ at.

Til Søjlerne bruges Beton med: $s_b^{bc} = 60$ at $s_b^c = 48$ at $t_b = 6$ at.

a. Søjlestriber med Bæreretning y.

692. Momentbestemmelse. Alle 3 Dæk udføres ens, og det er da tilstrækkeligt at dimensionere det øverste, i hvilket Yderfelterne er størst. Da de største Spændvidder forekommer i y -Retningen, behandles denne først. Da $l_{maks} = 6$ m, vælges $c = 0,2 \cdot 6 = 1,2$ m. Sættes Lejedybden i Murene til 22 cm, bliver Yderfagernes Spændvidde 5,04 m, og den reducerede Spændvidde for Midterfaget: $6 - c = 4,8$ m, for Yderfaget: $5,04 - \frac{1}{2}c = 4,44$ m. Søjlestriberens Bredder er $b = \frac{1}{3} \cdot (5 + 4,24) = 4,62$ m. Totallasten: $q = 1550 \cdot 4,62 = 7160$ kg/m.

(1) For Totallast i alle Fag findes det negative Moment over Søjlerne af Clapeyrons Ligning (168) i § 325:

$$-2M_1 \cdot (4,44 + 4,80) - M_1 \cdot 4,80 = \frac{1}{2} \cdot 7160 \cdot (4,44^2 + 4,80^2)$$

der giver: $M_1 = -15250$ kgm.

Ved simpel Understøtning er de positive Momenter midt i Yder- og Inderfag:

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot 7160 \cdot 4,44^2 = 17650 \text{ kgm} \quad M_0 = \frac{1}{8} \cdot 7160 \cdot 4,8^2 = 20600 \text{ kgm}$$

Den resulterende Momentkurve er vist i Fig. 807 øverst.

(2) De største positive Momenter bestemmes efter Fig. 772-3. Vi vælger $M_{5a} = M_{5b} = 12000$ kgm $< M_1$. Det valgte Moment deles i to Dele, $M_2 = M_3 + M_4$, af hvilke M_3 skal optages af Nabopladen, M_4 af Søjlen. For ikke at faa Søjlen for tyk vælger vi $M_4 = 0$, altsaa $M_2 = M_3$, og Momentkurven bliver da den næstøverste i Fig. 807.

(3) De største negative Momenter midt i Fagene bestemmes efter Fig. 778-9. De simple Momenter er: $M_0 = \frac{1}{2} \cdot 550 \cdot 4,62 \cdot 4,44^2 = 6250$ kgm $M_0 = \frac{1}{2} \cdot 550 \cdot 4,62 \cdot 4,8^2 = 7300$ kgm og da $M_{3a} = M_{3b} = -12000$, faas den næstnederste Momentkurve i Fig. 807.

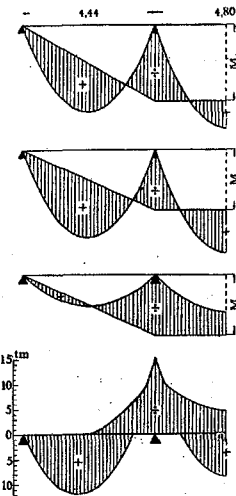


Fig. 807. Momenter i y -Retningen.

De fra (1), (2) og (3) stammende Yderværdier er samlede i den nederste Momentkurve i Fig. 807, der gælder for den samlede Stribebredde: $b_1 + b_2 + b_3 + b_4$ (Fig. 781-2).

Af de positive Momenter i Yderfaget skal $\frac{5l+b}{10l+b} \cdot 100\% = \frac{5 \cdot 5,04 + 4,62}{10 \cdot 5,04 + 4,62} \cdot 100 = 54,2\%$ optages af $b_2 + b_3$, og altsaa 45,8% af $b_1 + b_4$. Af de positive Momenter i Inderfaget skal $\frac{5 \cdot 6,00 + 4,62}{10 \cdot 6,00 + 4,62} \cdot 100 = 53,6\%$ optages af $b_2 + b_3$ og altsaa 46,4% af $b_1 + b_4$.

Af de negative Momenter skal $\frac{0,5l+b}{l+b} \cdot 100 = \frac{0,5 \cdot 0,5 \cdot (5,04 + 6,00) + 4,62}{0,5 \cdot (5,04 + 6,00) + 4,62} \cdot 100 = 72,6\%$ i saavel Yder- som Inderfaget optages af $b_2 + b_3$ og altsaa 27,4% af $b_1 + b_4$.

I Fig. 808 øverst er Momentkurven for Striberne $b_2 + b_3$ optegnet, og samtidig er Strækningen c , paa hvilken Jærntrækraften regnes at være konstant, indskudt. Figurens nederste Del viser Momentkurven for $b_1 + b_4$. Dimensioneringen for de positive Momenter kan derefter foretages.

693. Dimensionering for positive Momenter. For Striben $b_2 + b_3$ med Bredder 2,31 m optræder største Moment i Yderfaget og med Værdien 6500 kgm:

$$M_{100} = 6500 : 2,31 = 2810 \text{ kg} \quad h = 0,345 \cdot \sqrt{M_{100}} = 18,3 \text{ cm} \quad f_{100} = 0,277 \cdot \sqrt{M_{100}} = 14,7 \text{ cm}^2.$$

Vælges $a = 20$ cm og bruges 16 mm Rj., faas:

$$h = 20 - 1 - 0,8 = 18,2 \text{ cm} \quad m = 0,872 \cdot h = 15,9 \text{ cm} \quad r_{100} \cdot m \cdot s_j = 191.$$

Det nødvendige Jærntværsnit i Yder- og Inderfag bliver da henholdsvis:

$$f_1 = 6500 : 191 = 34 \text{ cm}^2 \quad f_2 = 4620 : 191 = 24,2 \text{ cm}^2.$$

For Striben $b_1 + b_4$ kræves i Yder- og Inderfag henholdsvis:

$$f_3 = 5500 : 191 = 28,8 \text{ cm}^2 \quad f_4 = 3980 : 191 = 20,8 \text{ cm}^2.$$

694. Dimensionering for negative Momenter. De største negative Momenter og de største Tværkræfter optræder ved Søjlehovedets Rand og bestemmer Jærntykkelse. De bestemmende Størrelser er en af følgende 3:

(1) Momentet i Fig. 808, (2) Tværkræfterne, (3) Søjlehovedets Randmoment.

(1) Momentet i Fig. 808 ved Søjlehovedets Rand er $M = -11050$ kgm altsaa:
 $M_{100} = -11050 : 2,31 = -4800$ kgm.

(2) Største Tværkraft i en Oktant er den, der stammer fra den udenfor Snittet liggende Del af det i Fig. 806 skraverede Areal, hvis Størrelse er $\frac{1}{3} \cdot (5 \cdot 6 - \frac{1}{2} \cdot 5^2) = 4,33$ m². Søjle's Tværsnit vælges kvadratisk, Søjlehovedets ligesaa, hvorved dets Rand bliver et Kvadrat med Sidelinje 1,2 m og Areal 1,44 m², hvoraf $\frac{1}{3}$ eller 0,48 m² skal fradrages det ovenfor fundne, som derved formindskes til 4,2 m². Q_H er da $4,2 \cdot 1550 = 6510$ kg. Ved i Ligningen

$$\tau_b = \frac{1,25 \cdot Q_H}{m \cdot b}$$

at indføre $\tau_b = 5$ at og $b = 60$ findes $m = 27,2$ svarende til $h = \text{ca. } 27,2 : 0,9 = 30,2$ cm.

(3) Søjlehovedets Randmoment er:

$$M_{100} = -\frac{1}{3} \cdot Q_H \cdot \frac{l_x + l_y}{o} = -\frac{1}{3} \cdot 6510 \cdot \frac{500 + 600}{60} = -4980 \text{ kgm}$$

altsaa større end det under (1) fundne. Det kræver $h = 0,345 \cdot \sqrt{4980} = 24,4$ cm, og Pudens Højde bestemmes derfor af (2). Med $m = 27,2$, altsaa $r_{100} \cdot m \cdot s_j = 326$, findes $f_{100} = 4980 : 326 = 15,3$ cm², hvorefter (178) i § 375 giver:

$$\alpha = \frac{15 \cdot 15,3}{4,5 \cdot 100} = 0,51 \quad h = 27,2 + 0,51 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{27,2}{0,51}} \right) = 30,5 \text{ cm.}$$

Den totale Højde bliver $a = 30,5 + 0,8 + 1 = 32,3 \sim 33$ cm. Hertil svarer $h = 31,2$, $m = 27,2 \cdot 31,2 : 30,5 = 27,9$ cm, $r_{100} \cdot m \cdot s_j = 335$. Det totale Jærntareal paa Bredden 1,2 m bliver $f_5 = 4980 \cdot 1,2 : 335 = 17,9$ cm². Pudens udføres kvadratisk, og Sidelinjen gøres saa stor, at de ved Pudendens virkende negative Momenter og Tværkræfter kan optages. Da Pladen med $h = 18,2$ cm og $\varphi = 0,8\%$ kan optage $M_{100} = \frac{bc}{6} \cdot \mu \cdot b \cdot h^2 = 50 \cdot 0,1676 \cdot 100 \cdot 18,2^2 = 278000$ kgcm ≈ 2780 kgm og paa Bredden $b_2 + b_3$ kan optage $M = 2780 \cdot 2,31 = 6430$ kgm, opsøges dette Moment i Fig. 808 øverst. I Inderfaget optræder det 1,2 m fra Søjleaksen, i Yderfaget optræder det nærmere Søjleaksen, og Pudens Sidelinie skal derfor mindst være $2 \cdot 1,2 = 2,4$ m. Tværkraften i Snittet 1,2 m fra Søjleaksen stammer fra den Del af det skraverede Areal i Fig. 806, der ligger udenfor Snittet, og hvis Størrelse er $4,38 - \frac{1}{3} \cdot 1,2^2 = 3,66$ m², altsaa $Q = 3,66 \cdot 1550 = 5670$ kg og $\tau_b = 1,25 \cdot 5670 : (0,9 \cdot 18,3 \cdot 120) = 3,6 < 5$ at. Pudens Sidelinie bliver da 2,4 m.

Inden der gaas videre undersøges Dækkets Egenvægt. Middeltykkelsen er: $0,2 + 4 \cdot 0,13 \cdot 2,4^2 : (13,48 - 16,08) = 0,214$ m og Egenvægten $2400 \cdot 0,214 = 514$ kg/m², hvilken Værdi stemmer tilstrækkelig godt med den skønnede.

Derefter er i Fig. 808 Momenterne paa Strækningen mellem Pudens Rand og Søjlehovedets Rand reducerede i samme Forhold (15,9:27,9) som m er forøget, hvorved man kommer til den skraverede Momentflade undtagen paa Strækningen c , hvor den lavere liggende punkterede Linie angiver de reducerede Momenter's Størrelse. Disse Momenter fordeler sig jævnt over $b_2 + b_3$ (2,31 m) i Modsætning til det under (3) beregnede Randmoment, der kun skal regnes virkende paa Bredden 1,2 m; for Simpelteds Skyld vil vi regne med dette Moment paa hele Bredden $b_2 + b_3$, hvorved dets Størrelse bliver: $4980 \cdot 2,31$, og naar det reduceres i Forholdet 15,9:27,9 og af-sættes, kommer man til den vandrette Linie, der paa Strækningen c begrænser den skraverede Momentflade.

695. Pladens Armering. I Fig. 808 er Armeringen indtegnet, og for Tydeligheds Skyld er der brugt en større Højdemaalestok end Længdemaalestok, hvorfor Skraajærn og Søjlehoved ikke optræder med deres virkelige Hældning. I saavel Yder- som Inderfeltet er hverdantet Jærn højet op, og de opbøjede Jærn optager tilsammen de negative Momenter. Naar dette Princip følges, bør der være samme Jærnafstand i Yderfelt og Inderfelt, da de opbøjede Jærn fra de to Felter ellers kommer til at ligge uregelmæssigt for hinanden.

For Striben $b_2 + b_3$ vælges i Overensstemmelse med § 693:

$$\text{Yderfag: } f_1 = 17 \text{ Rj. } 16 \text{ mm} = 34,2 \text{ cm}^2 \quad \text{Inderfag: } f_2 = 8 \text{ Rj. } 16 \text{ mm} + 9 \text{ Rj. } 12 \text{ mm} = 26,3 \text{ cm}^2.$$

Bøjes henholdsvis 9 og 8 Rj. 16 op, kan der optages negative Momenter svarende til 17 Rj. 16. Jærnene er indtegnede i Fig. 808, og i Momentfiguren er trukket vandrette Linier svarende til de Momenter, som Jærnene kan optage. De negative Momenter i Inderfagets Midte optages af 8 Rj. 16.

For Striben $b_1 + b_4$ gaas frem paa tilsvarende Maade. At en lille Del af Pudens falder i denne Stribe tages der ikke Hensyn til. I Overensstemmelse med § 693 vælges:

$$\text{Yderfag: } f_3 = 14 \text{ Rj. } 16 = 28,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Inderfag: } f_4 = 7 \text{ Rj. } 16 + 7 \text{ Rj. } 12 = 22,0 \text{ cm}^2$$

hvoraf henholdsvis 7 Rj. 16 og 7 Rj. 12 højes op.

b. Vægstriber med Bæreretning y.

696. Disse Striber kræver ingen ny Beregning. b_5 udføres som b_4 , og b_6 ligeledes kun med halvt saa meget Jærn.

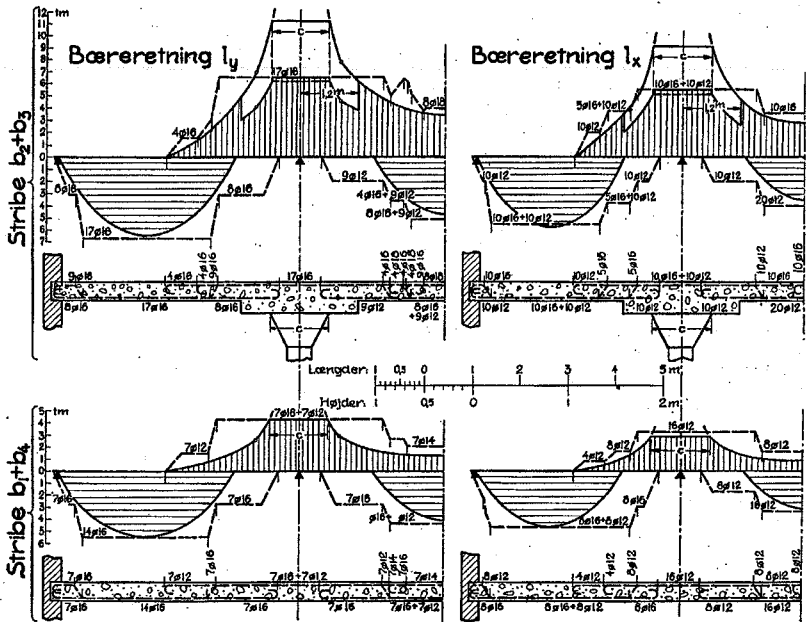


Fig. 808. Bæreretning y.

Fig. 809. Bæreretning x.

c. Søjlestriber med Bæreretning x.

697. Momentbestemmelse. Spændvidderne i x-Retningen er 4,24 og 5,00 m; fradrages $\frac{1}{3}c$ og c faas 3,64 og 3,8. Bredden er $b = \frac{1}{3} \cdot (6 + 5,04) = 5,52$ m, Totallasten $q = 1550 \cdot 5,52 = 8560$ kg/m.

(1) For Totallast i alle Fag findes: $M_1 = -11810$ kgm.
 Ved simpel Understøtning er de positive Momenter midt i Yder- og Inderfag:

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot 8560 \cdot 3,64^2 = 14200 \text{ kgm} \quad M_3 = \frac{1}{8} \cdot 8560 \cdot 3,8^2 = 15500 \text{ kgm.}$$

Den resulterende Momentkurve er vist i Fig. 810 øverst.

(2) Ved Bestemmelsen af de største positive Momenter vælges $M_2 = M_5 = 9000$ kgm, $M_4 = 0$. Se næstøverste Kurve i Fig. 810.

(3) De største negative Momenter midt i Fagene er fremstillede i Fig. 810 næstnederst. De findes ved at kombinere de simple Egenvægtsmomenter, hvis Maksimumsværdier er 5050 og 5500 kgm, med M_2 .

De fra (1), (2) og (3) stammende Yderværdier er samlede i Fig. 810 nederst. Af de positive Momenter i Yderfaget skal $\frac{5 \cdot 4,24 + 5,52}{10 \cdot 4,24 + 5,52} \cdot 100 = 55,8\%$ optages af $b_2 + b_3$ og altsaa 44,2% af $b_1 + b_4$. I Inderfaget skal $\frac{5 \cdot 5 + 5,52}{10 \cdot 5 + 5,52} \cdot 100 = 55\%$ optages af $b_2 + b_3$ og altsaa 45% af $b_1 + b_4$.

Af de negative Momenter skal $\frac{0,5 \cdot 0,5 \cdot (4,24 + 5,00) + 5,52}{0,5 \cdot (4,24 + 5,00) + 5,52} \cdot 100 = 77,4\%$ optages af $b_2 + b_3$ og altsaa 22,6% af $b_1 + b_4$.

I Fig. 809 er de maksimale Momenter for Striben $b_2 + b_3$ og $b_1 + b_4$ indtegnet, og Strækningen c indskudt. Naar Jærnene i x-Retningen lægges indenfor Jærnene i y-Retningen, og naar der bruges 16 mm Rj., har man for:

$$\begin{aligned} \text{Pladen:} \quad h &= 18,2 - 1,6 = 16,6 \text{ cm} & m &= 0,872 \cdot h = 14,5 \text{ cm} & \frac{1}{100} \cdot m \cdot s_j &= 174 \\ \text{Puden:} \quad h &= 32,2 - 1,6 = 29,6 \text{ cm} & m &= 0,872 \cdot h = 25,8 \text{ cm} & \frac{1}{100} \cdot m \cdot s_j &= 310. \end{aligned}$$

698. Dimensionering for positive Momenter. I Striben $b_2 + b_3$ kræves:

$$\begin{aligned} \text{Yderfag:} \quad f_6 &= 5650 : 174 = 32,5 \text{ cm}^2 \sim 10 \text{ Rj. } 16 + 10 \text{ Rj. } 12 = 31,4 \text{ cm}^2 \\ \text{Inderfag:} \quad f_8 &= 3580 : 174 = 20,6 \text{ cm}^2 \sim 20 \text{ Rj. } 12 = 22,6 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

I Striben $b_1 + b_4$ kræves:

$$\begin{aligned} \text{Yderfag:} \quad f_7 &= 4500 : 174 = 25,8 \text{ cm}^2 \sim 8 \text{ Rj. } 16 + 8 \text{ Rj. } 12 = 25,1 \text{ cm}^2 \\ \text{Inderfag:} \quad f_8 &= 2920 : 174 = 16,8 \text{ cm}^2 \sim 16 \text{ Rj. } 12 = 18,1 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

699. Dimensionering for negative Momenter. Disse kræver:

$$\begin{aligned} \text{I Striben } b_2 + b_3: \quad f &= 9150 : 310 = 29,5 \text{ cm}^2 \sim 10 \text{ Rj. } 16 + 10 \text{ Rj. } 12 = 31,4 \text{ cm}^2 \\ \text{I Striben } b_1 + b_4: \quad f &= 2660 : 174 = 15,3 \text{ cm}^2 \sim 16 \text{ Rj. } 12 = 18,1 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Største Q ved Søjlehovedets Rand stammer fra Arealet $\frac{1}{3} \cdot 2,5^2 = 0,18 = 2,95$ m² og er $Q_H = 2,95 \cdot 1550 = 4570$ kg.

$$\text{Randmoment:} \quad [M_{100} = -\frac{1}{24} \cdot Q_H \cdot \frac{500 + 600}{60} = -3500 \text{ kgm.}]$$

Selv om dette Moment virkede paa hele Stribebredden, saaledes at det totale Moment fik Størrelsen: $-3500 \cdot 2,76 = -9700$ kgm, vilde det kun kræve Jærnarealet $9700 : 310 = 31,3$ cm², og der forefindes 31,4. Det formindskede Moment $9700 \cdot 14,5 : 25,8 = 5490$ er indtegnet som svre Begrænsning for den skraverede Momentkurve paa Fig. 810.

d. Vægstriber med Bæreretning x.

700. Striben b_5 udføres som b_4 , og Striben b_6 som b_4 kun med halvt saa meget Jærn.

e. Armeringsplan.

701. Fig. 811 viser Pladens Armering; Jærnene i Pladens Underside er tegnede med en punkteret Linie, Jærnene i Pladens Overside med en fuldt optrukket Linie, og Nedbøjningspunkterne er fremhævede ved en fyldt Cirkel. Hver Jærnform er udtegnet og mærket med et Bogstav A til S samt med Antal og Diameter. Paa Grundplanen er i Jærnenes Forlængelse tegnet korte Streger, der er forenede til Grupper, hvis Paaskrift angiver Jærnets Form og Diameter.

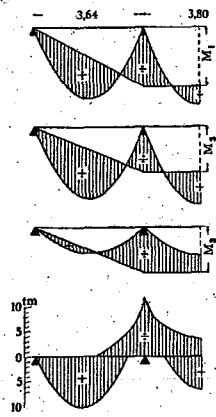


Fig. 810. Momenter i x-Retningen.

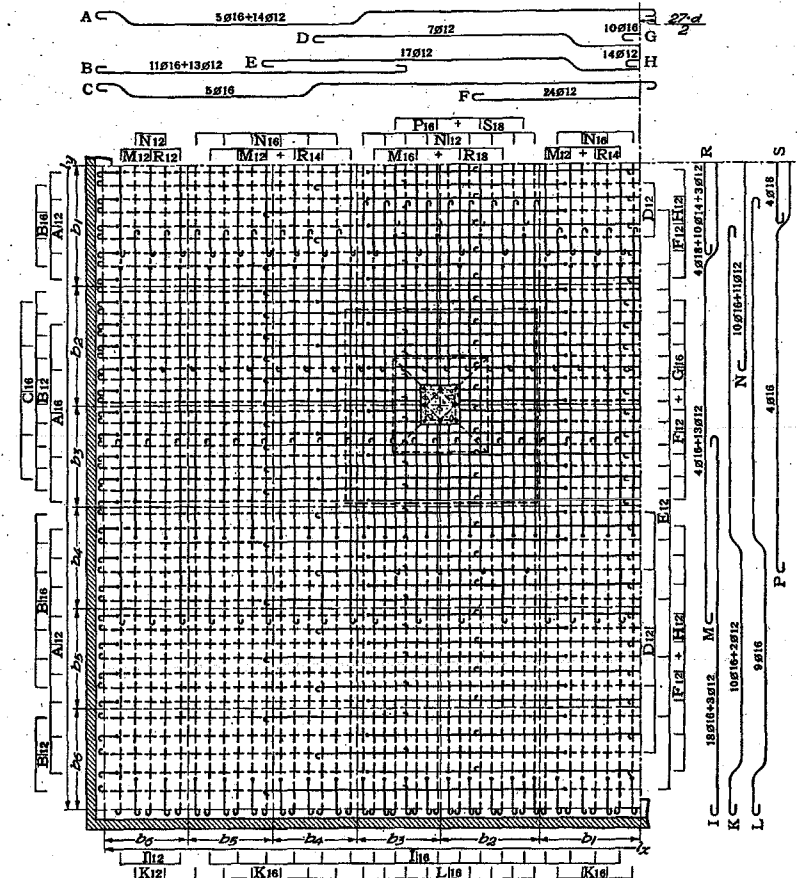


Fig. 811. Pladearmering.

f. Søjlerne.

702. Øverste Søjle.	Egv. af Tag:	3 500 kg
	> Plade: $530 \cdot \frac{1}{4} \cdot 11,04 \cdot 9,24 = 13 500$	
	> Pude: $312 \cdot 2,43 = 1 800$	15 990
	> Hoved: $ca. 2400 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,2^2 \cdot 0,6 = 690$	
	Søjls hvilende Last:	19 490 kg
	Bev. Last i Midterfag: $1000 \cdot 6 \cdot 4,62 \cdot \frac{1}{2} =$	13 860
	N_{min} med Last i Midterfag:	33 350 kg
	Bev. Last paa Tag:	3 500
	N_{maks} med Last i Midterfag:	36 850 kg
	Bev. Last i Yderfag: $1000 \cdot 5,04 \cdot 4,62 \cdot \frac{1}{2} =$	11 640
	Søjls Maksimallast:	48 490 kg

For Maksimallasten skal Søjlen dimensioneres som centralt paavirket, hvorved den tilladte Spænding, der normalt er 48 at, nedsættes til $0,9 \cdot 48 = 43,2$ at. Søjlelængden kan regnes fra Hovedets Underside, hvis Belliggenhed paa Forhaand er ukendt, hvorfor vi regner fra Pudens

Underside, altsaa $L = 3,4 - 0,33 = 3,07$ m. Formel (50) i § 165 giver da med $\varphi = \frac{1}{4}\%$, idet $F_0 = 48\ 500 : 43,2 = 1123$ cm²:

$$a^2 = \frac{1123}{2,225} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + 49,7 \cdot \frac{3,07^2}{1123}} \right) = 1105 \text{ cm}^2 \quad a = 33,2 \text{ cm} \quad f = 0,0075 \cdot 1105 = 8,3 \text{ cm}^2.$$

Endvidere skal Søjlen dimensioneres for det største Moment i Forbindelse med den største og mindste samtidig virkende Normalkraft. Det største Moment optræder, naar kun Midterfaget er belastet, og er:

$$M_5 = M_4 + \frac{1}{2} \cdot b \cdot c \cdot [q \cdot (l_1 + \frac{1}{2}c) - g \cdot (l_0 + \frac{1}{2}c)]$$

og da $M_4 = 0$, faas:
 $M_5 = \frac{1}{2} \cdot 4,62 \cdot 1,2 \cdot [1550 \cdot (4,8 + 0,6) - 550 \cdot (4,44 + 0,6)] = 7760$ kgm.

Naar M_5 virker sammen med N_{maks} , bliver σ_b størst. Først bestemmes et kvadratisk armeret Tværsnit, hvis største Kantspænding er 60 at, naar det paavirkes af N_{maks} og M_5 . Af (343a) i § 585 findes $\alpha = 34$, $\beta = 0,997$, $\alpha = 47,7$. Dette Tværsnits Kantspændinger bliver:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{maks} \\ \sigma_{min} \end{matrix} \right\} = \frac{36\ 900}{47,7^2} \pm \frac{776\ 000}{\frac{1}{8} \cdot 47,7^3} = \begin{cases} 59,2 \text{ at} \\ -26,8 \text{ at} \end{cases}$$

Da σ_{min} er en Trækspænding og større end $\frac{1}{5}\sigma_{maks}$, skal den endelige Dimensionering foretages saaledes, at $\sigma_{maks} = 60$ at, $\sigma_j \geq 1200$ at. Med $a = 48$ cm og under Forudsætning af 18 mm Længdejern og 7 mm Bøjler er:

$$h = 48 - 1 - 0,7 - 0,9 = 45,4 \quad e = \frac{M}{N} = \frac{776\ 000}{36\ 900} = 21,4 \quad e_j = e + h - \frac{a}{2} = 42,8 \quad \frac{e_j}{h} = 0,945.$$

For at finde Nullliniens Beliggenhed forudsætter vi Søjlen armeret med 8 Rj. 18 mm og ser bort fra de to af disse, der ligger nær Nulllinjen, svarende til: $\varphi^t = \varphi^c = \frac{7,63 \cdot 100}{h \cdot a} = 0,359\%$.

Af Fig. 665 i § 599 findes: $\beta = 0,570$ og af Tabellen Side 206: $\mu = 0,2308$, $\gamma = 11,32$, hvorefter (371) i § 599 giver:

$$\sigma_b = \frac{36\ 900 \cdot 42,8}{48 \cdot 45,4^2 \cdot (0,2308 + 0,135 \cdot 0,35 \cdot 0,47 \cdot 0,57)} = 59,4 \text{ at} \quad \sigma_j = 59,4 \cdot \gamma = 672 \text{ at}.$$

Naar M_5 virker sammen med N_{min} , haves:

$$e = \frac{776\ 000}{33\ 400} = 23,2 \text{ cm} \quad e_j = e + h - \frac{a}{2} = 44,6 \text{ cm} \quad \frac{e_j}{h} = 0,985$$

$$\beta = 0,53 \quad \mu = 0,2182 \quad \gamma = 13,30 \quad \sigma_b = 58,8 \text{ at} \quad \sigma_j = 782 \text{ at}.$$

Det valgte Tværsnit med $a = 48$ cm, $f = 8$ Rj. 18 mm er altsaa passende. Søjlehovedets Højde skal mindst være $\frac{1}{2} \cdot (c - a) = \frac{1}{2} \cdot (120 - 48) = 36$ cm. For Udseendets Skyld gaas op til 57 cm.

703. Mellemste Søjle. Øverste Søjles hvilende Last: 19 490 kg
 » » Egv.: $2400 \cdot 0,48^2 \cdot (3,07 - 0,36) = 1\ 500$ »
 Mellemste Dæks Egv.: 15 990 »

Søjles hvilende Last: 36 980 kg
 Bev. Last i Midterfag: 13 860 »

N_{min} med Last i Midterfag: 50 840 kg

Bev. Last paa Tag: 3 500 »
 » » Øverste Dæk: 25 500 »

N_{maks} med Last i Midterfag: 79 840 kg

Bev. Last i Yderfag: 11 640 »

Søjles Maksimallast: 91 480 kg

Hovedets Højde vælges lig 57 cm, altsaa $L = 3,07 - 0,57 = 2,5$ m. Da $F_0 = \frac{91\ 500}{43,2} = 2120$ cm²,

faas: $a^2 = \frac{2120}{2,225} \cdot \left(1 \pm \sqrt{1 + 49,7 \cdot \frac{2,5^2}{2120}} \right) = 1970 \quad a = 44,4 \quad f = 0,0075 \cdot 1970 = 14,8.$

Endvidere skal Søjlen dimensioneres for $\frac{1}{2} \cdot M_5 (= 3880$ kgm) i Forbindelse med N_{maks} og N_{min} . Med $a = 48$ cm, $f = 8$ Rj. 18 = 20,36 cm² haves:

$$F = 48^2 + 15 \cdot 20,36 = 2610 \quad I = \frac{1}{12} \cdot 48^4 + 15 \cdot 15,26 \cdot 21,4^3 = 547\ 000 \quad W = \frac{547\ 000}{24} = 22\ 800.$$

$$N_{maks} \text{ giver: } \sigma = \frac{80\ 000}{2610} \pm \frac{388\ 000}{22\ 800} = 30,6 \pm 17,0 = \begin{cases} 47,6 \text{ at} \\ 13,6 \end{cases}$$

Da σ_{min} er en Trykspænding, maa man udregne:

$$\sigma_E = \frac{48}{1 + \frac{2610}{547\ 000} \cdot 2,5^3} = 46,7 \text{ at} \quad \frac{N}{F} \cdot \frac{s_b^{bc}}{s_E} + \frac{M}{W} = 30,6 \cdot \frac{60}{46,7} + 17,0 = 56,3 < 60 \text{ at}.$$

$$N_{min} \text{ giver: } \sigma = \frac{51\ 000}{2610} \pm 17,0 = 19,5 \pm 17,0 = \begin{cases} 36,5 \text{ at} \\ 2,5 \end{cases}$$

704. Underste Søjle. Mellemste Søjles Maksimallast: 91 480 kg
 » » Egv.: 1 500 »
 Nederste Dæks Egv.: 15 990 »
 Bev. Last i Midterfag: 13 860 »

N_{maks} med Last i Midterfag: 122 830 kg
 Bev. Last i Yderfag: 11 640 »

Søjles Maksimallast: 134 470 kg

Da $L = 2,5 + 0,8 = 3,3$ m og $F_0 = 135\ 000 : 43,2 = 3120$ cm², faas:

$$a^2 = \frac{3120}{2,225} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + 49,7 \cdot \frac{2,5^2}{3120}} \right) = 2870 \quad a = 53,7 \quad f = 0,0075 \cdot 2870 = 21,5.$$

Endvidere skal Søjlen undersøges for $\frac{1}{2} \cdot M_5 (= 3880$ kgm) i Forbindelse med N_{maks} , medens N_{min} ikke behøver at undersøges, da N_{min} ikke medfører Trækspændinger. Med $a = 54$ cm, $f = 8$ Rj. 20 = 25,14 cm² haves:

$$F = 54^2 + 15 \cdot f = 3280 \quad I = \frac{1}{12} \cdot 54^4 + 15 \cdot 18,84 \cdot 24,3^3 = 867\ 000 \quad W = \frac{867\ 000}{27} = 32\ 000$$

$$\sigma_E = \frac{48}{1 + \frac{F}{I} \cdot 3,3^3} = 47 \text{ at} \quad \frac{123\ 000}{3280} \cdot \frac{60}{47} + \frac{388\ 000}{32\ 000} = 47,3 + 12,1 = 59,9 < 60 \text{ at}.$$

705. Søjlefoden. Underste Søjles N_{maks} med Last i Midterfag: 122 830 kg
 » » Egv.: $2400 \cdot 0,54^2 \cdot (3,87 - 0,33) = 2\ 500$ »
 N_{maks} med Last i Midterfag: 125 330 kg
 Bev. Last i Yderfag: 11 640 »

Fodens Maksimallast: 136 970 kg

Fundamentet udføres i Singelbeton med $\sigma_b^s = 15$ at. Søjlefodens Grundflade bestemmes enten af Maksimallasten eller af $\frac{1}{2} \cdot M_5$ med tilhørende N_{maks} . Maksimallasten kræver: $a = \sqrt{137\ 000 : 15} = 95,6$ cm.

Af Hensyn til Momentet viser det sig nødvendigt at forøge a lidt. Med $a = 100$ cm bliver Kantspændingerne:

$$\sigma = \frac{125\ 300}{100^2} \pm \frac{388\ 000}{\frac{1}{8} \cdot 100^3} = 12,5 \pm 2,3 = \begin{cases} 14,8 \text{ at} \\ 10,2 \end{cases}$$

Søjlefodens Fremspring er: $\frac{1}{2} \cdot (100 - 54) = 23$ cm og Middeltrykket paa Fremspringet: 14,4 at. Tværkraften i Snittet langs Søjlesiden er: $Q = 14,4 \cdot 23 \cdot 100 = 33\ 200$ kg. Med $v_b = 6$ at bestemmes h af: $6 \cdot 0,9 \cdot h \cdot 100 = 33\ 200$, $h = 61,5$ cm. Armeres med 12 mm Rj., kræves $a = h + 1,2 + 1,0 = 63,7 \sim 64$ cm. Armeringen bestemmes af det bøjende Moment:

$$M_{100} = 33\ 200 \cdot \frac{0,23}{2} = 3820 \quad h = 0,301 \cdot \sqrt{3820} = 18,6 \quad f = 0,323 \cdot \sqrt{3820} = \frac{18,6}{61,8} = 6,02 \sim 6 \text{ Rj. } 12.$$

Fundamentet. Søjlefodens N_{maks} med Last i Midterfag: 125 330 kg
 » » Egv.: $2400 \cdot 1^2 \cdot 0,6 = 1\ 440$ »
 Fundamentets » (skønnet): 16 000 »

N_{maks} med Last i Midterfag: 142 770 kg

Bev. Last i Yderfag: 11 640 »

Fundamentets Maksimallast: 154 410 kg

Er det tilladte Tryk paa Grunden 3 at, kræver Maksimallasten: $a = \sqrt{154\ 400 : 3} = 227$ cm. Med $a = 230$ cm bliver Kantspændingerne:

$$\sigma = \frac{142\ 800}{230^2} \pm \frac{388\ 000}{\frac{1}{8} \cdot 230^3} = 2,7 \pm 0,2 = \begin{cases} 2,9 \text{ at} \\ 2,5 \end{cases}$$

Fundamentets Fremspring er $\frac{1}{2} \cdot (230 - 100) = 65$ cm, Fundamentets Højde er i Fig. 806 tegnet lig $65 \cdot 2 = 130$ cm; i Henhold til § 174 kunde man have nøjedes med $65 \cdot 1,29 = 84$ cm.

L. Temperatur- og Svindkræfter.

706. Lufttemperaturens Variation i Danmark. Ved Dimensionering af statisk ubestemt Betonbygværk kan Temperaturkræfterne spille en fremtrædende Rolle, og det er derfor af økonomisk Betydning, at man har et solidt Grundlag for Beregningen af disse Kræfter, der skyldes Lufttemperaturens Variation i Forbindelse med Solbestraaling m. m. Et saadant Grundlag, nemlig Størrelsen af de Temperaturvariationer, udendørs Beton kan blive udsat for under danske Naturforhold, vil blive givet i det følgende, medens Beregningen af de Kræfter, som Variationerne fremkalder, forudsættes kendt.

Da Lufttemperaturens Ændringer bruger Tid til at forplante sig ind i Betonen, vil dennes Temperatur altid være mer eller mindre bag efter Lufttemperaturen. I en overordentlig svær Betonmasses Indre vil Luftens aarlige Temperaturændringer ikke mærkes, Temperaturen vil være konstant hele Aaret og lig Aarets Middeltemperatur; nærmere Overfladen vil de maanedlige Temperaturvariationer kunne mærkes, saaledes at Betonens Temperaturkurve bliver lig med Kurven for Luftens maanedlige Middeltemperatur, endnu længere ude er Luftens ugentlige Middeltemperatur bestemmende o. s. v.

Ved Beregningen af hvor varmt eller koldt et Betonbygværk kan blive i Aarets Løb, maa man derfor kende Luftens Middeltemperatur ikke blot i det koldeste og varmeste Døgn, men ogsaa i den koldeste og varmeste 2 Døgns Periode, 4 Døgns Periode o. s. v. For Københavns Vedkommende er disse Middeltemperaturers Ydergrænser udregnede for Aarene 1861—1922 og grafisk fremstillede i Fig. 812 med Periodens Døgnantal som Abscisse¹⁾. Man ser, at Middeltemperaturen for et Døgn har været oppe paa 25,9° og nede paa —19,1° og Middeltemperaturen for en 28 Døgns Periode oppe paa 20,8° og nede paa —7,8°.

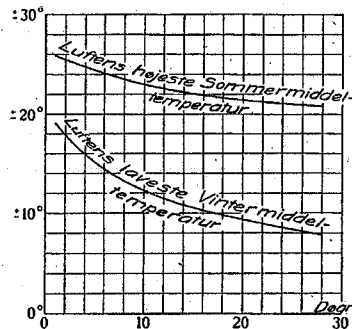


Fig. 812. Lufttemperaturer.

707. Temperaturvariationer i udendørs Betonmasser. Paa Grundlag af Fig. 812 kan man ved Indførelse af forskellige simplificerende Forudsætninger beregne de Grænser, indenfor hvilke en Betonplades Temperatur bevæger sig i Aarets Løb, naar man kender Pladens Tykkelse m. m. Naar en Plade af Tykkelse a (Fig. 813) og af uendelig stor Udstrækning tilstrækkeligt længe har været omgivet af Lufttemperaturen t_0^0 vil den have denne Temperatur i alle sine Dele, som den rette Linie A—A angiver. Synker Lufttemperaturen pludselig til t_1^0 , vil efter nogen Tids Forløb Betonens Temperaturkurve kunne antages at være B—B. Opgaven er nu at bestemme Pladens Temperatur t i en vilkaarlig Afstand x fra Plademidten efter Forløbet af en vilkaarlig Tid T regnet fra

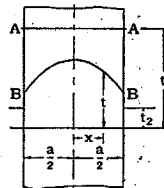


Fig. 813.

¹⁾ Se E. Suenson: Betonkonstruktioners Temperatur som Funktion af Lufttemperaturen (Ing. 1923, S. 503).

Temperaturfaldet. Angaaende denne Opgaves teoretiske Behandling henvises til Fodnote¹⁾. Man finder, at Temperaturfaldet i Pladens Midte har naaet 99 % af Temperaturfaldet i Luften efter et Antal Døgn, der varierer paa følgende Maade med Pladetykkelsen:

$a =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0 m
Døgn:	1,1	2,3	3,7	5,3	7,0	9,0	11,2	14,0	17,5	21,0.

Resultatet af de meget omstændelige Beregninger er, at en Betonplade, der har været udsat for de i København i Aarene 1861—1922 forekommende Lufttemperaturer, selv har været udsat for Temperatursvingninger, hvis Ydergrænser er angivet paa Fig. 814 med Pladetykkelsen som Abscisse. Endvidere er tegnet vandrette Linier, angivende de forskellige Maaneders Middeltemperatur. Aarets Middeltemperatur er 7,5°.

Figuren viser, at en 0,2 m tyk Plades Temperatur kan variere ca. 43° i Aarets Løb, medens Variationen for en 1,6 m tyk Plade kun er ca. 29°, og medens der kun er ca. 5° Forskel paa de to Pladers Maksimumstemperatur, er der over 9° Forskel paa deres Minimumstemperatur. Endvidere ses der at være ca. 17° Temperaturforskul mellem Aarets koldeste og varmeste Maaned.

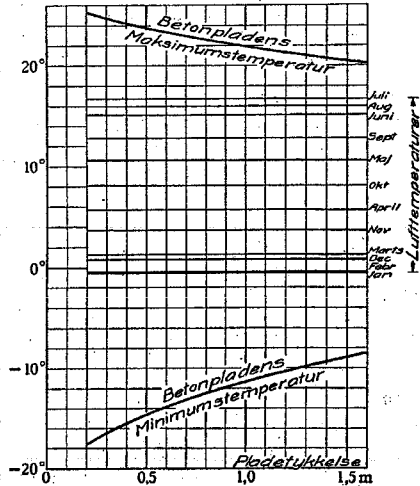


Fig. 814. Betontemperaturer.

Er Tidspunktet for Betonens Støbning kendt, har man for en bestemt Pladetykkelse kun paa den til Pladetykkelsen svarende Ordinats at maale Afstanden fra Kurverne til den rette Linie, der angiver Maanedens Middeltemperatur, og man har direkte den positive og negative Temperaturtilvækst, der bestemmer Temperaturspændingerne. De allerfleste Betonbygværker vil kunne taale de efter Støbningen forekommende Temperaturstigninger, det er Temperaturfaldene, der er kritiske, og de bliver det i dobbelt Grad, fordi de samvirker med Betonens Svind. De koldeste Maaneder er derfor de gunstigste at støbe i, naar man vil undgaa Svind- og Temperaturevner.

Der er i Kurverne intet Hensyn taget til Virkningen af Solskin og Blæst. Solskin paa Betonen vil hæve baade Maksimums- og Minimumskurven paa Fig. 814, og da Minimumskurven er den farligste er det paa den sikre Side at se bort fra Solskinnet. Blæst vil ved en flygtig Betragtning hæve Maksimumskurven og sænke Minimumskurven, idet Blæsten fremskynder Varm udviklingen mellem Luft og Beton. Det sande Forhold er dog formentlig, at Blæst ikke ændrer Kurverne i meget væsentlig Grad; de ekstreme Lufttemperaturer, for hvilke Kurverne gælder, vil næppe optræde sammen med stor Luftbevægelse, navnlig ikke de Lufttemperaturer, der er bestemmende for de tyndere Pladers Grænsetemperaturer.

Kaldes Pladetykkelsen a (Meter), kan Pladens Grænsetemperaturer (Kurverne paa Fig. 814) udtrykkes ved:

$$t_{\text{maks}} = 29,3 + 1,7a - \sqrt{(29,3 + 1,7a)^2 - 853 - 24,7a} \quad t_{\text{min}} = -34,7 - 9,1a + \sqrt{(34,7 + 9,1a)^2 - 1003 + 137a}$$

¹⁾ Se foregaaende Fodnote og H. Kreüger: Undersökning rörande temperaturförändringar i i Betong. Hansenboken. Stockholm 1922 samt Ing. 1927, S. 259 (F. C. Becker).

Disse Ligninger repræsenterer Hyperbelbuer, som bægge har den vandrette Linie $t = +7,5^\circ$ til Asymptote i Overensstemmelse med, at en uendelig tyk Plades Temperatur er konstant lig Aarets Middeltemperatur.

Man er paa den sikre Side ved at erstatte de to Kurvestrækninger paa Fig. 814 med deres Korder, hvis Ligninger er:

$$t_{\text{maks}} = 26 - 3,6 \cdot a \quad t_{\text{min}} = -19 + 6,6 \cdot a.$$

Ved Maalinger i en meget svær Dæmning fandt *Merriman* (B. u. E. 1909, S. 341), at i et Punkt, der laa y^m fra nærmeste Overflade, var Temperatursvingningen i Aarets Løb: $\Delta t_b = \frac{1}{2} \cdot \Delta t_i \cdot \sqrt[3]{y}$, hvor Δt_i er Forskellen mellem Aarets højeste og laveste Lufttemperatur; Formlens Gyldighedsomraade er $0,15 < y < 6$. Regnes $\Delta t_i = 48^\circ$, findes for Midten af en 2^m tyk Hvælving $\Delta t_b = 16^\circ$, medens Formlerne, ovenfor som Gennemsnit for hele Hvælvingen giver $\Delta t_b = t_{\text{maks}} - t_{\text{min}} = 24,6^\circ$.

Der er i det foregaaende set bort fra den Varmeoverførsel, der finder Sted gennem Pladens Sideflader, og Kurverne bør derfor korrigeres, hvis Pladens Bredde ikke er meget stor i Forhold til Tykkelsen. Denne Korrektion kan udføres ved at man regner med en reduceret Pladetykkelse $a' = a \cdot b : (a + b)$ Er Tværnittet ikke rektangulært, men f. Eks. T-formet, kan man sætte $a' = F : \frac{1}{2} O$, hvor F er Tværnitsarealet (m^2) og O dets Omkreds. Er Støbetemperaturen $t_0^\circ C$, kommer man derved til Udtrykkene:

$$\text{Temperaturstigning: } 26 - 3,6 \cdot \frac{F}{\frac{1}{2} O} - t_0 \quad \text{Temperaturfald: } 19 - 6,6 \cdot \frac{F}{\frac{1}{2} O} + t_0.$$

Tænker man sig Pladen i Fig. 813 halveret ved et lodret Snit, og Snitfladerne fuldkommen varmeisolerede, vil hver af de to Halvdele forholde sig ganske som før Adskillelsen. En saadan eensidig isoleret Plade med Tykkelse a vil derfor i de foregaaende Beregninger være at indføre med Tykkelsen $2a$.

Tænker man sig Pladen i Fig. 813 halveret ved et lodret Snit, og den ene Halvdel erstattet med et mindre varmeledende Stof end Beton, f. Eks. Jord, vil Jorden hæmme Betonens Temperaturændringer, og i Beregningerne skal Betonpladen altsaa indføres med en Tykkelse, der er større end a . Er Jordlaget tyndere eller tykkere end $\frac{1}{2}a$, vil det naturligvis virke mindre, henholdsvis mere, hæmmende, men Hæmningsgraden kan ikke afgøres paa Grundlag af det foreliggende.

708. Normer for Temperatur- og Svindkræfter. I Husbygningen regner man som Regel ikke med de indre Kræfter, som Betonens Temperaturvariationer og Svind fremkalder, men imødegaaer den paa de under Svindfuger omtalte Maader. Ved Broberegninger plejer man derimod at medtage disse Kræfter ved Spændingsbestemmelsen, og efter de danske Normers § 5 skal der regnes:

$$\text{Temperaturstigning: } 20^\circ - 3,6 \cdot \frac{a \cdot b}{a + b} \quad \text{Temperaturfald: } 25^\circ - 6,6 \cdot \frac{a \cdot b}{a + b}$$

svarende til Formlerne ovenfor (a og b i m), idet Støbetemperaturen er fikseret til 6° . Samtidig skal Svindet føres i Regning som et Temperaturfald paa 15° , saaledes, at man under eet kan tage Hensyn til bægge Virkninger ved at regne med:

$$\text{Temperaturstigning: } 5^\circ - 3,6 \cdot \frac{a \cdot b}{a + b} \quad \text{Temperaturfald: } 40^\circ - 6,6 \cdot \frac{a \cdot b}{a + b}$$

Er Bygværket langs en af de lange Sider (b) dækket af et Stof, hvis Varmeledningsevne er lig eller mindre end Betonens, kan Værdien af a forøges med det paagældende Lags Tykkelse, dog højst til $2a$.

Hvis der kan optræde en Temperaturforskel af væsentlig Betydning mellem Bygværkets enkelte Dele, f. Eks. mellem en Bue og dens Trækstang, bør der regnes med en saadan.

Da de fleste Bygværker udføres i en højere Temperatur end 6° og svinder mere end svarende til 15° Temperaturfald, er den normerede Værdi for det samlede Temperaturfald tilsyneladende for lille, men i Virkeligheden næppe, eftersom Betonens Fugtighedsgrad og dermed Rumfang ændres med Temperaturen. Naar denne synker, bliver Luften og dermed Betonen fugtigere; omvendt naar Temperaturen stiger. Derved neutraliseres Temperaturens Virkning delvis. Den samlede klimatiske Rumfangssvingning i Aarets Løb er væsentlig mindre for en Betonbro end for en Staalbro, ikke blot som Følge af Betonens ringere Varmeledningsevne, men ogsaa som Følge af Fugtighedssvingningerne.

Paa Svindets Størrelse har Støbemaaden naturligvis stor Indflydelse; en Bro faar større Svindspændinger, naar den støbes i eet Træk, end naar den støbes i Afsnit.

Normerne gælder for almindelig Portlandcement. Bruges Cementer, der varmer sig stærkt efter Størkningen, kan Varmeudvidelsen tænkes at medføre blivende Sammentrykninger, og den paafølgende Afkøling genskaber da ikke Begyndelsestilstanden, men efterlader Trækspændinger.

VI. ARBEJDETS UDFØRELSE.

A. Formenes Fremstilling.

1. Indledning.

709. Prisen for en Jærnbetonkonstruktion fordeler sig ofte, rundt regnet, med $\frac{1}{8}$ paa Betonen, $\frac{1}{8}$ paa Jærnet og $\frac{1}{8}$ paa Formene; dog kan Forholdene selvfølgelig variere stærkt (§ 434-5). Da Formene kun har forbigaaende Betydning, og da der ved et Arbejdes Udbydelse sjældent gives detaljerede Regler for deres Udførelse, er Bygmesteren ofte tilbøjelig til at spare paa dette Punkt. Saadanne Besparelser bør imidlertid kun ske efter grundig Overvejelse og Beregning, thi ellers kan det hælde, at et iøvrigt omhyggeligt projekteret Bygværks Udseende ødelægges, fordi Formen er daarligt opstillet. Formen skal ikke blot være stærk nok til at bære Betonen og Arbejderne og taale Stampningen, den skal ogsaa være saa stiv, at den ikke deformeres i synlig Grad. Under Støbningen vil den fjere noget, saa Jærnet ligger og svinger lidt, hvorved der samler sig en tynd Cementvælling om det, hvilket kun er godt (se § 19); derimod maa Formen naturligvis være saa stiv, at den ikke bøjer sig under Betonens Vægt, hvorved Bjælker og Plader kommer til at hænge. Saadanne Deformationer kan skyldes en for stor Afstand mellem Understøtningspunkterne, men langt hyppigere er det i selve disse Punkter, at Nedsynken sker, idet Forbindelsen mellem de bærende Stolper og den baarne Form er mangelfuld. Denne Forbindelse bør man derfor have Opmærksomheden henvendt paa. Formen opstilles undertiden af Arbejdsmænd, der naturligvis ikke har den Færdighed som faglærte Tømrere; vil man have prima Arbejde, bør man derfor udtrykkelig forlange det udført af saadanne. Ved Støbning af almindelige Plader og Bjælker er der kun Fare for, at Formen skal sænke sig, ikke for det modsatte; desuden vil der ved Afformningen ske en Nedbøjning, og er der til Stadhed store Spændinger i Dækket, vil Nedbøjningen vokse i Aarens Løb (§ 786). Da en Nedhængning virker stygt, medens en svag Oprunding er klædelig, gør man vel i at give Formen en saadan, f. Eks. $3\frac{0}{100}$ af Spændvidden.

Udgifterne til Forme kan begrænses ved Brug af (1) Profiljærn, (2) fabriksstøbte Dele.

(1) Hvis man til Armeringen, i Stedet for Rundjærn, bruger Profiljærn (Fig. 552), der i sig selv har en vis Bæreevne, er der en Mulighed for at ophænge Formen i disse, saa at Stolperne spares.

(2) Det samme kan opnaaes ved at støbe Jærnbetonbjælkernes Kroppe paa Jorden og hejse dem op paa Plads, hvor da Pladen støbes hen over

dem¹⁾. Vore Huse er dog som Regel for uregelmæssige for dette System, der desuden betinger, at alle Maal i Bygningen er fastlagt paa det Tidspunkt, hvor Bjælkekroppene støbes, og ikke senere ændres. Cirkuskuplen i København er bygget paa denne Maade²⁾. Visse Bygværker kan med Fordel fremstilles helt af fabriksstøbte Dele, der, efter at være bragt paa Plads, sammenstøbes, men som Regel er Vanskelighederne ved at manøvrere med de svære Stykker og ved at opnaa en nøjagtig Tilpasning for store. Langt udragende Gesimser kan bekvemt fabriksstøbes som vinkelformede Kragplader, hvis nedre, vandrette Flig indmures, medens den udenfor Muren værende, opadvendte Flig formes efter Profilet.

2. Flyttelige Forme.

710. Store Beløb kan spares, hvis Formen kan flyttes som Helhed og bruges flere Gange.

Køreforme finder navnlig Anvendelse ved Bygning af lange Tunneler o. lgn. Formen er da anbragt paa et Stillads, der kører paa Skinner, og naar Betonen paa Formlængden er størknet, sænkes Formen ved Hjælp af Skruer, køres en Formlængde frem og hæves atter.

Svømmeforme kan bruges ved Støbning af Buebroer over Vand, naar Broen har flere ens Fag. Efter den 1' Bues Støbning sænkes Formen ned paa Pramme og bugseres hen paa sin nye Plads, hvor den hæves og understøttes.

Klatreforme eller Glideforme bruges ved Støbning af Siloer, Skorstene og andre høje Bygværker med konstant, navnlig cirkulært, vandret Tværsnit, og i Modsætning til de foregaaende bevæges de kontinuerligt opefter under Støbningen med en Hastighed af ca. 15 cm i Timen.

Fig. 815 viser et Stykke af en saadan Form. I den under Støbning værende Væg *V* er med passende Mellemrum anbragt Bærejærn *B*, der kan forlænges, efterhaanden som Arbejdet skrider frem. Paa *B* sidder et forskydeligt Klemstykke *K*, og løst paa dette hviler Røret *R*, hvis Yderside er skrueskaaret. Naar *R* drejes, hæves Møtriken *M* og med den Tømmergalgen *G*, i hvilken Arbejdsgulvet *A* og Formsiderne *F₁* og *F₂* er ophængt. Støbemandskabet opholder sig paa *A*, og Betonen tilføres fra et særligt Elevator-taarn. Skrue-rørene *R* betjenes af en Mand, der uafbrudt vandrer fra Rør til Rør og skruer dem 5 mm i Vejret. Naar *M* er naet op til Enden af Røret, skrues dette i Vejret, hvorefter Klemstykke *K* hæves, og Arbejdet fortsættes. Der arbejdes Dag og Nat. Da Formen hæves sin egen Højde (1-1,2 m) i Løbet af 6-7 Timer, maa Cémenten være hurtig hærdnende. Inderformen er svagt

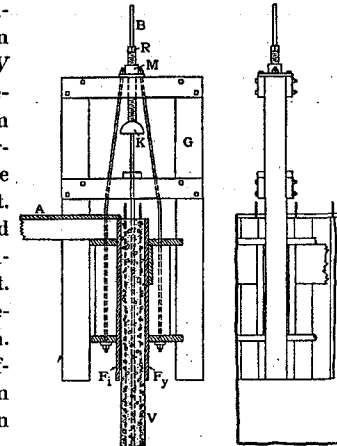


Fig. 815. Klatreform.

¹⁾ T. F. T. 1920, S. 182 (A. M. Poulsen).

²⁾ T. F. T. A. f. J. 1914, S. 17 (Hertuf Forchhammer).

konisk for lettere at slippe Betonen¹⁾. Denne maa være ret tør; Blandingsforholdet er gerne 1 : 2 : 3. Efterpudsning af Overfladerne kan ske fra Arbejdsflager, der hænger i Galgerne og bevæges opad med disse.

At denne Arbejdsmaade, der stammer fra Amerika, rummer Farer for Arbejdets Godhed er indlysende, men den er hurtig og billig, og da Betonen paaføres i Lag, der kun er 10 cm høje, kan Støbningen let overvaages.

Metoden kan bruges, selv om Væggene har Aabninger. Se løvrigt *Engineerings-News-Record*, Bind 95, Aarg. 1925, S. 786; B. u. E. 1928, S. 409; 1930, S. 158.

3. Formmaterialet.

711. Ru, savskaarne Brædder. Formmaterialet er, naar ikke andet forlanges, savskaarne Brædder af Fyr eller Gran. Bræddernes Tværmaal er hyppigst 3,1·15 cm ($\frac{6}{16}$ ·6"), der i det følgende betegnes som 3·15 cm. Breddere Brædder er dyrere og krummer sig mere ved Vædning. Undertiden bruges Brædder, der kun er 2,5 cm tykke.

Medens Stolperne kan bruges mange Gange, maa man regne med, at en væsentlig Del af Brædderne gaar tabt ved hver Opstilling og Afformning, idet nogle Brædder maa afkortes, andre skæres op til Revler, atter andre beskadiges ved Afformningen, saaledes at Bræddernes Indkøbspris kun kan fordeles over 3-5 Anvendelser; hvis disse ikke foregaar paa samme Byggeplads, maa der yderligere regnes med Transportudgifterne. Bræddernes Ødelæggelse ved Afformningen skyldes, at de er samlede med Søm, saaledes at de kun kan skilles ad med Koben. Samling med Skruer er som Regel for omstændelig, men undertiden bruges dobbelthovedede Søm (Fig. 816), der let kan trækkes ud. Samme Virkning opnaas ved at sømme gennem smaa Træklodser (Fig. 817), bag hvilke Kobenet kan føres ind. At en Del af Sømmene kan erstattes med Tvingere og Klammer omtales i § 723.

Ru, pløjede Brædder. Savskaarne Brædder kan paa Grund af uens Svind være ulige tykke og giver da en ujævn Flade, hvis de uden Sortering samles paa Revler (Fig. 818). Desuden kan Brædderne bøje sig ulige meget og kaste



Fig. 816. Dobbeltthovedet Søm. Fig. 817. Sømklods.



Fig. 818. Flage af upløjede Brædder.



Fig. 819. Flage af pløjede Brædder.

sig. Beton, der er støbt i en saadan Form, maa derfor som Regel pudses for at faa en jævn Overflade. Meget kan opnaaes ved at sortere Brædderne og ved Indlægning af Splinter mellem de tyndeste og Revlerne. En jævnere Overflade faas ved Brug af pløjede Brædder, naar man vender den bindige Side mod Betonen (Fig. 819), men der er Mulighed for, at Fladen kan blive let bølget, hvis Brædderne er ulige tykke, og man ikke indlægger Splinter mellem de tyndeste og Revlen. Til Rendebeton kan det være nødvendigt at bruge pløjede Brædder for Tæthedens Skyld.

¹⁾ Der er ca. 1 cm Spillerum forneden.

Høvlede og pløjede Brædder. Er Brædderne ru, vil deres Luv blive indstøbt i Betonen, og ved Afformningen vil Luven enten blive siddende i Betonoverfladen eller rive denne i Stykker; dette undgaas ved Brug af høvlede Brædder og samtidig opnaar man konstant Bræddetykkelse. Det er tilstrækkeligt at høvle den ujævne Side i Fig. 819 og saa vende denne mod Betonen, men hyppigst bruges tosidigt høvlede Brædder, skønt Stivheden derved forringes en Del. Høvlede Forme bør ikke bruges, hvis Betonpladen skal pudses, da Pudsen binder slet paa den glatte Flade.

Selv om Brædderne er baade høvlede og pløjede, efterlader de en Tegning paa Betonoverfladen, navnlig stammende fra Fugerne. Denne Tegning behøver dog ikke at virke skæmmende, men kan tværtimod udnyttes arkitektonisk, naar blot Arbejdet udføres omhyggeligt med nye Brædder af ens Bredde og under Hensyntagen til Bygningsdelens Karakter; til Søjleforme bør kun bruges lodrette Brædder, til Bjælkeforme kun vandrette, og Stødene maa lægges symmetrisk efter en forud overvejet Plan. De regelmæssige Fugeaftryk vil da tilsløre Skjolder og give Fladen et harmonisk, livligt Udseende, selv om Brædderne kun er pløjede, ikke høvlede. En kraftigere Virkning kan opnaas ved at bruge en riflet Form eller ved at sømme Lister paa Formen, saa Fladen deles i større eller mindre Felter (§ 756).

Skal Betonfladen være helt fri for Tegning, maa Træet beklædes med Gips, Blik, imprægneret Pap eller Linoleum. Papir kan ikke bruges; selv om det mættes med Olie, krymper det sig, naar det dækkes med den vaade Beton.

Smøring af Formen. Saafremt Formen er høvlet, bliver dens Inderside efter Opstillingen ofte smurt ind med Sæbe, Karbolineum eller Olie¹⁾, for at Betonen ikke skal hænge for stærkt i. Smørelsen hindrer Mørtelen i at trænge ind i Træets Porer; derved lettes Afformningen og den paafølgende Rensning af Formen. Denne maa smøres, inden Jærnet lægges i, og man maa passe paa, at Jærnet ikke kommer i Berøring med Smørelsen, da Betonen saa ikke binder til det. Hvidtning af Formen kan ogsaa bruges. Er Formen af ru Træ, smøres den ikke, da Luven alligevel vil hænge i Betonen. Skal dette forhindres, kan man stryge den med tyk Hvidtekalk, men det gøres kun i særlige Tilfælde.

Gipsforme eller gipsklædte Træforme bruges til dekorative Lofter og Søjler, der ikke skal pudses, og som derfor maa støbes i nøjagtige Forme, der ikke kaster sig. Fladerne skal da blot hvidtes efter Afformningen. Saadanne Forme bruges ogsaa, naar man støber med Granitmørtel i Overfladen og senere ophugger denne med Stenhuggerværktøj, da man ikke ved Ophugningen er i Stand til at rette væsentlige Skævheder.

Papforme af tyk Byggepap, der er gjort vandskyende (f. Eks. olieret, haard Masonite), kan under lignende Forhold bruges til plane Flader, naar der ikke stilles altfor store Krav til Planheden. Pappen bruges til Beklædning af Formen, og da den kan faas i store Stykker, bliver Antallet af Stødfuger ringe.

Staalblikforme bruges ved store, ensartede Arbejder, hvor samme Formstykke kan anvendes mange Gange, f. Eks. ved Kajmure, Tunneler, Siloer,

¹⁾ Plantefedt *Ceresin* opløst i Raoolie eller Petroleum er et billigt og godt Smøremiddel for Støbeforme. Principielt er Mineralolier i foretrukket, da de ikke som vegetabiliske og navnlig animalske Olier angriber Cementen. Spørgsmaalet er dog uvæsentligt paa Grund af de smaa Olieemængder, der kommer til Anvendelse. Undertiden bruges Hestefedt spædet op med Petroleum.

Vandbeholdere m. m. Saadanne Forme kan nu ogsaa i Danmark lejes til Brug ved et enkelt Arbejde.

I amerikanske Fabriksbygninger støbes Pladerne undertiden paa Bølgeblik (der indfedtes), hvorved Undersiden bliver regelmæssigt rillet.

Jærtraadvæv har været brugt ved Støbning af kunstige Klipper i zoologiske Haver, da Vævet let kan højes efter den uregelmæssige Klippeform. Vævet har haft 6-kantede 12 mm Masker, og Betonen har været tør. Ved en Pladetykkelse af ca. 8 cm kunde Vævet bære frit paa 60—90 cm. En saaledes fremstillet Betonplade vil dog utvivlsomt vise sig lidet vandtæt. (Ing. 1915, S. 377).

Rivejernsforme er noget helt nyt; Bjælkekasserne fremstilles af 1 mm tykt Blik med kvadratiske, 3 mm Huller som i et Rivejern; Blikspidserne vender bort fra Betonen. Forud for Støbningen overslømmes Kassens Indre med Asbestcement (§ 57), der lukker Hullerne. Blikket fjernes ikke efter Betonens Hærdning, men tjener som Pudsberer; dets Forbindelse med Betonen bliver saa inderlig, at det danner en virksom Armering mod saavel Bøjning som Forskydning. For 7,5 cm brede Bjælker uden anden Armering og af en normal Beton fandtes Brudværdierne: $\sigma_b = 82$, $\sigma_f = 2500$, $\tau_b = 24$ at; naar disse Bjælker yderligere armeredes i Undersiden med 2 lige Rj. 25 mm fandtes: $\tau_b = 71$ at. Disse Forme er navnlig tænkt brugte i Forbindelse med Jærnbetonsøjler, hvis Jærnskelet har en vis Bæreevne inden Omstøbningen. Skelettet dannes af svære Rundjern af haardt Staal og med saa kraftige Tværforbindinger, at hele Husets Jærnskelet kan rejses, forinden Støbningen paabegyndes (E. u. E. 1930, S. 310—15).

Murværksforme forekommer i Husbygningen ved de Plade- og Bjælkeender, der bæres af Mur, og da Murstenene indsuger Mørtelvandet, fremkommer der midlertidige, hvide Bælter paa Façaden ud for Dækkene. Skal dette undgaaes, kan man asfaltere de Flader, der berøres af Betonen; Muring med Klinker paa disse Steder vil formentlig ogsaa være virksomt. Slanke Piller i fugede Façader kan fremstilles ved Opmuring af $\frac{1}{2}$ Sten tyk Skal af Klinker i Cementmørtel med armerede Fuger; i denne Form nedsænkes Jærnskelettet; hvorefter Støbningen sker med flydende Beton.

4. Pladeforme.

712. Formen til et Dæk bestaaende af en Plade uden Bjælker er vist i

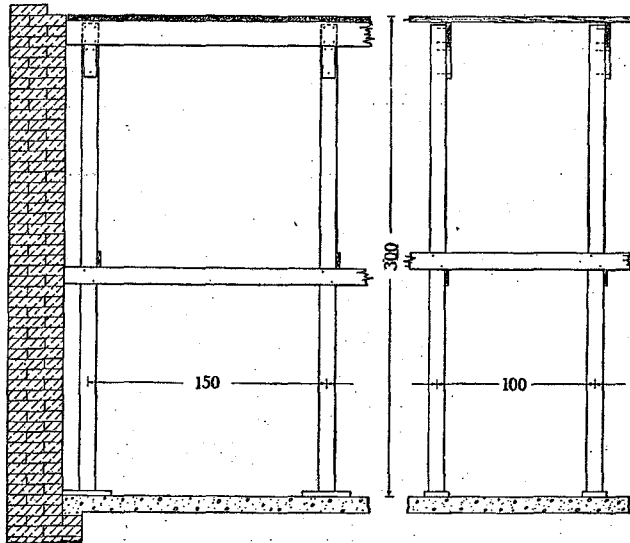


Fig. 820.

Fig. 820. Den bestaar af Brædder paa Fladen hvilende løst paa Brædder paa Højkant, der atter bæres af Træstolper. De kantstillede Brædder benævnes Underlaget eller Ridebrædder. De fastsømmes til Stolpen med 3-4 vandrette Søm og hviler desuden paa en kort Brædestump, en saakaldet Klamp. Denne

anbringes efter Ridebræddet og befæstes til en Begyndelse kun med det nederste Søm; derefter presses den ved et franedet ført Hammerslag mod Ridebræddet, hvorefter de to øverste Søm drives ind.

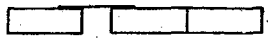
For at faa en tæt Form, maa man tilskære det sidste Brædt efter det tiloversblevne Mellemrum; dette undgaaes ved at lægge  og befæste den med bredhovede Søm (Rørsøm). Hvis meget

Fig. 821.

tørre Brædder lægges meget tæt, kan den fremstillede Flade hvælve sig op, naar den bliver vaad; ogsaa herimod beskytter saadanne Blikstrimler. Er Brædderne meget vaade ved Oplægningen bør de ikke henligge for længe i tørt Vejr inden Støbningen, da Fugerne saa kan blive generende brede.

Dimensionering. Saafremt Betontykkelsen ikke overstiger 12 cm, og saafremt baade Form- og Ridebrædder har Tværmaalet 3 · 15 cm, kan man gaa op til de i Figuren indskrevne Spændvidder. Naar man under disse Forudsætninger udregner Nedbøjninger og Spændinger fra den hvilende Betonlast under Bortsyn fra Hjultryk og Rystelser (se efterfølgende Formler), findes Nedbøjningerne at være faa Millimeter og Spændingerne i Form- og Ridebrædder at være ca. 25 og ca. 80 % af de i Husbygningsnormerne tilladte, medens et Hjultryk paa 300 kg giver Spændinger, der er henholdsvis $3\frac{1}{2}$ og 1,07 Gange de tilladte. Trykket i Stolperne er ubetydeligt.

Hvis baade Form- og Ridebrædder har Tværmaalet 3,1 · 15 cm, er Inertimomenterne:

$$I_f = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 3,1^3 = 248 \text{ cm}^4/m \quad I_r = \frac{1}{12} \cdot 3,1 \cdot 15^3 = 874 \text{ cm}^4$$

Er Spændvidderne L_f og L_r (Meter), Lasten q kg/m², $E = 100\,000$ at, og regnes med simpel Understøtning, bliver Nedbøjningerne (cm) og Spændingerne:

$$y_f = \frac{q}{1904} \cdot L_f^4 \quad \sigma_f = \frac{q}{12,8} \cdot L_f^2 \quad y_r = \frac{q \cdot L_f}{6720} \cdot L_r^4 \quad \sigma_r = \frac{q \cdot L_f}{9,32} \cdot L_r^2$$

Denne Undersøgelse viser, at man ved Dimensionering af mere bæredygtige Forme skal have Opmærksomheden henvendt paa følgende Punkter.

Formbrædderne maa dimensioneres i Overensstemmelse med den Maade, paa hvilken Betonen tilføres (Hjultryk). Pløjede Brædder taaler en langt større Spændvidde end upløjede. Fremfor at forøge Tykkelsen foretrækker man gerne at lægge Ridebrædderne tættere.

Ridebrædderne maa dimensioneres paa samme Maade, men desuden for den hvilende Betonlast. Fremfor at gøre Ridebrædderne sværere foretrækker man gerne at stille Stolperne tættere.

Stolperne behøver som Regel ikke at dimensioneres, da deres Antal af nysnævnte Grund plejer at være langt større end Styrkehensynet kræver.

Nedbøjningsberegninger er under normale Forhold overflødige, men des vigtigere er det at undersøge Ridebræddernes Befæstelse til Stolperne, thi denne er det svageste Punkt i Opbygningen Fig. 820. Hele Lasten overføres gennem 7 Søm, og en Glidning kan nemt ske, uden at det bemærkes. Over Sømmenes Bæreevne foreligger der ingen Undersøgelser, og under disse Forhold er det ikke tilraadeligt at regne med mere end 60 kg pr. Søm; hvis dette fører til flere Søm end det er muligt at faa anbragt, bør Ridebræddet understøttes direkte (§ 715).

713. Skraa Plader bør støbes med Overform, da Betonen ellers skrider, saa der opstaar Revner inden Støbningen. De øvre Formbrædder bør lægges

med 5 mm Mellemlum, for at Luften kan undslippe, og for at man kan sikre sig, at Formen fyldes helt. Brædderne kan enkeltvis fastsømmes i Sideformen eller, hvis denne er en Mur, skydes ind under et skraat Brædt, der er fastsømmet i Muren, men er Bræddernes Spændvidde ikke meget lille, maa de støttes flere Steder, og de samles da med Revler til ca. 50 cm brede Flager, der enten fastholdes til den nedre Form med Bolte eller afstives fra oven med Brædder, der støtter mod en Mur i Nærheden eller mod et andet fast Punkt. Den øvre Form fordyrer i væsentlig Grad Pladen, men kan ikke undværes, med mindre Betonen udlægges saa tør, at dens Styrke og Tæthed lider derunder. Porøsiteten viser sig tydeligt, naar der kommer Vand paa slige Pladers Overside, idet Vandet siver igennem og udskiller Kalciumkarbonat paa Undersiden.

Krumme Plader, f. Eks. Karvægge (Fig. 822), støbes i Forme fremstillede af smalle Brædder eller Lister sammenholdte af Buer bestaaende af to Lag sammensømmede Brædder, der inden Sammensømningen er skaarne krumme paa den ene Side. For at den indre Form ikke skal trykke sig skæv, kan man afstive nogle af dens Buer med vandrette Kryds A.

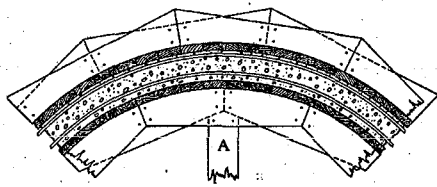


Fig. 822.

Ved **Tøndehvælvinger** lægges Formbrædderne paa Ridebrædder, der er tilskaarne efter Hvælvingsformen, og som benævnes Buestillinger. Har Hvælvingen Stikkapper, lader man gerne Hvælvingsformen være gennemgaaende og anbringer Kappelformen ovenpaa.

Er Hvælvingen cylindrisk med saa lille Pilhøjde, at Cirklen ikke kan tegnes ved Hjælp af Centrum, laver Tømmerne en Skabelon *abc* (Fig. 822a) af en saadan Form, at Siden *bc* er parallel med Korden *AC*, naar Siden *ab* ligger i Korden *AB*. Der slaas Søm i *A* og *B*, og Skabelonen føres nu saaledes, at den stadig berører begge Søm, hvorved et Blyant, holdt ved *b*, vil beskrive den ønskede Cirkel, eftersom alle de paa Korden *AB* staaende Periferivinkler skal være lig med $\angle abc$. Fremgangsmaaden er navnlig bekvem, naar Pilhøjden er saa lille, at Skabelonen kan fremstilles af et enkelt Brædt.

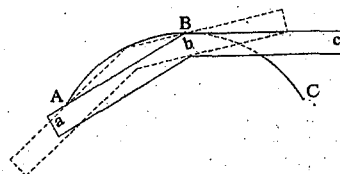


Fig. 822a.

5. Stolperne.

714. Tværmaal og Afsværtning. Som Stolper bruges rundt eller firhugget Tømmer, ca. 10 cm i Tværmaal¹⁾. For at de ikke skal bøje sig, forbindes de indbyrdes (>afsværtet) med paasømmede, vandrette Brædder eller Lægter i bægge Retninger. Ved normal Etagehøjde (3–4 m) anbringes disse Brædder i halv Højde, ved større Etagehøjde maa der anbringes flere Sæt, saaledes at den lodrette Afstand mellem dem ikke overstiger ca. 25 Gange Tværmaalet for firhugget og ca. 20 Gange Tværmaalet for rundt Tømmer. Da Stolpelasten er meget ringe, fører en Beregning efter Søjleformlen til langt større Afstande. Brædderne føres helt ud til Murene (Fig. 820), saa de ikke kan bevæge sig

¹⁾ Under 7 cm bør Toptykkelsen ikke være.

våndret. Mangler Murene, maa den fornødne Sidestivhed overfor Vind og andre Kræfter tilvejebringes ved Paasømning af skraa Brædder eller Lægter.

Underlaget for Stolperne kan være et Betongulv (Fig. 820), og i saa Fald fastsømmes ofte paa dette (saa vidt Betonens Haardhed tillader det) korte Bræddestykker, paa hvilke Stolperne opstilles, efter at deres Plads først er afmærket paa dem; disse Bræddestykker lader sig imidlertid let sammenpresse og maa hellere udelades.

Er der Jord under Stolperne, maa disse stilles paa gennemgaaende Tømmer eller Planker eller paa kvadratiske Træflager sammensømmede af flere Lag Brædder over Kors. Saadanne Flager kan ogsaa bruges som Underlag for det gennemgaaende Tømmer. Stolpernes Tryk paa Sidetræet bør ikke overstige 15 at ved Gran og 20 at ved Fyr. Ved Vinterarbejder maa Frostens Indvirkning paa Jorden tages i Betragtning.

Stødning af Stolperne kan blive nødvendig, og man maa da paase, at Stødfalderne passer nøje sammen og ikke gabes. Da de to Stolper hyppigst har forskelligt Tværmaal, kan man ved 4-hugget Tømmer kun faa 2 af Sidefladerne til at flugte med de tilsvarende paa det andet Stykke Tømmer, og paa disse Flader fastsømmes Bræddelasker, der bør være mindst 70 cm lange. Vil man have 4 Lasker, maa der anvendes Paaføring. Saafremt man støder, ikke af Nødvendighed, men for at bruge forhaandenværende Materiale, bør mindst $\frac{1}{3}$ af Stolperne være gennemgaaende.

Stolpeantallet afhænger af Formens Art. For et almindeligt Dæk bestaaende af Plader og Bjælker regnes gerne med 1 Stolpe pr. m².

715. Ridebrædtets Befæstelse. Den i Fig. 820 viste Befæstelse af Ridebrædtet med Søm udmærker sig ved sin Simpelted. Stolperne skal ikke tilpasses, og Afformningen sker ved, at først Klampen og derefter Ridebrædtet brækkes fra med et Koben. Men Metoden har store Mangler. Dels beskadiges Træet ved Afformningen, og dels kan der under Støbningen let ske en Forskydning af Klamp og Ridebrædt i Forhold til Stolpen, navnlig naar der spares paa Sømmene, hvilket Tømmerensvendene er tilbøjelige til, fordi det letter Afformningen. Manglerne ved Opstillingen viser sig ved at Plader og Bjælker faar en buet eller bølget Underside, og undertiden kan Sætningerne være meget betydelige.

Hvis Sømmene erstattes med franske Skruer, vil man formentlig helt kunne undgaa Sætningerne, og Afformningen vil kunne ske uden at Træet beskadiges, men de bruges kun sjældent.

Vil man understøtte direkte uden at bruge Søm som Mellemlid, lader man Ridebrædtet hvile paa Stolpen (Fig. 833), og denne maa da enten afskæres i nøjagtig Længde, eller ogsaa maa dens Længde kunne reguleres, hvilket hyppigst sker ved Hjælp af Kiler (§ 716). Sjældnere bruges to Staalrør, af hvilke det ene glider inden i det andet og kan faststilles i en vilkaarlig Højde¹⁾, eller to Træstolper, der glider langs hinanden og spændes sammen.

716. Brug af Kiler. Stolpernes Højde kan reguleres, hvis der lægges Kiler under dem (Fig. 823) eller over dem (Fig. 824, 827, 832) eller bægge Steder. Vil man hæve eller sænke en Stolpe ved Hjælp af Kilerne i Fig. 823, maa

¹⁾ B. u. E. 1906, S. 78.

det ske inden Afsværtningen, thi efter denne vil Nabostolperne følge med. Man vil derfor ofte med Fordel anbringe Kilerne foroven, idet Formen da til enhver Tid kan hæves eller sænkes. Er der Jord under

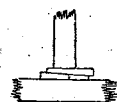


Fig. 823.

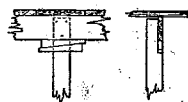


Fig. 824.

Stolperne, som forudsat for Fig. 823's Vedkommende, er det dog godt at have Kiler fornedet, da Virkningen af en Sammentrykning af Jorden under en enkelt Stolpe da kan ophæves ved at drive de paagældende Kiler efter.

Kilevinklen maa højst være 20° , og Kilerne maa være savskaarne, saa de passer tæt sammen; fremstilles de ved Hugning, risikerer man, at de kun rører hinanden ved Enderne og lader sig sammentrykke. Undertiden fremstilles de paa smaa Skæremaskiner, der minder om Brødskaerere, men har en længere Vægstang. Kilerne bør være af haardt Træ (Eg eller Bøg).

Brugen af Kiler letter Afformningen og var i tidligere Tid meget almindelig, men er i de senere Aar i Aftagende, blandt andre Grunde fordi de stjæles.

717. Stolpernes Antal kan formindskes ved, at man lader de primære Ridebrædder i Fig. 820 bære af sekundære (Fig. 825); giver man disse Dimen-

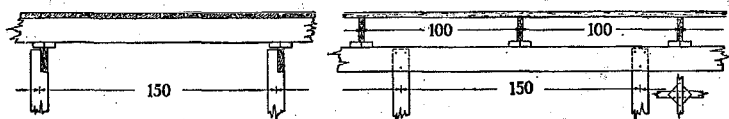


Fig. 825.

sionerne $3 \text{ cm} \times 17,5 \text{ cm}$ ($5/4'' \times 7''$) eller bedre $3,5 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ ($1\frac{1}{2}'' \times 6''$), kan Stolperne sættes med $1,5 \text{ m}$ Afstand i begge Retninger, saafremt Betonpladens Tykkelse ikke overstiger 12 cm . For at Ridebrædderne ikke skal skære sig ind i hinanden i Krydsningspunkterne, bør man lægge smaa Brædestykker imellem; de lægges diagonalt (Fig. 825, tilhøjre) for ikke at flække. Da 1 m Stolpe er væsentlig dyrere end 1 m Ridebrædt, er denne Fremgangsmaade økonomisk, navnlig naar Etagehøjden er stor.

718. Svære Tømmerstilladser, Sprængværker o. lign. bruges kun undtagelsesvis i Husbygningen, f. Eks. naar flere af Husets Dæk er ophængte i Tagværket, saa baade dette og de paagældende Dæk skal bæres, indtil Tagværket er hærdnet. I slige Tilfælde er det økonomisk, i Stedet for at bruge meget svært Tømmer, at sammenbolte spinklere Tømmer, f. Eks. $5'' \times 6''$, til eet Stykke. Til Samling af Tømmer er det en Regel at bruge Bolte, hvis Diameter er mindst $1/10$ af Tømmerets Tykkelse. Et saadant Stillads faar først sin Maksimallast, naar Taget støbes, og de Deformationer, der indtræder paa dette Tidspunkt, maa de alt hærdnede Dele nedenunder deltage i. Deformationerne bør derfor indskrænkes til det mindst mulige, dels ved at alt Side-træ under og over Stolperne undgaas (Stolperne bør føres op gennem Formbunden til selve Betonens Underside), dels ved at der, naar Stolperne stødes, indlægges 1 mm tykt Jærnblik, der forhindrer, at Fibrene presser sig ind i hinanden.

6. Bjælkeforme.

719. T-Bjælker. Opstillingen for disse kan være, som Fig. 826 viser, med en Stolperække under hver Bjælke. Bjælkekassen dannes af et Bundbrædt af

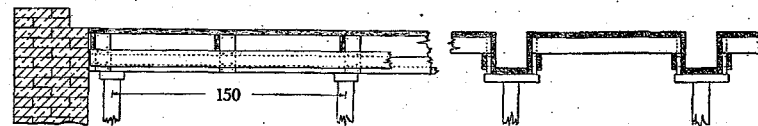


Fig. 826. T-Bjælker.

Bjælakens Bredde og to Sideflager dannede af Brædder sammenholdt med Revler; begge Dele hviler paa en Plankestump paa Enden af Stolpen, og Sideflagerne fastsømmes til Bundbræddet. Sideflagerens Højde afpasses ved, at man bruger ulige brede Brædder, eventuelt maa der udklinkes i dem for Plankestumpen. Paa Siden af Revlerne slaas Bærebædder, paa hvilke Ridebrædderne hviler.

Ligger Bjælkerne tæt, kan det ikke betale sig at sætte en Stolperække under hver, og Understøtningsmaaden i Fig. 827 finder da Anvendelse. Grunden

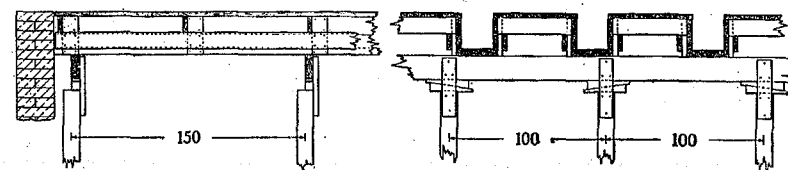


Fig. 827. Tætliggende T-Bjælker.

til, at man ikke lægger Formbrædderne paa tværs af Bjælkerne og sparer de øvre Ridebrædder, er, at man ikke vil skære Formbrædderne i Smaastykker, der er uden Værdi for et senere Arbejde.

Naar Bjælkeafstanden er ringe, f. Eks. 1 m , kan man ogsaa udføre Formen mellem Bjælkerne som en Kasse, der kan flyttes som Helhed. I saa Fald maa Bjælkerne gøres smig, og skarpe Hjørner helst undgaas. I Amerika bruges undertiden Halvcylindre af Jærnblik, i Europa høvlet Træ. Man maa imidlertid have samtlige Kasser i et Loft stillet op, inden Støbningen paabegyndes, da

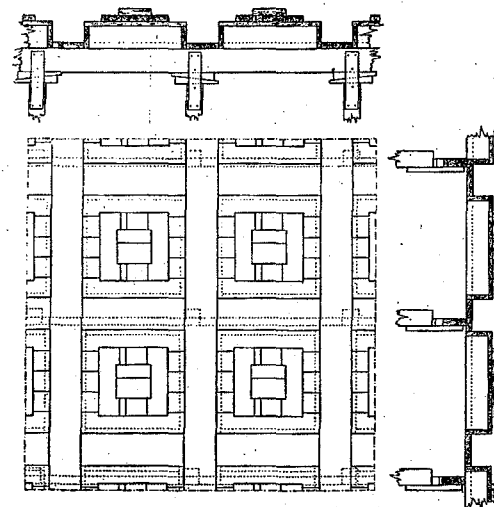


Fig. 828. Kasselloft.

man ellers ikke faar Bjælkerne til at ligge i Flugt. Dette gælder i dobbelt Grad Kassetlofter, til hvilke Systemet ogsaa har været anvendt.

Kassetlofter kan støbes i en Form som den i Fig. 828 viste, hvor de Bundbrædder, der ligger paa tværs af Ridebrædderne, er gennemgaaende.

En solidere Form faar man ved at henlægge et gennemgaaende Gulv og sømme Kasserne paa dette.

Kassettebunden dannes af paaforede Brædder, der er høvede smig paa Kanten for at lette Afformningen.

Man kan ogsaa nøjes med af Lister at danne en Ramme og fylde denne med Slagge-Gips-Mørtel; dette er navnlig praktisk, naar Kassetterne findes i en Tønde- eller Kuppelhvælving.

Svære Bjælker undersættes af to Stolperækker (Fig. 829), forbundne med korte Ridebrædder, paa hvilke Bjælkens Bundbrædt hviler.

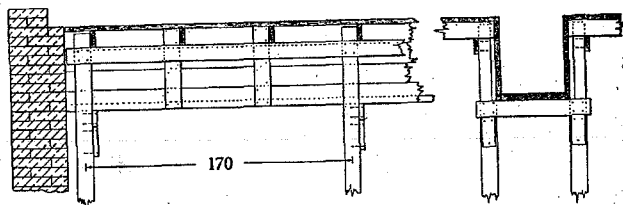


Fig. 829. Svær T-Bjælke.

En noget ændret Fremgangsmaade er den i Fig. 830 viste, hvor Ridebrædderne ligger paa langs forbundne med korte Brædder paa Pladen, der bærer Bjælkens Bundbrædt. Dette bliver paa denne Maade hyppigere understøttet end i første Tilfælde.

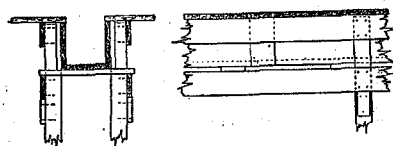


Fig. 830. Svær T-Bjælke.

720. Rektangulære Bjælker. Naar Bjælkens Sideflager ikke har nogen Pladeform at støtte sig til, maa de støttes paa anden Maade, f. Eks. ved vandrette Brædder (Fig. 831). Kilerne mellem disse og Stolperne tjener til at tvinge Flagerne i retliniet Flugt. Har man ingen opgaaende Stolper til at støtte Sideflagerne imod, kan man forlænge Ridebrædderne (Fig. 832) og bruge dem til Støtte for de nødvendige Skraastivere.

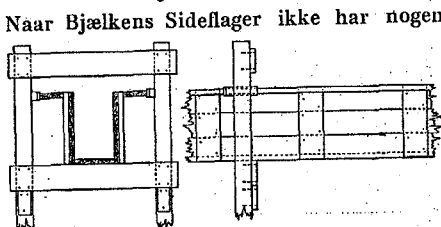


Fig. 831. Rektangulær Bjælke.

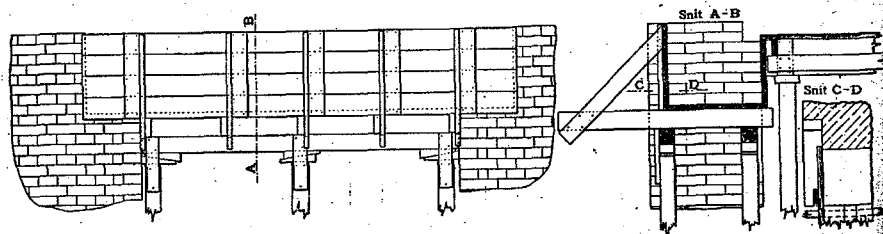


Fig. 832. Form til Murbjælke, der senere vil blive skalmuret.

Har Bjælkerne Plade forneden (Fig. 833), saa Skraastiverne

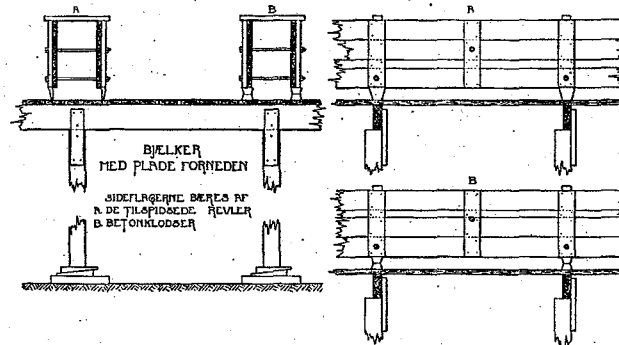


Fig. 833.

Huller, som de efterlader, eller man kan stille Flagerne paa smaa Dobbelt-pyramider af Cementmørtel (Fig. 833 B), der forbliver i Pladen. I Stedet for at afstive Flagerne med Bolte tværs igennem Betonen, vil man ofte foretrække at afstive dem mod Nabobjælkens Flage ved Hjælp af Brædder.

Hvis Bjælken ikke er beregnet for at bære Pladen, men kun f. Eks. en paa Pladen staaende Mur (Fig. 834), bør den udføres uden Forbindelse med Pladen. Arbejdet bliver derved lettere, men man bruger mere Beton og Tid, da Bjælkeformen først kan opstilles og Jærnet indlægges, efter at Pladen er blevet nogenlunde haard.

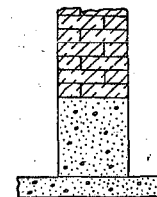


Fig. 834.

721. Brugen af Bolte (gerne 12,5 mm i Diameter) tværs gennem Betonen, som Fig. 833 viser, er meget betryggende, men ikke yndet af Bygmestrene. Boltene er nemlig lovlig dyre at efterlade i Betonen, og skal de genvindes, maa der tages særlige Forholdsregler. For det første maa de indfedtes, og man maa omhyggeligt undgaa at stampe paa dem; de maa slaas ud, saa snart Betonen er størknet, og under Størkningen maa de fra Tid til anden drejes om deres Akse. Hvis Boltene ikke fjernes, kan man efter Afformningen fjerne de udragende Ender ved Flammeskæring, og vil man undgaa Rustpletter, kan man ud for Boltene indstøbe Træklodder (Fig. 834 a), der senere stemmes ud, saaledes at Afskæringen kan ske i Bunden af Hullet, som derefter fyldes med Mørtel.

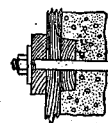


Fig. 834 a.

I Stedet for de dyre Bolte kan man bruge almindeligt 10 mm Rj. med løse Stopringe, der erstatter Hoved og Møtrik, naar de fastspændes paa Rundjærnet umiddelbart udenfor Flagen. Man fastspænder først Stopringen A (Fig. 834 b), stikker Rundjærnet gennem Flagerne Borehuller og skyder Stopringen B samt Spændeglen C ind fra Rundjærnets anden Ende, som derefter fastklemmes med Vægtstangen D. Den anden Vægtstang E svinges ud vinkelret paa Hylsteret og tjener til at skrue dette ind mod Flagen. Naar Flageafstanden er blevet den rette, fastspændes B, og Spændeglen fjernes.

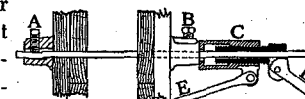


Fig. 834 b.

7. Søjleforme.

722. Betonens Sidetryk under Støbningen spiller en særlig stor Rolle ved Søjlestøbning paa Grund af Søjlerne Højde. Ved Eftermaaling af svære Søjler støbte i primitive Forme vil man ofte finde, at Formene har givet sig, saaledes at Søjlerne er blevene sværere forneden end foroven, et Forhold, der kan berede Vanskeligheder, hvis t. Eks. Søjlerne skal beklædes med Marmorplader af given Bredde. Jo højere og sværere Søjlen er, des stivere maa Formens Flager være, og des bedre maa de sammenholdes, navnlig forneden, og des mere Grund er der til at fordele Støbningen over flere Dage, hvorved den nederste Del af Søjlen faar Tid til at størkne, inden der støbes videre.

Naar der ses bort fra Stampningens Virkning, der ved plastisk Beton og Rendebeton er ringe, vokser Betonens Sidetryk med dens Flydeevne; jo mindre Betonens naturlige Skræntvinkel φ er, jo større bliver Sidetrykket. Fyldes Formen hurtigt, er φ en konstant Størrelse; fyldes den langsomt, vil φ vokse fra oven nedefter, fordi Betonen ved Henstand sætter sig og udskiller Vand, hvorved de faste Stoffers Lejringsstæthed øges.

Regnes med hurtig Fyldning, kan Betonens vandrette Tryk paa en lodret Formside sættes til $p = 1300 h \text{ kg/m}^2$, hvor h er Betonhøjden (m) over det betragtede Punkt. Der er da ikke taget Hensyn til den Trykmindskning, som Friktionen langs Formsiderne medfører, og hvis Størrelse er udregnet nedenfor.

Ligesom Korntrykket i en Silo kan Betonens Sidetryk udregnes af Formlen¹⁾:

$$p = \frac{\gamma}{\text{tg } \varphi'} \cdot \frac{F}{O} \cdot (1 - e^{-\alpha}) \quad \text{hvor} \quad \alpha = h \cdot \frac{O}{F} \cdot \text{tg } \varphi' \cdot \text{tg}^2(45 - \frac{1}{2} \varphi)$$

p = Sidetrykket (kg/m^2), γ = Rumvægten (kg/m^3), φ' = Friktionsvinklen mellem Beton og Formmateriale, F = det vandrette Betontværsnit (m^2), O = sammes Omkreds (m), $e = 2,718$, h = Betonhøjden (m), φ = Betonens naturlige Skræntvinkel.

I Henhold til denne Formel vokser p langsommere end h , idet Friktionen langs Formvæggen virker som en Formindskelse af Betonens Vægt, og p kan aldrig overstige en vis Værdi, der findes ved at indføre $h = \infty$:

$$\text{maks } p = \frac{\gamma}{\text{tg } \varphi'} \cdot \frac{F}{O}$$

Jo snævrere Formen er, des mindre er denne Grænseværdi.

Er Formen uendelig vid, altsaa $F:O = \infty$, bliver Trykket i Dybden h :

$$p = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2(45 - \frac{1}{2} \varphi)$$

og p kan da vokse ubegrænset.

φ afhænger bl. a. af Betonens Vandindhold. For Rendebeton, der nylig er flydt i Formen, kan regnes $\varphi = 15^\circ$, men efterhaanden som Betonen sætter sig vokser φ , og efter 2-3 Timers Henstand kan regnes $\varphi = 25^\circ$; naar Betonen er størknet, haves $\varphi = 90^\circ$, altsaa $p = 0$. For Friktionsvinklen kan sættes $\varphi' = \frac{1}{2} \varphi$.

Regnes med $\varphi = 15^\circ$, $\varphi' = 7,5^\circ$, $\gamma = 2200$, findes:

$$p = 16900 \cdot \frac{F}{O} \cdot (1 - e^{-\alpha}) \quad \alpha = 0,0766 \cdot h \cdot \frac{O}{F}$$

For $h = \infty$: maks $p = 16900 \cdot \frac{F}{O}$ For $F:O = \infty$: $p = 2200 \cdot h \cdot 0,59 = 1300 h$.

Regnes med $\varphi = 25^\circ$, $\varphi' = 12,5^\circ$, $\gamma = 2200$, findes:

For $h = \infty$: maks $p = 0,59 \cdot 16900 \cdot \frac{F}{O}$ For $F:O = \infty$: $p = 888 h$.

Jordfugtig Betons Sidetryk afhænger væsentligst af Stampningens Intensitet; ved Sammenstampning af tørt Materiale i en snæver Form kan man udøve et enormt Sidetryk. Under Forudsætning af Haandstampning af vanlig Intensitet kan man regne $p = 2000 \text{ kg/m}^2$ uafhængig af h og $F:O$. Virkningen af denne sidste Størrelse er utvivlsomt modsat rettet af, hvad den er ved Rendebeton, thi jo videre Formen er, des mindre lader Betonen sig komprimere.

¹⁾ Se B. u. E. 1923, S. 220 (Noack).

723. Formen frem-

stilles af lodrette Brædder paa de tre Sider (Fig. 835), medens den fjerde helst maa holdes aaben i Begyndelsen og først lukkes, efterhaanden som Betonen fyldes i. De lodrette Brædder samles med paasømmede Revler til Flager, der opstilles hver for sig og derpaa sammensømmes i Hjørnerne. Afstanden mellem Revlerne bør ikke overstige 50 cm. Hjørnesømme vanskeligger Afformningen, men selv om man bruger særlige Midler til at sammenholde Flagerne (Fig. 836-40), kan de ikke undværes, i alt Fald ikke, naar Bræddetykkelsen kun er 3 cm, som næsten altid i Danmark. Hvis Betonarbejderne selv besørger Lukningen af Søjls 4de Side, sker det gerne ved Paasømming af korte vandrette Brædder (Fig. 835); besørger Lukningen af Tømrere, bruges 50 cm høje Flager (Fig. 836), for at Tømrerne ikke skal løbe for ofte til og fra. I Fig. 835 er Søjlefoden forudsat støbt sammen med Søjlen, men hyppigst opstilles Søjleformen paa den forud støbte Søjlefod.

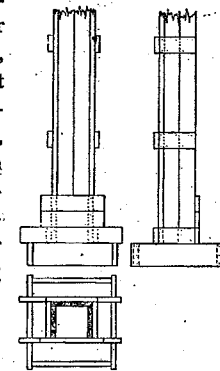


Fig. 835. Spinkel Søjle.

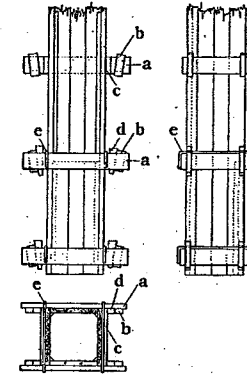


Fig. 836. Sværere Søjle

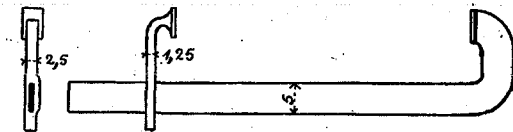


Fig. 837. Tvinger.

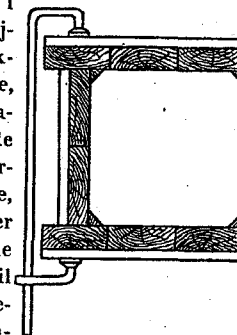


Fig. 838.

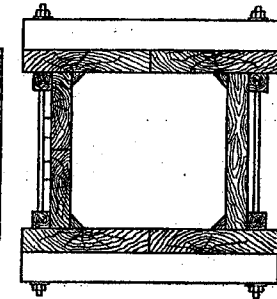
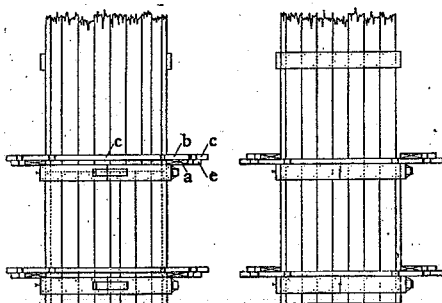


Fig. 839.

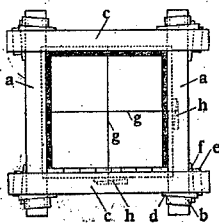
Spinkle Søjler kan støbes i en Form, der alene er samlet med Søm, men ofte spændes den desuden sammen med en Tvinger (Fig. 837) paa hver Revle (Fig. 838). En særlig solid Form, hvis Flager er sammenspændt med Bolte gennem Revlerne er vist paa Fig. 839. Her bliver de vandrette Bræddestykker skudt ned fra oven i False, dannede af de trekantede Hjørnelister og to udvendige Lister.

Har man mange spinkle Søjler at udføre paa et Sted, hvor Formenes Opstilling volder Vanskelighed, kan det være praktisk at støbe dem liggende med udragende Jærn og stille dem paa Plads samtidig med at Nabodelenes Forme opstilles; den almindelige Fremgangsmaade vil dog som Regel give smukkere Arbejde.

Svære Søjler kan støbes i en Form, der, som Fig. 836 viser, er samlet med Kiler og Klammer. De lange Revler *a* er forsynede med en paasømmet Klamp *b*; mellem denne og de korte Revler *c* inddrives Kilen *d*. I Tværetningen holdes Flagerne sammen af Klammerne *e*, der udsmedes af 15 mm Firkantjærn.



Er Søjlen meget svær (Fig. 840), vil de vandrette Revler blive stærkt paavirkede til Bøjning i et vandret Plan, saaledes at Søjlen Sideflader bliver udbuede, hvis der ikke træffes særlige Foranstaltninger. Man kan da afstive dem med Kilerammer bestaaende af Brædderne *a* med opadvendende Klamp *b* og Brædderne *c* med nedadvendende Klamp *e*; *c* hviler paa *a*, og



Sammenspændingen sker ved Kilerne *d* og *f*. Lignende Kilerammer kan fremstilles af Fladjærn (Fig. 841), saaledes at samme Ramme kan bruges til ulige svære Søjler. Fig. 840 viser desuden, hvorledes de modstaaende Revler kan afstives indbyrdes ved Hjælp af Jærntraad *g*, der strammes med Kilerne *h* (Fig. 842); men Traaden giver sig og skærer sig ind i Træet, og Enderne kan senere give Anledning til Rustpletter. Hvad Stivheden angaar, er Bolte langt at foretrække (§ 721).

Fig. 840. Kilerammer.

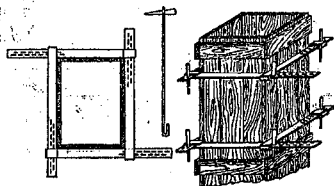


Fig. 841. Kilerammer af Jærn.

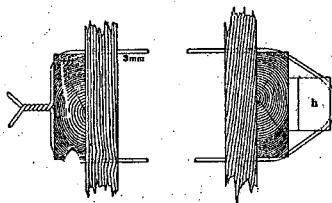


Fig. 842. Jærntraad.

Oversigt. Ovenstaaende Eksempler belyser de Hensyn, der er at tage ved Formens Fremstilling.

(1) For at Flagerne ikke skal krumme sig om en lodret Akse, bruges Revler (Fig. 835), der ved brede Søjler understøttes paa Midten med Bolte eller aflastes ved Hjælp af Kilerammer (Fig. 840). Disses Antal kan formindskes ved mellem dem og Revlerne at opstille lodret Tømmer, der bærer fra Ramme til Ramme.

(2) For at Flagerne ikke skal krumme sig om en vandret Akse, sømmes de sammen i Hjørnerne, men denne Forholdsregel er kun tilstrækkelig ved spinkle Søjler (Fig. 835); ved bredere Søjler maa de modstaaende Revler sammenholdes paa en af de i Fig. 836-42 viste. Maader, og Sømmenes Opgave er

da blot at hindre Hjørnerne i at aabne sig paa Strækningen mellem to Revler.

724. De trekantede Hjørnelister, som ses i flere af Figurene, skal ikke blot sikre Søjleflagerens nøjagtige Stilling og skaffe Tæthed, men har ogsaa Betydning for Afformningen. Er Hjørnerne skarpe og Træformen ru, og støbes der i varmt Vejr, hvormed følger tørre Forme, kan det hændes, at man ved Afformningen finder, at Søjlen Hjørner er revnede fra. Grunden hertil er, at Træets Udbulning har fortsat sig, efter at Betonen er størknet, og det ru Træ, hvis Luv er indstøbt i Betonen, trækker da de nystørknede Hjørner med sig. Er Hjørnerne brudte, eller Formen høvlet, vil noget saadant næppe ske.

Er Søjlen fritstaaende, er der særlig Grund til at bryde Hjørnerne, dels af Hensyn til Brandsikkerheden (§ 48), dels fordi de skarpe Hjørner let beskadiges, naar der er Færdsel omkring Søjlen. Staar Søjlerne paa et særlig udsat Sted, beskyttes Hjørnerne med Staallister som den i Fig. 843 viste; de anbringes i Formen inden Støbningen.

Skal Søjletværnsnittet være en regulær 8-Kant, erstattes den trekantede Liste med et skraatstillet Brædt.

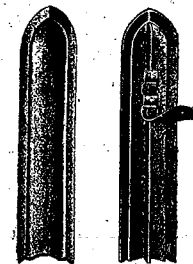


Fig. 843.

8. Udsparinger og Indstøbninger.

725. Udsparring af Smaahuller for Rørledninger, Rækværksceptre og lign. kan ske ved Træpropper, men disse bør lægges i Vand længe forud, da de ellers kan bulne ud efter Betonens Stærkning og sprænge denne. Gipspropper er bedre; de kan formes som Fig. 875 b viser, saa kan de blive siddende i Betonen, hvis det viser sig, at man ikke faar Brug for Hullet.

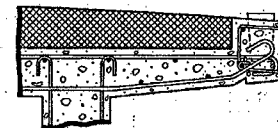


Fig. 843a. Gipsprop.

Fig. 843a viser en Gipsprop indstøbt i en makadamiseret Vejbros Kantbjælke. Man kan ogsaa bruge Rør af Jærn eller Ler, der bliver siddende i Hullet som en Bøsning. Ønskes Lydtæthed, kan Bøsningen forsynes med en Pakning, der kan efterspændes.

Indstøbning af Trælister, i hvilke der senere kan fastsømmes en Forskalling, Tagpap eller andet, er vist i Fig. 431 (Side 317); Listerne kan gøres svaaleformede eller forsynes med Tværsøm. Er der kun en ringe Betontykkelse paa Siden af Listen (Fig. 431), maa Faren for en Sprængning modarbejdes ved Vandmætning, rigelig Tværarmering eller Indlægning af en Papstrimmel paa Siden af Listen. Lignende Forholdsregler maa tages, naar Listen udgør en Del af Formflagen og fjernes med denne som ved Støbning af Vandnær o. lign. (Fig. 903).

Varmeisolerende Plader af Kork, Heraklith og lign. kan indlægges i Formen som beskrevet i *Byggematerialer* II, 1922, § 430.

Til Fastgørelse af **Transmissioner** kan indstøbes T-Jærn¹⁾ eller særlige Profiljærn (§ 26) i Bjælkerne. Man kan ogsaa udspare Tværhuller i disse ved Indstøbning af Gasrør (f. Eks. 1½" i Diameter) med regel-

¹⁾ Se B. u. E. 1912, S. 242.

mæssig Afstand (f. Eks. 1 m); man har da frie Hænder til senere at hænge noget op, hvor man vil (Fig. 844). **Bolte**, der skal indstøbes, bør have

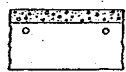


Fig. 844.

langt Gevind og to Møtrikker, saa at de kan befæstes til Formen, som Fig. 845 viser. **Møtrikker** kan indlægges i en Baandjærnsbøjle og indstøbes i Overensstemmelse med Fig. 845 a. **Smaaskruer**, der skal kunne løsnes, omvikles med Staaltraad i Skruengangen og indfedtes inden Indstøbningen. **Tagrender** kan fastgøres som Fig. 845 b viser; i Brættet udskæres Riller for Rendejernene, 3 cm brede og 0,5 cm dybe og med 50 cm Akseafstand; derefter mættes Brættet med bedste Træjære og forsynes med 2 Stk. 13 cm lange Søm for hver 50 cm og anbringes som øverste Brædt i Formen; naar denne senere fjernes, bliver Brættet siddende, og Rendejernene fastskrues da i Rillerne. **Klodser af søm-**

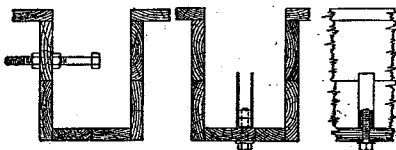


Fig. 845.

Fig. 845a.

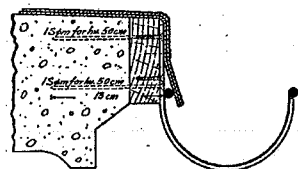


Fig. 845b.

fast Mørtel indstøbes paa Steder, hvor Dør- og Vinduesindfatninger og andet skal befæstes.

Til **elektriske Ledninger** kan der indstøbes tynde Staalrør, gennem hvilke Ledningerne senere trækkes. I Plader lægges Rørene bedst over Armeringsjærnene og under Nulplanet; lægges de i Pladens Trykzone, bør de lægges parallelt med Bærejærnene for ikke at svække Trykzonen. De forsynes med en Bøjning i hver Ende, der stikkes ned gennem borede Huller i Støbeformen, eet inde ved Muren og eet ved Lampestedet¹⁾. Man kan ogsaa paa Lampestedet indstøbe en Støbejerns Daase, der er fastgjort ovenpaa Støbeformen, og i hvilken Røret er indskruet; og paa tilsvarende Maade kan man føre Rørets anden Ende ned gennem en Pille og lade det ende i en Daase paa Pilens Side. Den senere Indførelse af Ledningerne lettes, hvis man, inden Røret bøjes, har trukket en Staaltraad igennem det. For Pillernes Vedkommende kan man ogsaa sømme en lodret Lægte paa Formens Inderside og efter Afformningen lægge Rørene ind i den tilsvarende Rende i Søjlesiden.

Fastgørelser i hærdnet Beton. Skal noget fastgøres i Bjælker paa Steder, hvor der ikke er truffet Forholdsregler af nogen Art, kan det ske ved Hjælp af Skruetvinger (Fig. 845 c), i hvis vandrette

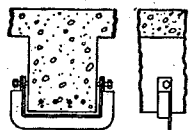


Fig. 845c. Skruetvinge.

Flig man borer de Huller, der er Brug for. Man kan ogsaa hugge eller bore (med Luftboremaskine) Huller i selve Betonen og indføre Expansionsbolte (Fig. 846), i hvis opsplittede Ende en lille Staalkile er fastklemt; naar Boltens drives ind, trykker Kilen dens to Flige ud mod Hullets Væg. Paa lignende Maade virker Rawlplugs (Fig. 847 a), Hulcylindre af et Fiber materiale, der inddrives i Hullet, hvor de



Fig. 846.

(Fig. 847 a), Hulcylindre af et Fiber materiale, der inddrives i Hullet, hvor de

¹⁾ Se Byggematerialer I, 1920, § 465.

udvider sig og klemmer sig fast, naar der skrues i dem (Fig. 847 b). Hullerne kan bores med et Bor af Carboly, en Legering af Wolf-rankarbid og Kobalt, hvis Haardhed er nær opimod Diamants.



Fig. 847 a-b. Rawlplug.

B. Jærnarbejdet.

1. Jærnets Modtagelse og Afkortning.

726. Jærnhandleren bør levere Jærnet¹⁾ retliniet; er det krøllet, kan det fordres rettet, til hvilket Arbejde man har smaa Rettemaskiner. Saasnart Jærnet er leveret, bør det prøves (§ 63²⁾); derefter paabegyndes Tildannelsen, der gerne sker paa Byggepladsen samtidig med Formenes Opstilling. Undertiden tildannes Jærnet dog paa Bygmesterens Lagerplads og Værksted, forsynes med Mærkesedler og køres til Byggepladsen.

De svære Jærn købes saa vidt muligt i de rette Længder (§ 62); er det for langt, maa det afkortes, hvilket sker ved Klipping. Inden Afkortningen bør de paa Tegningerne angivne Spændvidder og Lejedybder korrigeres paa Stedet. Man har mange forskellige Rundjærnsaksse, af hvilke nogle kan overklippe Rundjærn af indtil 60 mm Diameter. Fig. 849 viser en primitiv og lidet kraftig Saks med vandrette Huller for Jærnet. Fig. 850-51 viser en kraftigere

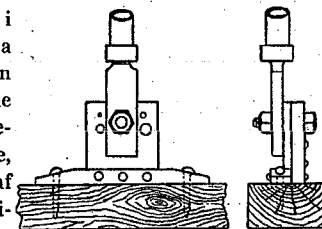


Fig. 849.

Saks; Jærnet lægges ned i Hakket H, Vægtstangen V bevæges i Pilens Retning, hvorved dens Tandkrans ruller nedad, saaledes at Boltens B beskriver en Cirkel med Centrum i Boltens C; derved overklippes Jærnet mellem de to sorte Knive, idet Anslaget D hindrer, at Jærnet vipper.

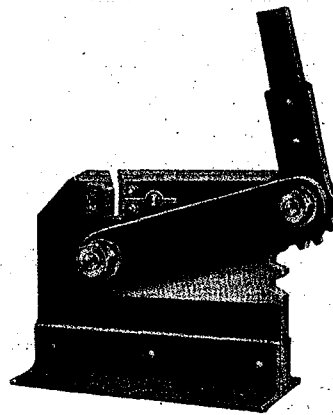


Fig. 850.

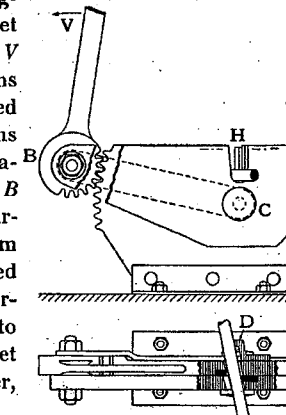


Fig. 851.

¹⁾ Foruden de i § 64 nævnte haarde Staalsorter leveres nu ogsaa det saakaldte Union-Byggestaal (fra Dortmund Union), der indeholder lidt Krom og Kobber og har $\sigma_F \geq 3600$ at, $S^2 = 52-6200$ at, $\delta \geq 18\%$; dets Overpris er 3-4 Øre/kg, og det taaler Bøjning om en Dorn med Diameter 2d. En noget haardere Kvalitet har $\sigma_F \geq 3700$ at, $S^2 = 56-6600$ at, $\delta \geq 16\%$.

²⁾ De schweiziske Statsbaner forlanger (1915) mindst to Prøver for hver Stangdiameter, dog ikke under to Prøver for hver 15 t.

De spinkle Jærn til Pladernes Armering overklippes nemmere med en

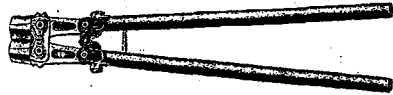


Fig. 852.

Saks som Fig. 852, hvis Virkemaade tydeligere fremgaar af Fig. 853. De to Kæber sammenholdes af Laskerne *a*, af hvilke kun den øverste er tegnet og kun delvis, for at man kan se de Tænder, hvormed Kæberne styrer hinanden. Naar Skafterne føres ud, drejer de sig om Bolten *b*, hvorved Kæberne aabner sig, saa Rundjærnet kan lægges ind; og Vægtstangsforbindelserne medfører, at Klippingen kan udføres med en meget stor Kraft. Saksen i Fig. 852 har en noget anden Form paa Kæberne, idet disse kan vendes, naar den ene Side er blevet for stærkt beskadiget.

Jærn til Bøjler kan hurtigt afklippes paa en Saks som Fig. 854 med indstilleligt Anslag.

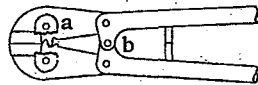


Fig. 853.

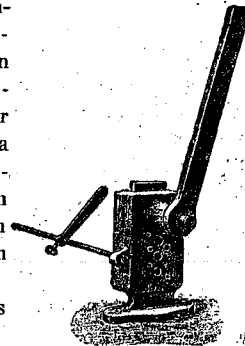


Fig. 854.

2. Jærnets Bøjning.

727. Kold Bøjning. I visse Landes Jærnbetonnormer kræves alt svært Jærn bøjet varmt, hvilket er baade besværligt og dyrt, og desuden medfører en Sænkning af Flydegrænsen paa det udglødede Sted, hvorved Bygværkets Brudlast forringes. I Danmark bøjes Jærnet koldt, selv 40 mm Rj.; Bøjningsradius er omtalt i § 558. Paa Bøjestedet mister Jærnet en betydelig Del af sin Sejghed, saa det ikke taaler at rettes ud igen eller at blive udsat for Mukkertslag; skal en fejl Bøjning rettes, bør det ske varmt, naar Jærnet ikke er meget spinkelt; Skørheden vokser med Diameteren og med Haardheden.

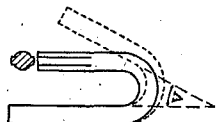


Fig. 855.

Ved at bøje de i § 27 omtalte Ribbæjern 180° om en Dorn med Diameter $2d$ (Fig. 855) og derefter rette dem ud fandt Statsprøveanstalten, at Krogene knækkede ved hosstaaende

Jærndiameter	13	16	19	22	25
Trækstyrke	6030	5640	5410	5210	5050
Vinklen v	150°	96°	110°	50°	7°

Værdier af Vinklen v .

Brud af denne Art, der udgaar fra det stukkede Materiale i Krogens indre Runding, kan endog opstaa uden anden Tilbagebøjning end den, der skyldes Jærnets Fjerkraft; ved Bøjningens Afslutning er Jærnet i den indre Runding stukket og spændingsløst, medens der nærmere Nullinien findes Trykspændinger, som, naar den bøjeende Kraft fjernes, søger at aabne Krogen, hvorved der opstaaer Trækspændinger og muligt Brud i det stukkede Materiale. Disse Forhold har hidtil ingen Ulykker medført, men man bør dog være opmærksom paa Faren ved Krogning af svært Jærn. Forsøgene ovenfor lærer, at Krogradien bør vokse hurtigere end Jærndiameteren.

728. Bjælkejærnene. Efter Afkortningen skal Jærnet bøjes efter Tegningerne. Man optegner dets Form med Kridt paa Arbejdsbordet, lægger Jærnet ovenpaa Kridttegningen og mærker det med Kridt paa de Steder, hvor Bøjningen skal ske. Ved Skraajærnenes Optegning maa der tages Hensyn til, at der over de i Bjælkens Overside liggende Jærn skal være Plads til de opbøjede Jærn i Pladerne samt 1—2 cm Beton til disses Dækning. Naar Bjælker løber ind paa Dragere, maa Skraajærnenes Højde paa samme Maade afpasses, saaledes at Bjælkens Jærn løber ind lige over eller lige under Dragere (§ 451).

Bøjningen foregaar paa et langt smalt Bord, ved hvis ene Ende det i Fig. 856 viste Bøjeapparat er befæstet. Det bestaar af en svær Jærnplade, der er nedladt i Bordet og fastholdt i de yderste Hjørnehuller af 4 Bolte med forsænkede Hoveder. Jærnet fastklemmes mellem Klodsen *c* og Tilholderen *b*. Vægtstangen *a*, der er 1,5 m lang og yderligere kan forlænges med et Stykke Gasrør, bærer en nedadvendende Rulle med lodret Akse og har i Enden to Hak, af hvilke det ene føres ind under Centrumsboltens Hoved, hvorefter Bøjningen foretages om Ringen *d*. Man begynder med at fremstille Endekrogen og udfører derefter de to Bøjninger gennem 45°, idet Jærnet naturligvis maa skifte Stilling for hver Gang. Hvis Jærnet er spinklere end vist i Figuren, ombyttes Ringen *d* med en mindre, Rullen paa *a* flyttes nærmere Centrum, *c* vendes, og *b* overflyttes til Nabohullet. Vil man bøje baglæns eller indføre Jærnet fra en af Pladens andre Sider, anbringes *b* og *c* i de tilsvarende Huller. Efter hver Bøjning maa Vægtstangen *a* fjernes, for at Jærnet kan tages ud. Dette unyttige Arbejde spares ved Brug af den i Fig. 857 viste Bukkemaskine, der dog kun kan bruges til 24 mm Rj. incl. Her ligger Vægtstangen under Pladen, der anbringes ved et skraat afskaaret Hjørne af Arbejdsbordet med den tilspidsede Del ragede frit ud.

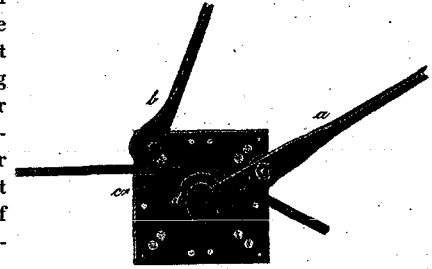


Fig. 856.

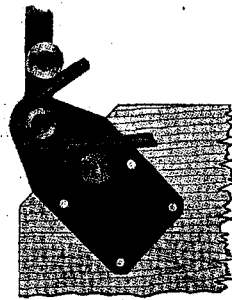


Fig. 857.

729. Pladejærnene. Til disse bruges Bøjeapparatet kun ved Fremstillingen af de eventuelle Endekroge, mens de øvrige Bøjninger udføres, efter at Jærnet er lagt paa Plads (§ 733). Kun und-

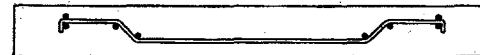


Fig. 858.

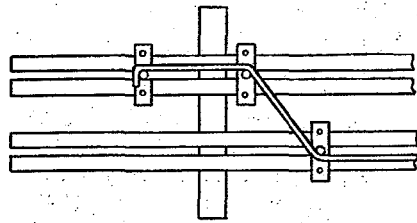


Fig. 859.

tagelsesvis bøjes om Dorne fæstnede i en Planke af haardt Træ (Fig. 858) eller paa Klemplader, der kan fastspændes, hvor det skal være, paa to Jærnbjælker (Fig. 859), hvis indbyrdes Afstand ligeledes kan varieres. Et nyere Apparat, der fremstiller spinkle Skraa-

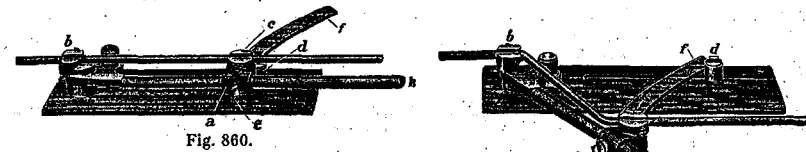


Fig. 860.

jærn (indtil 16 mm) med een Bevægelse, ses paa Fig. 860-1. Jærnet, der skal bøjes, nedlægges i Kærvene *b* og *c*, og den forskydelige Bøsning *a* fastskrues ved Hjælp af Skruen *e* i den ønskede Afstand fra *b*, hvorefter Lederullen *d* forskydes, indtil den rører Ledeskinnen *f*, og fastskrues. *f* og *c* danner eet Stykke, drejeligt om en lodret Bolt i *a*, og naar Vægtstangen *h* føres ud, bøjes Jærnet ved *b* og *c*, hvorved Ledeskinnen tvinger Kærven *c* til at bevare sin oprindelige Retning.

730. Bøjler og Søjlebaand bøjes oftest paa et særligt, lille Bord.

Søjlebaandene fremstilles, som Fig. 862 viser, ved med en Nøgle at svøbe dem om Dorne af samme Diameter som Søjlejærnene. Efter Fremstillingen

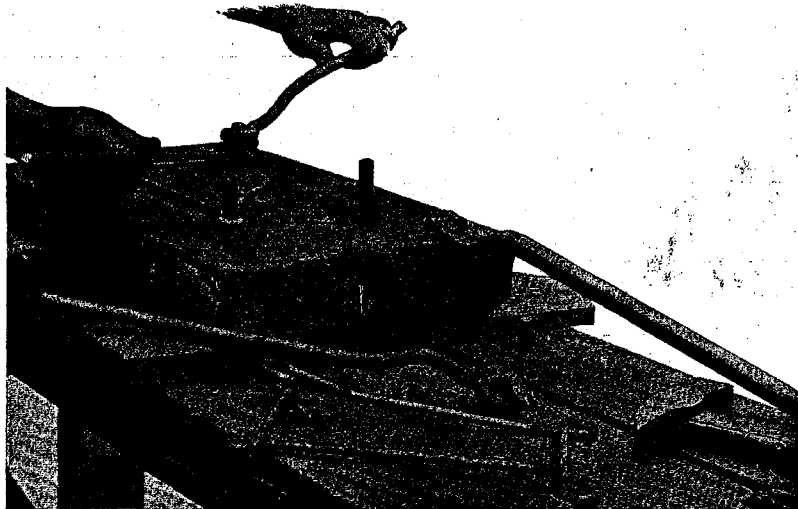


Fig. 862. Fremstilling af Søjlebaand.

Fig. 861: A technical drawing of a mechanical device similar to Fig. 860, but with a different handle design and a different arrangement of the bending mechanism. It also has labels 'a', 'b', 'c', 'd', and 'e'.

Fig. 861.

bankes de med en Hammer ind paa Søjlejærnene, mens disse ligger vandret, hvilende paa to Bukke. Skal Søjlejærnene have Kroge i bægge Ender, maa den ene Krog fremstilles efter Samlingen, hvilket kan ske paa Bukkemaskinen

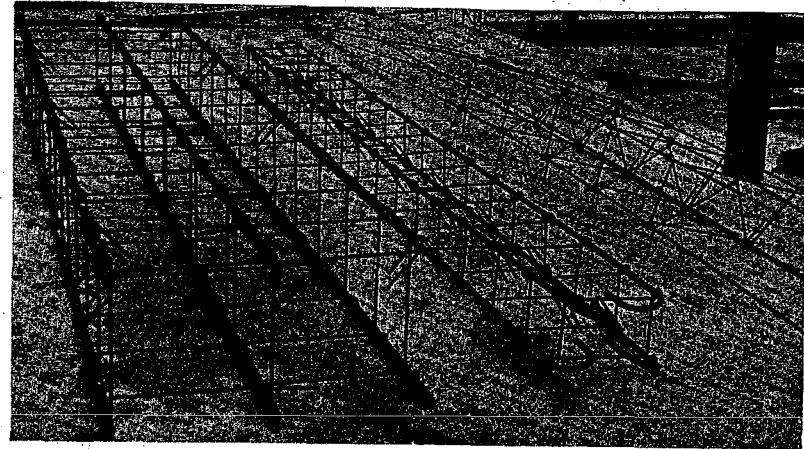


Fig. 863.

(Fig. 856), idet Krogen bøjes udefter og bagefter drejes ind paa Plads. Det er meget vigtigt, at Søjlebaandene bevarer deres Plads under Støbningen, og bruger man ikke stramt siddende Øjebaand, men Ringbaand eller almindelige Bøjler, maa de fastbindes til alle Søjlejærnene med mindst 2 mm tyk Traad. Bliver Øjebaandenes Øjer for store, er det, fordi Spillerummet mellem Dornen og Nøglens Knast er for rigeligt. Fig. 863 viser forskellige Jærnskeletter samlede med Øjebaand.

Almindelige Rundjærnsbøjler fremstilles paa tilsvarende Maade (Fig. 864) ved at lægge det afklippede Stykke langs Dornene *a* og *b* og bøje det om Dornen *c*.

Bevikklingsjærn omtales i § 188.

Baandjærnsbøjler kan bøjes om Dornen uden Brug af Nøgle; undertiden erstattes Dornen med en Gruppe Søm. Ønskes den paa Fig. 597 i § 534 viste lille Bøjning i Enderne, kan den fremstilles forud i en med Jærn kantet Rille i Arbejdsbordet. Baandjærn bøjes dog nemmere omkring en vandret Dorn som vist paa Fig. 865 for en lukket Bøjles Vedkomende. Dornene er med Kramper fastgjort til Arbejdsbordet og ved Hjælp af et Stykke Fladjærn hævet lidt over dette; Bøjningen sker med Haanden, og den ene Gren bøjes først under Monteringen.

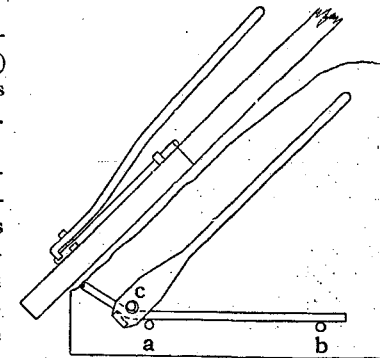


Fig. 864. Rundjærnsbøjler.



Fig. 865. Baandjærnsbøjler.

3. Jærnets Indlægning i Formen.

731. Søjlearmering. Søjlejærnes Opstilling sker oftest, efter at Søjlefødderne er støbt. Længdejærn og Tværarmering sammenbindes udenfor Formen og indsættes i denne som et stift Skelet; kun naar dette er for tungt til at transporteres som Helhed, samles det inde i Formen. Skelettet centreres ved Indlægning af Afstandsholdere mellem det og Formen, enten Smaafilser (§ 732) eller Mørtellegemer som Fig. 866, hvis Form er gunstig for Støbearbejdet, og som kan støbes i Forme fremstillede af et Stykke Baandjærn, der sammenbøjes saaledes, at Enderne mødes i Spidsen. Staar Søjlen i fri Luft, og skal den ikke pudses, maa man nøje paase, at Enderne af den Bindetraad, der fastholder Søjlebaandene, vendes indad, saa de ikke kan medføre Rustsprængninger.

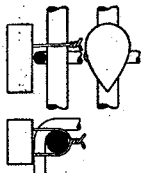


Fig. 866.

I beviklede Søjler skal Skruegangshøjden være ens overalt; derfor indlægges Vindingerne i Hak udskaarne i Kanten af to Brædder, der opstilles diametralt modsat og først fjernes, naar Længdejærnene er fastbundne. Hvor Bjælkejærnene føres gennem Beviklingen maa man som Regel tolerere nogle Uregelmæssigheder.

732. Bjælkearmering. Naar Bjælkeformen er færdig og Søjlerne støbt op til Bjælkerne Underside, armeres Bjælkerne. Først afmærkes Bøjlernes Plads, derefter indlægges Armeringen i Rækkefølgen: U-Bøjler, Længdejærn, V-Bøjler, idet disse i vandret Stilling føres ind under Længdejærnene, rejses op og fastbindes som vist i Fig. 867 og 868. Forholdene kan dog medføre, at Bøjlerne

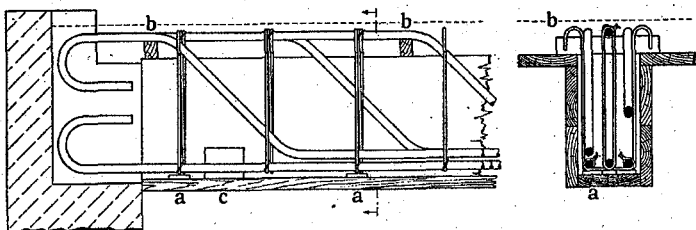


Fig. 867. Bjælke med Rundjærnsbøjler.

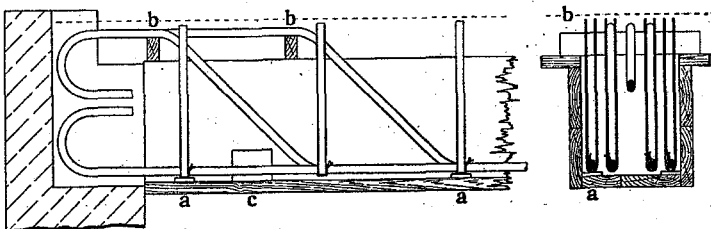


Fig. 868. Bjælke med Baandjærnsbøjler.

maa anbringes først og Længdejærnene lægges ned i dem, eller at Jærnskelettet maa nedlægges som et samlet Hele,

Derefter hæves Jærnene op fra Formbunden, bedst ved Hjælp af smaa Fliser, *a* (Fig. 867) af brændt Ler eller stærk Cementmørtel, 5 cm i Sidelinie og

af den Tykkelse, som det dækkende Mørtellag skal have. Fliserne bør fordeles saaledes, at der ikke kommer mange i samme Tværsnit, hvorved Revnedannelse i Bjælkens Trækside befordres. Fremstilles disse Afstandsholdere af Mørtel, kan de have en fordybet Lejeflade for Jærnet og være forsynet med indstøbt Bindetraad, hvis to Ender snoes sammen over dette. Undertiden fremstilles de noget kortere end Bjælkens Bredde med en Fordybning for

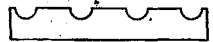


Fig. 869.

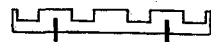


Fig. 870.

hvert Jærn (Fig. 869). I Amerika udføres de ogsaa af Baandjærn (Fig. 870) og med Baandjærnsstole, i hvis

Udskæring de passer stramt, men Stolene er udsatte for at ruste.

Mange Bygmestre sparer Afstandsholderne og indlægger i Bjælkens Overside spinkle Monteringsjærn (Fig. 871), der oplodses med passende Afstande, og i hvilke Bøjlerne ophænges. Disse Jærn kan da ogsaa bruges til Støtte af Pladens opbøjede Jærn. De sikrer dog ikke i samme Grad som Afstandsholderne Bjælkejærnenes rigtige Beliggenhed, og de vanskeliggør i nogen Grad Bjælkens Støbning.

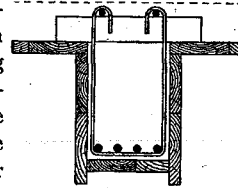


Fig. 871.

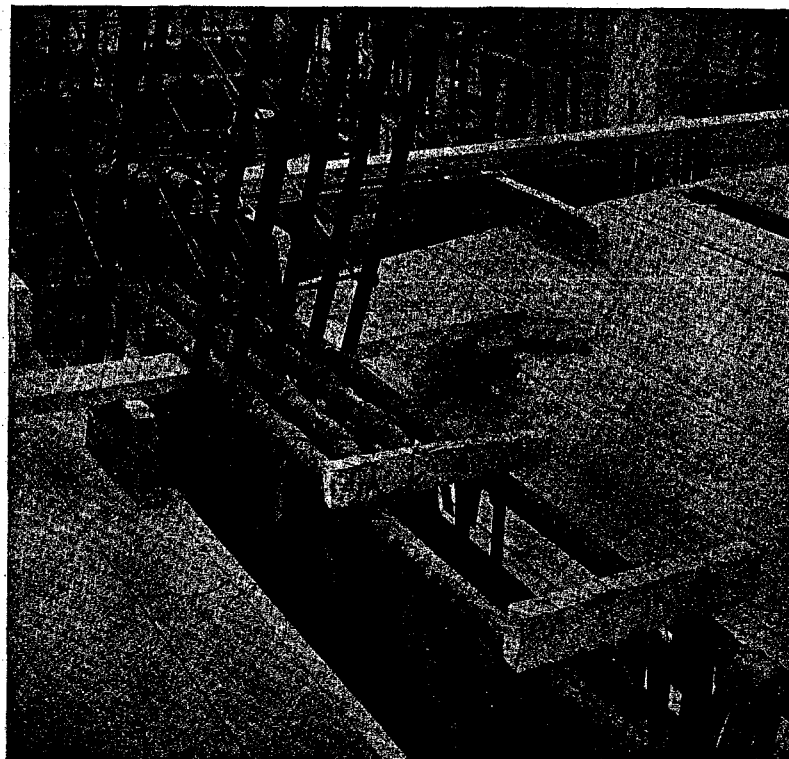


Fig. 872.

De opbøjede Jærn støttes med Trælister, *b* (Fig. 867), eller med et opklodset Brædt, som Fig. 872 viser. Listerne *b* kan ogsaa erstattes af smaa armerede Betonbjælker, der indstøbes. Paa Fig. 872 ses Bjælken at udgaa fra et skraatstillet Spær, og man vil bemærke, at Jærnantallet i de to Konstruktionsdele er afpasset efter hinanden, saaledes at der til hvert Jærn i Bjælken svarer et Mellemrum i Spæret. Bøjlerne er lukkede om de øvre Jærn, og de to Bøjlegrene er lagt ved Siden af hinanden; dette sidste vanskeliggør Støbningen, man maa hellere lægge dem ovenpaa hinanden, som Fig. 598 i § 534 viser. De Bøjler, til hvilke der ikke svarer øvre Jærn, er i dette Tilfælde ogsaa lukkede, hvorved er opnaaet, at de paa en bekvem Maade kan hænges op. Almindelige, aabne Bøjler kan holdes paa Plads ved Hjælp af Bindetraad (Fig. 873), der slynges om hver enkelt Bøjlegren og fastsømmes i Forskallingen.

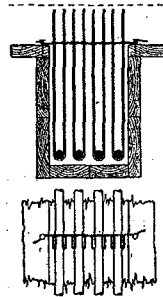


Fig. 873.

Naar Armeringen er fuldendt, skylles Formen ren, bedst med en Vandslange; Snavset skylles ud gennem et Hul *c* (Fig. 867), som derefter lukkes. I Mangel af Vandtryk maa Skyllingen ske med Spande, og det kan da være vanskeligt at faa fjernet smaa Stumper Bindetraad, der er tabt ned i Formen, og som kan give Anledning til Rustpletter. Slige Stumper fjernes da bedst med en Hestekomagnet, bundet paa en Stok. Hvis Støbningen ikke sker straks efter Rensningen, men først næste Dag, dækkes Formen med vaade Sække, dels for at Høvlspaaner og lignende ikke skal blæse ned i den, dels for at den ikke skal tørre ud. I varmt Vejr er det en fortræffelig Foranstaltning, saaledes at lade Formen staa en Nat over og mætte sig med Fugtighed.

733. Pladearmering. Efter at Bjælkerne er støbte, udlægges Pladens Bærejærn, og i den yderste Plade (tilhøjre paa Fig. 874) fastbindes Fordelingsjærnet, hvorefter det foreskrevne Antal Bærejærn (gerne hvertandet) opbøjes i den foreskrevne Afstand fra Bjælkerne ved Hjælp af den viste, ca. 50 cm lange, Tang *A*, idet Arbejderen med venstre Haand holder Jærnet nede ved *B*. Jærnet bøjer sig da samtidig forned og foroven, og Afstanden mellem de to Bøjepunkter vokser med Afstanden, i hvilken Jærnet fastholdes. At Højden er den rette, kontrolleres af Arbejderen med en almindelig Centimeterstok.

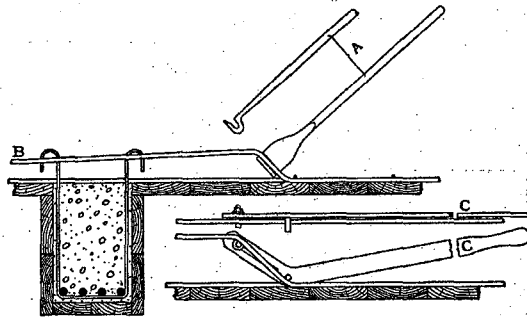


Fig. 874.

Er Pladen tyk, bruges med Fordel den nederst paa Fig. 874 viste Tang *C* med 2 Dorne, af hvilke den øvre er forskydelig i en Slidse, saaledes at den kan indstilles efter Pladetykkelsen.

Naar alle Bøjningerne er udførte, hæves hele Nættet op fra Formen ved

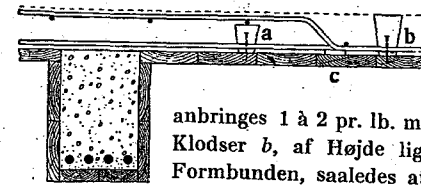


Fig. 875.

Indskydning af Fliserne *c* (Fig. 875). Det opbøjede Jærn holdes bedst i Stilling ved Hjælp af smaa, koniske Betonklodser *a*, af hvilke der anbringes 1 à 2 pr. lb. m paa hver Side af Bjælken. Lignende Klodser *b*, af Højde lig Pladetykkelsen, fastgøres rundt paa Formbunden, saaledes at der kommer 1 pr. m²; derved sikrer man sig, at Pladetykkelsen bliver den rette. I Klodserne bør være indstøbt et Messingsøm eller en Messingskrue, hvormed de befestes i Træet, eller ogsaa maa man bruge den i Fig. 833 *B* viste Form, der er mere stabil. Naar Armeringen er fuldendt, skylles Formen ren, som

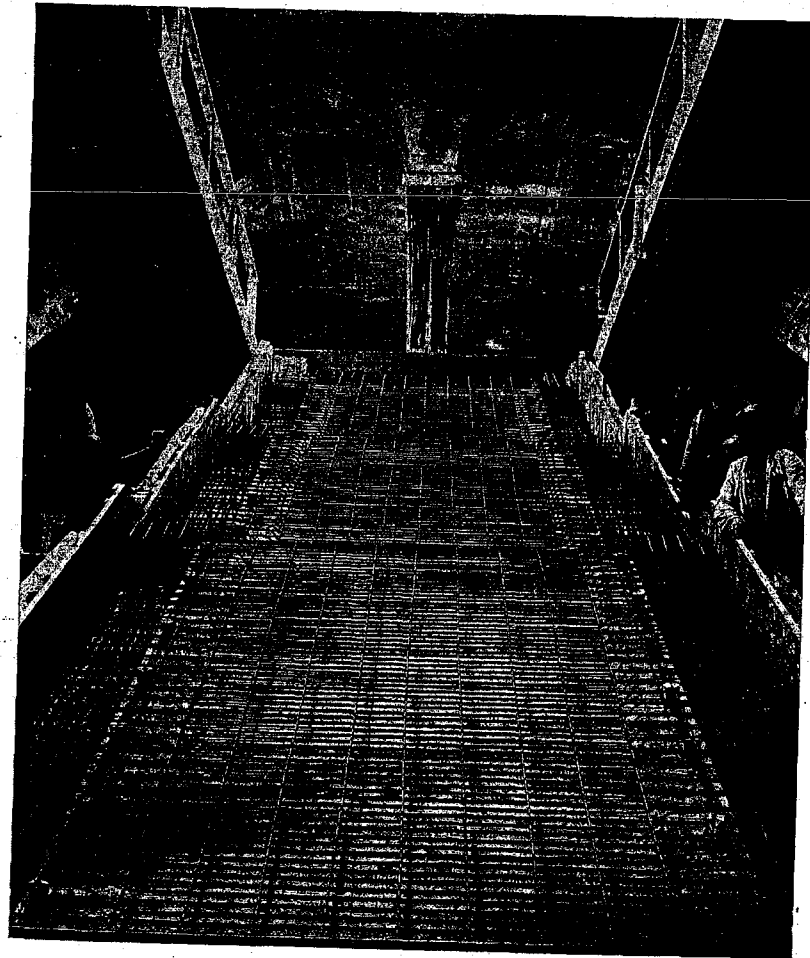


Fig. 876. Folketingstrappen paa Christiansborg.

omtalt under Bjælkerne. Fig. 876 viser Armeringen i en Trappeplade færdig til Støbning, kun mangler den øvre Form, der skal forhindre Betonen i at skride ned; Bjælkerne ved Siden er ganske lave og støbes derfor samtidig med Pladen.

734. Hvælvingsarmering. Ved Armering af Hvælvinger med Jærn i bægge Sider har man ikke, som ved Bjælker, Sideflader til Støtte for det øvre Jærn, og dette maa derfor holdes i Stilling paa særlig Maade. Man kan f. Eks. mellem de to Jærnnæt anbringe Brædder paa Kant eller større Skabeloner, der fjernes, efterhaanden som Støbningen naar op til dem, men bedre er det at gøre Jærnskelettet stift i sig selv, hvortil man har forskellige Midler. Enten kan man gaa frem som ved Søjler og samle Jærnene ved Hjælp af Ringbaand og Bøjler i Grupper paa 4, 6 eller 8 efter Vægten; en saadan Gruppe lægges paa Formbunden i samlet Tilstand og forbindes der med de øvrige Grupper ved Hjælp af Fordelingsjærnet. Denne Fremgangsmaade er navnlig paa sin Plads; naar Arbejdet er regelmæssigt, Jærnene spinke og Afstanden mellem de to Jærnnæt ikke for stor¹⁾.

Er disse Betingelser ikke opfyldte, er det nemmere at udlægge Jærnene enkeltvis, og naar det nedre Næt er bundet, da at opstille **Afstandsholdere** paa dette til Bæring af det øvre Næt. Disse Afstandsholdere, der erstatter de ovenfor nævnte Træskabeloner, opstilles i radiære Planer vinkelret paa Bærejærnene, og kan f. Eks. dannes af en Ramme af Firkantjærn udfyldt med U-formede Bøjler af Firkantjærn eller Rundjærn (Fig. 877). Samlingen sker ved Ombinding eller Omvikling med 2-3 mm tyk Traad, der ogsaa bruges ved Bærejærnenes Paabinding foroven og forneden. Afstandsholderne maa støttes med Skraastivere, indtil det øvre Næt er bundet paa, men derefter danner det Hele et stift Skelet. Jo sværere Bærejærnene er, des færre Afstandsholdere kræves der, men des kraftigere maa de udføres.

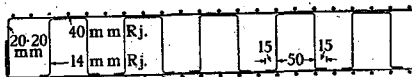


Fig. 877. Afstandsholder fra Buebroen ved Hedehusene.

C. Støbearbejdet.

1. Aarstidens Indflydelse.

735. Den bedste Støbetid er om Vinteren i Tøvejr. Formen er da vaad, saa den ikke bulner ud i Berøring med Betonen, og denne hærdner vaadt, hvorved den bliver stærk og udvider sig, saa der kommer Trykspændinger i den, hvilket er heldigt for Undgaelsen af Svindrevner. Den værste Støbetid er solhede Sommerdage. Formen staar da og tørrer ind, saa der kommer brede Fuger mellem Brædderne, for senere, naar den vaade Beton fyldes i, at bulne ud, hvorved den kan rive Betonen i Stykker, idet Udbulningen fortsætter sig, efter at Betonen er størknet; og Betonens hurtige Udtørring vil dels forringe dens Styrke og dels faa den til at svinde, saa der opstaar Trækspændinger i den.

I vinterstøbt Beton er Faren for Svindrevner ringe, thi naar Sommevarmen kommer, vil Temperaturudvidelsen forøge de tilstedeværende Trykspændinger i den.

¹⁾ Afdøde Afdelingsingeniør Schierbeck har indført denne Metode ved Statsbanernes Broanlæg, hvor den senere er udviklet videre af Ing. A. M. Poulsen (Ing. 1913, S. 613; 1917, S. 367).

dingen. I sommerstøbt Beton er Faren for Svindrevner stor, thi naar Vinterkulden kommer, vil Sammentrækningen forøge de tilstedeværende Trækspændinger (§ 707).

736. Støbning i Frost. Ved Støbning i Frost maa Betonens Temperatur ved Udstøbningen ikke være lavere end + 4°, og den nystøbte Beton bør straks dækkes med Brædder og Sække, der kan holde paa den Varme, der er i Betonen, og som udvikles under og lige efter Størkningen, og dette Dække maa ikke fjernes for tidligt. Man maa ikke bruge frosne Materialer eller støbe mod frossen Beton eller indstøbe Jærn med Is paa. Lagres Materialerne i opvarmede Skure eller blot under Tag, kan Arbejdet fortsættes længere ind i Frostperioden og genoptages tidligere end ellers. Man bør bruge Strandmaterialer, da disse ikke sprænges af Frostens, og da de først fryser sammen ved en væsentlig lavere Temperatur end Bakkematerialer. Hvis Formen bæres af Stolper staaende paa Jorden, maa ogsaa Frostens Indvirkning paa denne tages i Betragtning.

Varmetilførsel. Hvis Luftens Middeltemperatur (eller Middeltallet af Døgnet's højeste og laveste Temperatur) i længere Tid har været under Frysepunktet, saaledes at baade Materialer og Forme er meget kolde, er det ikke tilraadeligt at støbe, med mindre man kunstigt hæver Betonens Temperatur, og da helst til over 15°, men ikke over 40°, da Cementen saa kan blive hurtigt størknende. Man har følgende Midler til Afbødning af Frostens Virkninger:

1) **Opvarmning af Arbejdsstedet.** Ved Støbning af Etageadskillelser opvarmer man undertiden de underliggende Rum med Koksgrøder, idet Vinduesaabningerne lukkes med Brædder, Tagpap eller Sejldug. Man kan ogsaa overbygge hele Arbejdspladsen med et »Varmehus« af de samme Materialer.

2) **Opvarmning af Materialerne.** Ved Bygning af store Betondæmninger i Amerika har man opvarmet baade Sten, Sand, Vand og den udstøbte Beton, men naar Kulden ikke er meget stærk kan man ofte indskrænke sig til at opvarme eet eller flere af Stofferne før Blandingen. Sten og Sand kan holdes frostfri ved Hjælp af passende lange Staalrør, ca. 1/2 m vide, der henlægges paa Jorden, og i hvilke der brændes Baal; Materialerne aflæsses da ovenpaa Rørene. En Opvarmning af Vandet alene er ret almindelig, idet man derved kan hæve Betonens Temperatur ca. 10°. Vandet kan muligt tilsættes i Form af Damp, der ledes til Blandemaskinen, og Temperaturen kan da hæves yderligere.

De faste Stoffers Varmefyldte kan sættes til 0,25 kg², mens Vandets er 1; haves g kg faste Stoffer af f₁, indeholdende 4% Vand af f₁, og tilsættes v kg Vand af f₂, vil Betonen faa en Temperatur t₃, der bestemmes af:

$$(0,25 \cdot g + 1 \cdot 0,04 g) \cdot t_1 + 1 \cdot v \cdot t_2 = (0,25 \cdot g + 1 \cdot 0,04 g + 1 \cdot v) \cdot t_3$$

Er g = 1000 kg, v = 40 kg, t₁ = -5°, t₂ = +75°, findes:

$$t_3 = \frac{-(250 + 40) \cdot 5 + 40 \cdot 75}{250 + 40 + 40} = \frac{-1450 + 3000}{330} = +4,7^\circ$$

Et af **Byggekontrolnævnet** nedsat Udvalg, der havde til Opgave at holde det københavnske Vinterbyggeri igang, foretog i Vinteren 1925-6 omfattende Opvarmningsforsøg, der lededes af Docent Becker. Den frosne Jord bortsprængtes med Dynamit, og de udgravede Fundamentsrender holdtes frostfri ved Vanding med Sallage eller Bestrøning med Kogsalt. Vandet i Betonblandemaskinens Vandbeholder opvarmedes til ca. 100° med Damp fra et Lokomobil, hvorved den i Frostvejr udstøbte Beton fik en Temperatur af 10-15° maalt umiddelbart efter Udstøbningen. Naar ogsaa Sandet opvarmedes (til 110°), blev Betonens Temperatur 40°. Denne varme Beton blev udstøbt i -7° og straks dækket med Halmknipper; om Natten sank Temperaturen til -8°; Vejret var stille. Dagen efter maalt Lufttemperaturen mellem Betonoverfladen og Halmen til 9-12°. Betonens Fordyrelse ved disse Foranstaltninger var 1,5 Kr./m², naar kun Vandet opvarmedes, og 3 Kr./m², naar ogsaa Sandet opvarmedes.

2. Betonens Fremstilling.

737. Cementen og dens Udmaaling. Cementen (§ 65-72) bør undersøges inden Brugen, og navnlig er en Kogeprøve for Volumbestandighed vigtig. Falder denne godt ud, og er Cementen af et kendt Mærke, kan man roligt anvende den uden at afvente de mere langvarige Prøvers Udfald. Desuden burde det gøres til en Pligt for den Arbejder, der passer Blandemaskinen, hver Morgen at kontrollere Cementen ved at udrøre en Haandfuld med Vand og udstøbe den paa en Glasplade, Jærnplade, Tallerken eller lignende; ved fra Tid til anden at stikke i den, kan man følge Stærkningens Forløb, og i de paafølgende Dage vil en eventuel Tilbøjelighed til Udbulning vise sig; efter 3 Døgns Forløb kan man brække Kagen mellem Fingrene og derved danne sig et Begreb om Styrken. Ved disse nemme Prøver kan man altid sikre sig mod virkelig daarlig Cement, og man opdager i Tide, hvis Cementen slaar om fra at være langsomt stærknende til at være hurtigt stærknende.

Man kan ogsaa sikre sig mod daarlig Cement ved at lagre Cementen paa Arbejdspladsen og først tage den i Brug, naar Resultatet af de normerede Prøver foreligger. Men ved længere Tids Lagring i Sække om Vinteren bliver den let stenløben, med mindre man vender Sækkene hver 6. Uge.

I Amerika forsendes Cementen undertiden upakket med Bane eller Skib til Byggepladsen, hvor den overføres til en Silo. Man sparer derved Sækkene og Arbejdet med at fylde og tømme dem, Transporten er billigere, og Omladningerne ligesaa, saafremt man har passende Maskiner dertil. Men om Fremgangsmaaden egner sig for et fugtigt Klima som Danmarks er usikkert.

Cementen bør ikke udmaales; der bør tages $\frac{1}{4}$ Sæk i Arbejde ad Gangen. Dette foreskrives indirekte i de danske Normer, idet den eventuelle Udmaaling kræves udført paa en saadan Maade, at Lejringsstæthedens for Portlandcement svarer til en Rumvægt af 1360 kg/m^3 , hvilket er ensbetydende med, at 1 Normtønde skal udmaales til $\frac{1}{8} \text{ m}^3$. Hvis Blandemaskinen ikke kan rumme den til $\frac{1}{4}$ Sæk Cement svarende Betonmængde, kan man bruge et Maalekar rummende $\frac{1}{2}$ Sæk til at halvere Sækkeindholdet og hver anden Gang bruge Maalekarrets Indhold, hver anden Gang Sækkens Restindhold. En nøjagtig Halvering opnaas ikke paa denne Maade, men Fejlen udlignes for hver 2 Blandinger.

738. Sandets Udmaaling sker bedst i justerede Trillebøre, der fyldes til Strøgmaal, naar man da ikke vil gaa over til Udmaaling under Vand, eller Afvejning. Børenes Læsning lettes, hvis Forholdene muliggør en Oplagring af Sand og Sten i Siloer, fra hvis Bundløb Børene fyldes. Fig. 878 viser en ved Støbning af Betonveje i U. S. A. brugt Silovogn, paa hvilken en Sandsilo og en Stensilo findes Side om Side. Materialerne tilkøres i Lastvogne, aflæsses paa Jorden og løftes med Dampskovl op i Siloerne, fra hvis Bundløb de tømmes ud i Maalekasser staaende paa smaa Motorvogne, der kører dem til Blandemaskinen. Ved stationære Anlæg kan der under Siloerne være ophængt faste Maalekar, der direkte udtømmes i Blandemaskinen.

Sandmaaling under Vand er en meget nøjagtig Fremgangsmaade, der stammer fra Amerika. Da $r_s : R_s$ (§ 73) varierer stærkt med Sandets Vandindhold, og da dette varierer fra Dag til Dag, vil man ved Sandets Udmaaling faa varierende Værdier af r_s , medmindre man regulerer Vandindholdet inden Maalingen, og i Praxis kan dette kun gøres paa en Maade, nemlig ved at

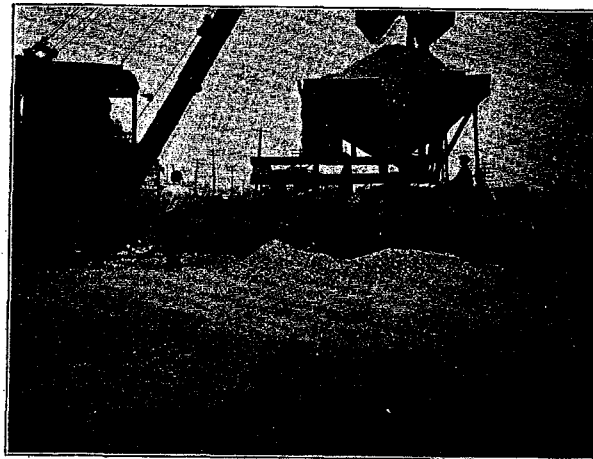


Fig. 878. Silovogn holdende paa en Sidevej til den under Støbning. værende Betonvej.

vandmætte Sandet. Man kan bruge et cylindrisk Kar (Fig. 879) fremstillet



Fig. 879.

af to teleskoperende Rør, saaledes at Rumfanget kan varieres og indstilles paa det ønskede Sandrumfang. Det fyldes med Vand og derefter med Sand, som

udriver en Del af Vandet. Naar Karret er fyldt med Top, afstryges Toppen, og det vil da altid indeholde en konstant Mængde Sand og en konstant Mængde Vand, uanset om Sandet ved Indfyldningen var tørt eller fugtigt, saafremt Sandet ivoigt er det samme. Derefter tippes Karrets Indhold over i Blandemaskinen, hvor den manglende Vandmængde tilsættes. En saadan Vand-Sand-

Maaler kan sættes paa Hjul (Fig. 880) og erstatter da Maalebøren. I Figuren ses Overløbstuden og et Klaplaag af Jærnvæv, gennem hvilket Sandet ifyldes; derved spredes Sandet, saa Luften faar bedre Lejlighed til at undvige paa Vejen ned gennem Vandet. Ved større Arbejder kan Maaleren indbygges lodret over Blandemaskinen lige under Sandsiloens Bundløb, der da er forsynet med en vandret Rystesigte, gennem hvilken Sandet drysser ned i Vandet, og med en mekanisk Afstryger. Paa Vandledningen findes to indstillelige Maalebeholdere A og B, der automatisk fylder sig,

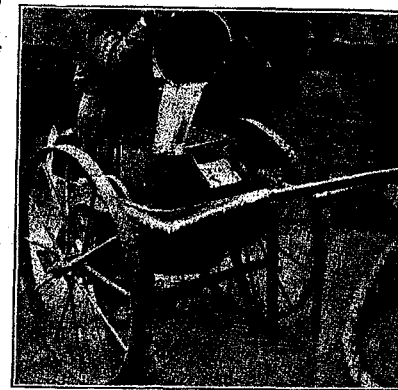


Fig. 880. Vand-Sand-Maaler.

og hvis Tømmeledninger ender i henholdsvis Sandmaaler og Blandemaskine. Arbejderen har følgende at passe: (1) Hanen til A aabnes, hvorved A's Vandindhold hurtigt strømmer over i Sandmaaleren; (2) Hanen til A lukkes; (3) Rystesigten og derefter Afstrygeren betjenes; (4) Sandmaaleren udløses, hvorved den automatisk vender Bunden i Vejret; tømmer sig i Blandemaskinen og automatisk svinger tilbage igen, hvilket opnaaes ved, at Tyngdepunktet for den fyldte og den tomte Beholder ligger forskelligt i Forhold til Omdrejnings-

aksen; (5) den afvejede Cementmængde og afmaalte Stenmængde fyldes i Blandemaskinen; (6) Hanen til *B* aabnes og lukkes, hvorved den manglende Vandmængde tilføres Blandemaskinen.

739. Betonens Blanding og Vandindhold. Beton blandes paa Maskine; hvis der undtagelsesvis bruges Haandblanding, bør Cementmængden forøges med 20 %. Blandt de talrige Maskintyper arbejder nogle bedst med vaad Beton, andre med tør. Maskinens Størrelse er uden Betydning for Betonens Godhed, men Maskinen maa hverken fyldes for stærkt eller for svagt, og Omdrejningshastigheden maa ikke være større end foreskrevet. Indfyldningsordenen Vand, Cement, Sand, Sten maa i Almindelighed anbefales; ved at begynde med Vandet faar man Maskinen skyllet og undgaar, at Cementen støver; at Rækkefølgen iøvrigt er efter stigende Grovhed synes paa Forhaand fornuftigt. Man plejer dog ikke at tillægge Indfyldningsordenen Betydning, hvilket Standpunkt er des rigtigere, jo vandrigrere Betonen og jo længere Blandetiden er. Denne bør vokse med Betonens Magerhed og Tørhed; 15 Omdrejninger (ca. $\frac{3}{4}$ Minut), efter at alle Materialer er paafyldt, plejer at være tilstrækkeligt ved fed Rendebeton, 20 Omdrejninger (ca. 1 Minut) ved fed plastisk Beton, men mindre gode Maskiner kræver længere Tid. Lang Blandetid forøger Betonens Støbelighed og Vandtæthed. Se iøvrigt *Byggematerialer* III.

Fabriksblandet Beton bruges med Fordel ved smaa Arbejder i København. Den fremstilles i ethvert ønsket Blandingsforhold og udkøres i roterende Beholdere, som rummer $1\frac{1}{4}$ m³. Rotationen hindrer Lagdeling og letter Tømningen.

Priser for fabriksblandet Beton indbefattet Tilkørsel og Aflæsning:

C	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
S	2	2	2	2 $\frac{1}{2}$	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	8	8	9	10	
St		2 $\frac{1}{2}$	3	4	3 $\frac{1}{2}$	4	6	6	8	8	9	10	11	11	13	15					
Kr./m ³	65	48	46	43	43	54	41	37	47	36	34	42	33	32	39	31	30	35	29	28	32

Stenene er forudsat at være Nøddesten; bruges Singel, er Priserne 2 Kr. lavere, bruges Ærtesten eller Skærver, er de henholdsvis 3 og 10 Kr. højere. Der blandes efter Vægt, men saaledes at Maalforholdene bliver de i Tabellen indførte.

Vandindholdet bør være saa stort, at Betonen kan trænge ind overalt mellem Jærnene og Bøjlerne. Beton bliver desto stærkere, jo mindre Vand den indeholder, forudsat den komprimeres saa stærkt, at der tilsidst kommer Vand frem i Overfladen; dette bør man altid have in mente. Men ved Jærnbeton maa Betonens Trykstyrke komme i anden Række og Jærnets fuldkomne Indstøbning i første.

Vandtilsætningen maa dog ikke overdrives, thi den Lettelse i Arbejdet, som derved opnaas, købes meget dyrt. Faar Arbejderne Lov at fordoble Vandmængden, maa ogsaa Cementtilsætningen fordobles, hvis Vand-Cement-Forholdet og dermed Styrken skal overholdes. Koster Cementen $6\frac{1}{2}$ Kr. pr. 100 kg, vil en Fordobling af Cementmængden, der normalt udgør 375 kg pr. m³ hærnet Beton, fordyre Betonen med $24\frac{1}{2}$ Kr./m³, en Fordyrelse, der er ganske urimelig i Forhold til det Arbejde, der spares (§ 435). Har Arbejderne Tendenser i nævnte Retning, bør man undersøge, om ikke Betonens Kornkurve er mangelfuld; en vel proportioneret Beton flyder let uden overdreven Vandtilsætning. Kontrollen med denne omtales i § 97.

Iøvrigt maa der skelnes mellem, om Betonen transporteres til Støbestedet i Børe, eller om den flyder dertil i Render. I første Fald bestemmes dens nødvendige Vandindhold udelukkende af Støbelighedshensynet, i andet Fald udelukkende af Transporthensynet, da dette kræver mere Vand end nødvendigt for Udstøbningen. Rendebeton vil blive omtalt i § 746.

Den almindelige, plastiske Beton skal være grødagtig, ikke flydende. Hvis der under Støbningen samler sig Søer af Vand paa Overfladen, er Betonen for vaad. Vandet i slige Søer vil udvadske den Beton, der kastes deri, og bør derfor hurtigst muligt uskadeliggøres ved Tilførsel og forsigtig Udlægning af helt tør Beton. De Vanskeligheder, der er ved at faa en saadan Beton ud af Blandemaskinen, kan overvindes ved at banke paa Blandetromlen med en Trækølle.

3. Støbning med plastisk Beton.

740. Betonens Transport. Hyppigst udtømmes Blandemaskinen i en Elevatorsband, der fører Betonen tilvejs og afleverer den i en Betonsilo, fra hvilken den kan udbringes til Støbestedet ved Hjælp af (1) Trillebøre, (2) tohjulede Karrer, (3) Transportbaand.

(1) *Trillebøre* er mest brugt ved smaa Arbejder. Som Kørebane anvendes løse Træflager, der udlægges i hverandres Forlængelse, bedst med $1\frac{1}{2}$ % Fald i Udkørselsretningen, og helst maa være saa brede, at de fanger den Beton, der spildes under Kørslen. Kørebanelen ender i en med opstaaende Rande forsynet Støbebakke, paa hvilken Betonen væltes ud. Baade Støbebakken og Køreflaggerne skal være forsynede med saa høje Ben (helst af Jærn), at de kan hvile paa Formbunden uden at trykke de øvre Jærn i Plader og Bjælker, og de bør ikke være tungere end at to Mand med Lethed kan flytte dem. Da Betonen klæber ved Børene, lattes Tømningen, saafremt Børene beklædes med Sækkelærred, der kun er fastsømmet langs Kanterne og derfor krænger sig, naar Børen tømmes. Undertiden kan man med Fordel lade en Del af den vandrette Transport foregaa paa Jorden; Blandemaskinen udtømmes da i Trillebøre, der køres hen til Ophejningsstedet; her slaas der et Tov om dem, hvorefter de løftes af et Spil (Fig. 881).

(2) *Tohjulede Karrer* bruges ganske som Børene. De udbringer en given Betonmængde hurtigere og billigere, da de er større, og da Arbejderen ikke skal bære, kun skubbe. Deres Form er vist i *Byggematerialer* III, 1922, Fig. 312.

(3) *Transportbaand* bruges ved større Arbejder under forskellige Former. Er Bygværket langt og saa smalt og lavt, at det kan overspændes af en Portkran, der kører paa Jorden, kan Elevatoren indbygges i Kranens ene Ben, og Transportbaandet anbringes under Kranbjælken; ved Hjælp af en flyttelig Afstryger tømmes Baandet paa det ønskede Sted. Ved Bygværker af vilkaarlig Form kan man bruge let flyttelige Baandtransportører med Motor indbygget i den forreste Valse; de udlægges i en ringe Højde over Formen og bæres af denne; 1' Transportør fører da Betonen fra Siloen ud til 2' Transportør, denne fører den videre til 3' Transportør o. s. v. Efterhaanden som Forbrugsstedet flytter sig, flytter man rundt med Transportørerne.

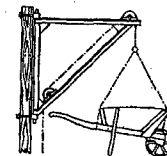


Fig. 881.

741. Betonens Stampning. Paa Støbebakken efterblandes Betonens om fornødent, hvorefter den fyldes i Formen med Skovl. Skønt man nødes til at

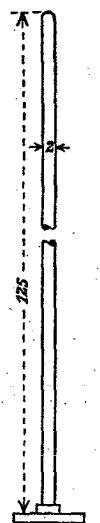


Fig. 884.

arbejde med en saa vaad Beton, at en stærk Komprimering ved Hjælp af Stampning, saaledes som den finder Sted ved jordfugtig Beton, er udelukket, bør man dog ikke forbigaa denne Proces; ved at stikke og stampe i Betonens befordrer man i høj Grad dens Indtrængen mellem Jærnene, og Indholdet af Luft og Vand faar bedre Lejlighed til at stige tilvejs, saa man undgaar Hulheder og faar en tættere Beton (§ 19). Af samme Grund er det godt at bevæge Jærnene lidt i Massen, efter at de er dækkede.

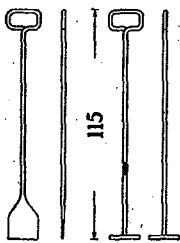


Fig. 882. Fig. 883.

Navnlig er det vigtigt at stampe grundigt langs Formens Sider, hvor Modstanden mod Betonens Nedsynkning er stor; her bruges en spadeformet Stamper (Fig. 882). Inde i Bjælkerne bruges den i Fig. 883 viste med kvadratisk Plade, saafremt der er Plads til at arbejde med den, ellers en med smal Plade (Fig. 884). Stamperne behøver ikke at være tunge, tværtimod vilde lette Træstampere være at foretrække for de tunge Jærnstampere, som Arbejderne kun bruger med Ulyst. Ved nogenlunde hurtig Betontilførsel er det en god Arbejdsregel, at der for hver Mand, der skovler Beton i Formen, er mindst een Mand, der stamper.

Rystelser forud for Størkningens Begyndelse vil fremme Betonens Tilbøjelighed til at lagdele sig efter Tyngdens Love med Stenene underst og Sand, Cement, Vand og Luft i Rækkefølge ovenpaa; at Vandet og Luften uddrives forøger Tætheden, mens de øvrige Stoffers Lagdeling forringer Homogeniteten. Hvorvidt en Tæthedsforøgelse uden Homogenitetsforringelse kan opnaas afhænger navnlig af Betonens Konsistens. Jordfugtig og plastisk Beton bliver ikke uhomogen ved Rystelser, men i flydende Beton sker der en Bundfældning af Stenene. En Bjælke af saadan Beton blev gennemrystet i 2 Timer regnet fra Støbningens Begyndelse og senere analyseret, hvorved det viste sig, at Cementmængden i Bjælkens Overside var 4 Gange saa stor som i dens Underside.

Ved Brug af jordfugtig eller plastisk Beton vilde man utvivlsomt opnaa gode Resultater ved at erstatte Stampningen med en Gennemrystning af Formen ved Hjælp af Lufttrykhammer.

Efter Udstøbningen skal Betonens have fuldkommen Ro til at størkne. Transport, der sætter Formen i Rystelser, maa ikke finde Sted; derfor skal Støbningen altid paabegyndes i det Punkt, der ligger længst borte fra Beton-elevatoren¹⁾. Ogsaa den nystørkede Beton maa behandles med Varsomhed. Efter de Hamburgske Normer maa Dækkene ikke betrædes, før de er tre Døgn gamle om Sommeren og 5 Døgn (ekskl. Frostdøgn) om Vinteren²⁾.

742. Søjlestøbning. Man begynder som Regel med at støbe Søjlefodderne, og efter nogle Døgn Hærdning opstilles Søjleformene paa dem og afstives

¹⁾ Man har dog Eksempler paa, at Jærnbeton er blevet udstøbt og er hærdnet under vedvarende Rystelser uden at lide derunder (B. u. E. 1913, S. 401). ²⁾ B. u. E. 1913, S. 268.

mod hinanden eller mod Jorden, hvis man ikke samtidig opstiller Formen til Dækket, hvilket dog er at anbefale. Derpaa armeres Søjlen som beskrevet i § 731, og naar Formen er skyllet ren, paasættes den nederste, 50 cm høje Flage, Betonens fyldes i med Spande under stadig Stampning, navnlig langs Formens Sider, og naar Flagens Overkant er naaet, gaas over til den næste Søjle, saa Betonens i den første faar nogen Tid til at sætte sig. Jo vaadere Betonens er, jo daarligere der stemples, og jo højere der støbes op, des større bliver denne Sætning, der kan medføre, at der bliver tomt under Søjlebaandene.

Armeringen forhindrer, at en almindelig Spand kan tømmes ud i Søjlen, og Spandene maa derfor enten have Tud, eller ogsaa maa de tømmes paa en lille Slidsk af Jærnblik, der ophænges som en Konsol paa Flageranden og flyttes op for hver Støbehøjde.

Baade Form- og Støbearbejdet bliver billigere, naar den fjerde Søjleflage opstilles som Helhed, og Støbningen foretages fra oven. Betonens maa da være vaadere, og under Ifyldningen pumpes der i den med en Lægte. Metoden rummer imidlertid Farer, thi for det første forskyder Søjlebaandene sig let under Betonens Nedstyrtning og under Pumpningen, og for det andet bliver Betonens svag paa Grund af den store Vandmængde, navnlig foroven, hvor det hydrostatiske Tryk er ringe; nedefter vokser Styrken. For det tredje sætter den vaade Beton sig stærkt, saa der bliver tomt under Søjlebaandene. Prøver man at raade Bod paa disse Mangler ved at gøre Betonens mindre vaad, kan det hændes, at den afformede Søjle fremtræder, som Fig. 885 viser.

Man kan gaa en Mellemlig vej mellem de to Metoder ved at tiltrille Betonens paa det øvre Formgulv, hvor der ingen Hindringer er, og fylde den i Søjleformen gennem et Blikrør, der hæves efterhaanden som Støbningen skrider frem, medens Stampningen foretages gennem Formens aabne Side.

743. Bjælkestøbning. Naar Søjlerne er støbt, og Bjælkerne armerede, maa det, navnlig ved udendørs Bygværker, anbefales at dække Bjælkekassens Bund med Mørtel af samme Kvalitet som den, der indgaar i Betonens; derved opnaar man at faa en uhullet Underside¹⁾ og at forøge Jærnets Glidespænding (§ 18). Derpaa støbes Bjælken op under stadig Stampning, navnlig langs Formens Sider. Betonens bør fordeles over hele Bjælken i et 15-20 cm tykt Lag, der gennemarbejdes, inden det næste Lag paaføres; at støbe op til fuld Højde ved Bjælkens ene Ende og derfra arbejde sig hen til den anden er ikke godt, da Betonens bliver daarligere gennemarbejdet og skrider ud og vælter Bøjlerne, ligesom den fremstampede Cementslam vil løbe ned ad Skraaning og samle sig i betydelige Mængder.

Støbningen afsluttes ved Pladens Underside, og umiddelbart derefter aftøres de opbøjede Jærn og Bøjlerne med en Sæk, inden den Mørtel, der er

¹⁾ Selv om denne Mørteludlægning er noget besværlig, er den utvivlsomt den sikreste Forholdsregel mod Rustdannelse. Store Reparationsudgifter havde kunnet spares, om denne Regel altid var bleven fulgt. Naar der ikke bruges Mørtel, maa Tykkelsen af det dækkende Betonlag øges, og eventuelt maa Jærnet beskyttes paa anden Maade. De schweiziske Statsbaner er nu begyndt at indslæmme Jærnene før Indstøbningen med Cementvælling ($R_c : R_b = 1 : 1$), hvis Vand indeholder 3 til 5 % Kaliumbikromat ($K_2Cr_2O_7$), der virker rusthæmmende (§ 32).

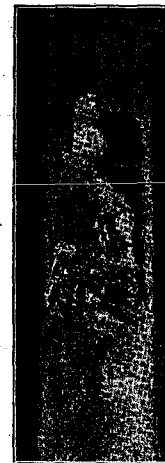


Fig. 885.

spildt paa dem, er tørret ind; lader man nogle Timer gaa, er Bjælkebetonen muligvis begyndt at størkne og taaler da ikke, at Jærnene bevæges ved Aftørringen, idet den ikke flyder efter; og lader man nogle Dage gaa, er Arbejdet langt besværligere. Efter Aftørringen jævnes og glattes Betonens Overflade omhyggeligt.

Ved Støbning af rektangulære Bjælker kan man overfylde Formen nogle Centimeter og rette af, naar Betonens har sat sig.

744. Pladestøbning. Efter Bjælkernes Støbning armeres Pladerne. Bedst er det, om dette kan udskydes nogle Dage, saa Betonen er bleven haard omkring Bøjler og Skraajærn; kan man ikke vente saa længe, maa man passe paa ikke at støde til disse opragende Dele. Naar Armeringen er færdig, overkastes Bjælken med Cementmælk, Formbunden dækkes med Mørtel, og Støbningen fortsættes med almindelig Beton til Betonklodsernes Overside. Ved Støbning af Plader med opbøjede Jærn kan man bruge Plankeskamler med Jærnen som Støtte for Arbejderne, der ellers let træder de opbøjede Jærn ned.

Baade Mørtel og Beton udlægges bedst i regelmæssige Bælter af $\frac{1}{2}$ -1 m Bredde, og Mørtelen bør højst ligge 1 Time, inden den dækkes med Beton.

Pladebetonen kan godt være noget tørrere ved Bjælkebetonen, og til Komprimeringen kan man bruge et Slagbrædt (Fig. 886), der bestaar af et buet Træstykke, 40×40 cm, med et langt, bøjet Skaft. Arbejderne foretrækker dog en almindelig Stamper, der er mindre anstrengende at arbejde med. Allerhelst vil de nøjes med at bruge deres Skovl, men den er der for lidt Slag i. Saafremt der ikke lægges Fliser under Jærnnettet, maa dette løftes lidt, medens Mørtelaget udlægges, Løftningen sker med en Jærnkrog.

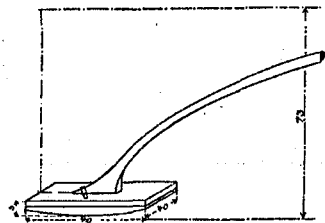


Fig. 886. Slagbrædt.

En særlig Afretning af Overfladen er ikke nødvendig, naar det fornødne Antal Højdeklodser forefindes (Fig. 875); Afretningen mellem disse kan da ske med Skovlen paa Øjemaal.

Hvis Pladen begrænses af Mure, der er kraget ud over Pladerillen inden Pladens Støbning, som vist paa Fig. 361 tilvenstre, maa man efter Pladens Hærdning stampe jordfugtig Mørtel ind i den øvre, tomme Del af Rillen til Understøtning af Muren.

745. Bjælke- og Pladestøbning under eet giver hurtigere Arbejde end den ovenfor beskrevne Fremgangsmaade, fordi hele Jærnarbejdet kan udføres i eet Træk, og Støbearbejdet ligesaa, men Manglerne ved denne Fremgangsmaade er som Regel større end Fordelene. Bjælkekassernes Rensning og Bjælkernes Støbning vanskeliggøres i høj Grad af Pladens Armering, og denne lider under Arbejdet; Betonen i Bjælkerne faar heller ikke Tid til at sætte sig, inden Pladen støbes.

4. Støbning med Rendebeton.

746. Ved det saakaldte Gravitationssystem, der fra Amerika har bredt sig til Evropa, lader man Tyngden besørge Betonens Transport for Blandemaski-

nen eller en Betonsilo til Støbeformen, idet Betonen flyder i aabne Render, der flyttes efterhaanden som Forbrugsstedet skifter. Derved undgaar man at bygge Kørebøer i hver enkelt Etage, og man sparer det Mandskab, der ellers triller og skovler i Formen, og Stampningen reduceres ofte til en »Pumpning« i Betonen med en Lægte; desuden kan Arbejdshastigheden blive stor, indtil 30 m^3 i Timen, idet den alene bestemmes af den Mand, der føder Renden. Til Gengæld maa der bruges en vandrige Beton, og derfor — hvis en bestemt Styrke skal overholdes — mere Cement; den økonomiske Fordel er derfor i nogen Grad afhængig af Forholdet mellem Cementpris og Arbejds løn.

Fremgangsmaaden er navnlig fordelagtig ved Støbning i dybe Udgravninger, idet Blandemaskinen da kan udtømmes direkte i Renderne, medens Støbning af høje Bygværker kræver Opstilling af en Betonelevator (Støbemast), der løfter Betonen op i den fornødne Højde¹⁾.

747. Støbemasten (Fig. 887) er et af Barduner afstivet Gitterværk af Staal eller

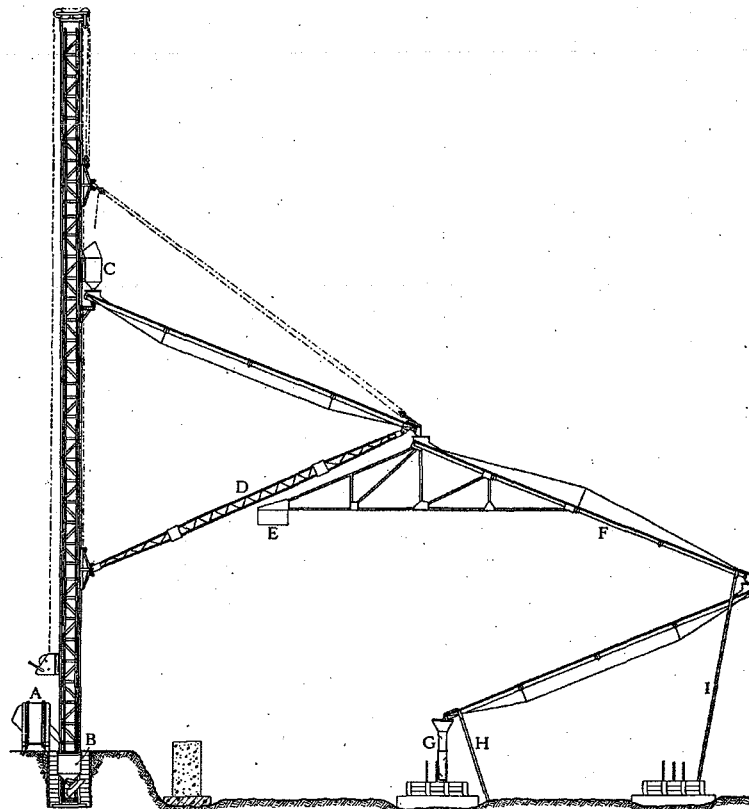


Fig. 887. Støbemast med Render.

¹⁾ Gaye: Der Gussbeton, Berlin 1926; Stadelmann: Gussbeton, Zürich 1926; Ing. 1929, S. 13 (Manniche); Finnern: Die Wirtschaftlichkeit des Gussbeton-Förderturmes, Stuttgart 1930; David: Praktischer Eisenbetonbau, Berlin 1929; B. u. E. 1925, S. 43 (Randzio); T. F. T. 1928, Hefte 2 (Kaat-Jensen).

Træ og med $\frac{1}{2}$ -2 m Sidelinie, sjældnere et Staalrør. Ved Mastens Fod staar Blandemaskinen A, som tømmes i en Elevator-spand B, der gaar tilvejs og automatisk afleverer sit Indhold i en Betonsilo C, der kan flyttes op og ned langs Masten og fastgøres i den ønskede Højde. I Fig. 888 ser man Spanden tømme sig i Siloen. Fra dennes Bundudløb, der er forsynet med et Reguleringsspjæld, flyder Betonen ud i Renderne. Man skelner ofte mellem Støbemaster og Støbetaarne, eftersom Elevatorspanden løber ud- eller indvendig, men da ogsaa Taarnene kræver Barduner, strider Betegnelsen mod Sprogbrugen paa andre Omraader.

Masten, der kan være indtil 100 m høj, maa være saa meget højere end Bygværket, at dettes Top kan støbes, uden at Rendeældningen bliver for ringe, hvis man da ikke for Toppens Vedkommende vil gaa over til at køre Betonen ud i Børe¹⁾.

Støbemasten staar sædvanligvis paa et Betonfundament. Ved Støbning af lange, lave Bygværker som Kajmure har man anbragt den og Blandemaskinen paa en bred Vogn, der kører paa Skinner langs Bygværket, eller paa en Pram.

Skønt Prisen for en Støbemast med Tilbehør ikke er overvældende²⁾, skal den aarligt udstøbt Betonmængde dog have en vis Størrelse for at Købet kan betale sig; har man kun Brug for Materiellet ved enkelte Lejligheder, vil det være billigere at leje det. Da ogsaa Opstillingen koster en Del, er den ikke fordelagtig ved meget smaa Arbejder. Med en rimelig Udnyttelse af Materiellet skal man kunne regne med, at Prisen for Fremstilling og Udstøbning af 1 m³ Beton bliver $2\frac{1}{2}$ -3 Kr. indbefattet Arbejds løn.

748. Renderne er dyppigt fremstillede af Staalblik. Tværsnittet er enten en Halvcirkel med 35 cm Diameter eller en staaende Halvellipse, fordi en saadan giver mindre Friktion. Undtagelsesvis bruges trekantede Trærender. Af Hensyn til Sliddet bør Staalrendernes Bund være foret med Slidblik, der let kan fornyes.

Staalrenderne er 10-15 m lange og saa stive, at de kan bære frit paa denne Længde. Den nedre Ende kan da hvile paa Støbeformen, og ved at flytte rundt med den kan man støbe i en Halvcirkel omkring Masten. Skal der ogsaa støbes bag ved Masten, eller er Transportlængden større end en Rendlængde, kædes flere Render sammen, og Koblingspunkterne maa da understøttes; det

¹⁾ Denne Overhøjde er tilnærmelsesvis 0,5*l*, hvor *l* er det yderste Støbesteds vandrette Afstand fra Masten.

²⁾ Danske Anlæg fremstilles af *Pedershaab Cementindustri*, tyske af *A. Gross m. fl.*, amerikanske af *Insley m. fl.* Sidstnævnte Firma leverer 18 m høje Master med alt Tilbehør til 5000 Kr. (let Type med 2 Stkr. 9 m lange Render, ingen Svingrende) og 9000 Kr. (svær Type med 2 Stkr. 12 m lange Render, af hvilke den ene er en Svingrende); skal Masterne være højere, stiger Prisen med henholdsvis 500 og 700 Kr. for hver 6 m Forhøjelse.

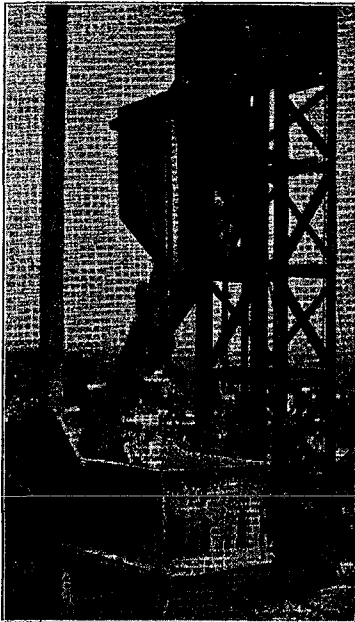


Fig. 888. Elevatorspanden tømmer sig i Betonsiloen.

første Koblingspunkt kan bæres af en Bardun fra Masten, under de øvrige maa der stilles Bukke (H og I).

I Rendernes Koblingspunkter maa der være fornøden Bevægelighed. Koblingerne kan f. Eks. have den i Fig. 889 viste Form; midt i den nedre Rendes Hoved findes en Tværhank, i hvilken en lodret Bolt i den øvre Rendes Tud har fat. Naar Tudene er formet som i Figuren, tvinges Betonen til at gennemløbe en Z-formet Bane, hvorved Stenene bremser mere end Mørtelen, saaledes at Stenenes Tilbøjelighed til at løbe fra Mørtelen hæmmes.

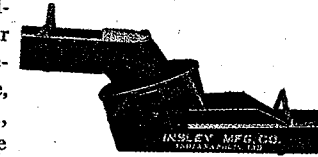


Fig. 889. Rende kobling.

Man kan til en vis Grad undgaa Bukkene og den besværlige Flytning af dem og Renderne ved at arbejde med Svingrende, men Masten maa da være stiv nok til at bære en Udlæggerbom (D i Fig. 887), i hvis Ende er ophængt en Gitterbjælke, der dels bærer Svingrenden F, dels en Kontravægt E; Gitterbjælken kan svinges rundt om sit Ophængningspunkt, saaledes at man hurtigt og let kan skifte Støbested. Ved Støbning af Huse maa Udlæggerbom og Betonsilo flyttes tilvejs for hver Etagehøjde, og det er da bekvemt at have disse Dele fastgjort paa en lodret Slæde, saa de under eet kan skydes op og ned langs Masten.

Har Bygværket stor Udstrækning i en enkelt Retning, kan man udspænde et Bærekabel over det mellem to Master; dette Kabel bærer da Hovedrenden, fra hvilken der kan føres Siderender ud til Støbestederne.

Transportlængden (Rendlængden) har været indtil 150 m, men for en normal Beton med et rimeligt Vandindhold er 100 m allerede meget. Er Transportlængden større, kræves flere Støbemaster.

Om Rendernes Hældning er det svært at opnaa Enighed, da modstridende Interesser gør sig gældende. Med en given Mastehøjde kan man betjene et desto større Areal, jo ringere Hældning man giver Renderne, og man er gaaet helt ned til 1 : 5, men dette betinger en altfor vandrig Beton; under 1 : 3 bør man ikke gaa. Jo stejlere Renderne stilles, des mindre Vand kræver Betonen, og des stærkere bliver den, man maa blot ikke gaa saa vidt med Stejlheden, at Stenene løber forud for Mørtelen; ved hvilken Hældning dette indtræder afhænger af Betovens Sammensætning; er denne gunstig, kan man godt naa op over 1 : $1\frac{1}{2}$.

749. Betovens Sammensætning maa vælges med Henblik paa at faa Flydeevne og Styrke forenede saavidt gør ligt, altsaa at faa stor Flydeevne uden at Vand-Cement-Forholdet bliver stort, og man maa som Regel prøve sig frem. Baade Flydeevne og Styrke aftager med Cementprocenten, og mager Beton egner sig derfor ikke til Rendebeton; Grænsen kan formentlig trækkes ved $P_c : R_b = 200 \text{ kg/m}^3$. Meget grov Beton er ogsaa uegnet, selv om man i enkelte Tilfælde er gaaet op til en Stenstørrelse af 10 cm. Runde Sten er bedre end Skærver, da de har mindre Vandbehov og slider mindre paa Renderne.

Mørtelmængden skal være saa rigelig, at den omslutter Stenene, ellers løber disse forud for Mørtelen. Forholdet $R_m : (R_c + R_s)$ kan dog godt holdes paa samme Højde som ved plastisk Beton (§ 121), men det er vigtigt, at baade Sten og Sand har jævnt forløbende Kornkurver uden vandrette eller lodrette Strækninger (§ 89 og 109). Ved Fremstilling af mager Rendebeton er det i højere Grad end ved mager plastisk Beton nødvendigt, at Sandet indeholder

en vis Mængde fine Korn ($< 0,5 \text{ mm}$). Det er ogsaa af Betydning, at Cementen er meget findelt; Velocementens Egenskaber (§ 66) synes at maatte gøre den særlig egnet til Rendebeton.

750. Den nødvendige Støbevandsmængde vil, naar Tørstoffernes Art og Blandingsforhold er givet, vokse med den samlede Rendlængde og med aftagende Rendeældning. Som Regel udgør Vandmængden mellem 7 og 14 % af $P_c + P_s + P_{st}$, og Synkningen 8-15 cm; til 10 % Vand og $P_c : P_s : P_{st} = 1 : 2 : 3$ svarer $P_v : P_c = 0,6$. For en mager Beton med $P_c : R_b = 225 \text{ kg/m}^3$ skal man ved rigtigt Valg af Kornstørrelserne og med Rendeældning 1 : 2,5 kunne faa jævn Flydning ved $P_v : P_c = 0,85$.

Selv om man arbejder med egnede Materialer, kræver Rendebetonen mere Vand pr. m^3 end plastisk Beton og tilsvarende mere Cement, hvis Vand-Cement-Forholdet og dermed Styrken skal være ens.

At Flydeevnen stiger, naar en Del af Vandet erstattes med Kalkhydrat, blev nævnt i § 119¹⁾.

Rendebetonen er mindre frostfast end plastisk Beton, navnlig mens den er ung.

751. Formene maa være stærkere end normalt, og er Betonen meget flydende, kan det blive nødvendigt at bruge pløjede Brædder. Man støber sjældent højere end 1,5-2 m ad Gangen, da Formene ellers bliver for dyre.

752. Støbningen. For at faa den mindst mulige Friktion maa Renderne hver Aften skylles omhyggeligt og umiddelbart før Arbejdets Genoptagelse smøres med en Vandstrøm. Den første Beton, der flyder gennem Renden, afgøres paa Vejen, da den afsætter Cement paa Væggene; derfor begyndes med en cementrig Beton som Forløber for den almindelige. Disse Processer maa gentages efter en Arbejdspause, hvis Renderne har staaet tomme mere end nogle faa Minutter. Betonstrømmens Hastighed er ofte omkring 0,8 m/sek , men er undertiden forøget til 4 m/sek . Strømmen skal være kontinuerlig, ellers adskilles Stofferne.

Naar Betonen fra den sidste Rende strømmer ud i Formen, maa dens frie Fald allerhøjest være 2 m. Selv om Faldet er mindre, maa der helst under Rendeenden ophænges en Tragt endende i et Faldrør (G paa Fig. 887), der indvendig har hældende Hylder, som paatvinger Betonen en Zig-zag-Bevægelse.

5. Støbning med Pumpebeton.

753. Betonens Fordeling kan ogsaa ske ved at pumpe den ud gennem Jærnrør med 12 cm Diameter eller mere. Betonpumperne, af hvilke der er 2, staar paa en Vogn (Fig. 889a) og fødes fra Blandemaskinen gennem en Indfyldningstragt. Betonen glider først ind i en Centrifugalpumpe, der bringer den videre til en Stempelpumpe, som gennem en Vindkedel

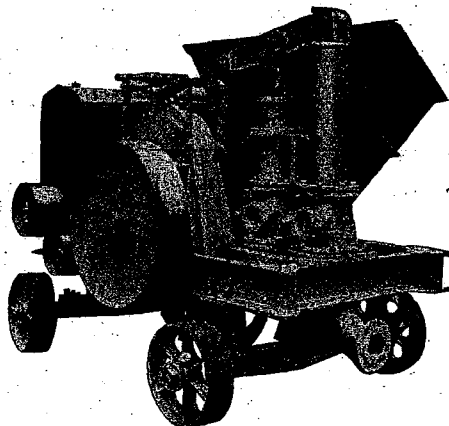


Fig. 889a. Betonpumpe,

¹⁾ Se ogsaa *Journal of the American Concrete Institute*, Jan. 1931.

presser den gennem Rørledningen til Støbestedet (Fig. 889b). Rørledningen kan være indtil 200 m lang og føres indtil 45 m tilvejs. Der kan udpumpes

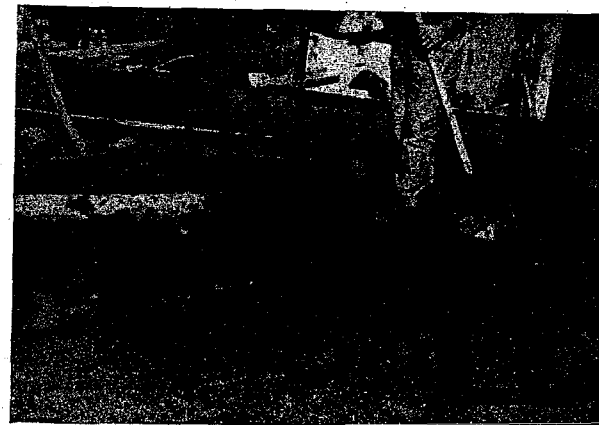


Fig. 889b. Udstøbning af Pumpebeton.

mere end 10 m^3 Beton i Timen, og Stenstørrelsen kan være indtil 40 mm. For Grus med denne Maksimumsstørrelse anbefales hosstaaende Sæmmensætning.

55 % af Gruset skal altsaa være Sand, men trods denne Finkornethed siges Pumpebetonen at kræ-

Sigtehulsdiameter i mm.....	0,2	1	5	25	40
Gennemfaldende Vægtmængde i %	8	25	55	85	100

ve mindre Vand ($P_v : P_c = 0,6$ à 0,8) end Rendebeton, og den skiller sig ikke¹⁾. Krafforbruget er ikke væsentlig større end ved Rendebeton. Betonpumper kan opstilles billigere end Støbemaster, og egner sig derfor bedre end disse til smaa Arbejder, men Renholdelsen maa antages at være besværligere. Pumpen kan ogsaa bruges i Forbindelse med Støbemast som Erstatning for Betonelevatoren²⁾. En anden Form for Betontransport gennem Rørledninger omtales i § 769.

6. Vanding.

754. Saasart Betonen er størknet, dækkes den med Sand eller Cement-sække, der holdes vaade i mindst 14 Døgn. Jo længere Betonen holdes vaad, des sikrere er man mod Svindrevner, thi Svindet udskydes da til et Tidspunkt, paa hvilket Betonens Trækstyrke er blevet større. Overhovedet bliver Betonen i alle Henseender bedre, jo længere den holdes vaad, forsaavidt man holder sig til dens endelige Egenskaber.

Derimod kunde det tænkes, at man ved at afbryde Vandingen paa et mer eller mindre tidligt Tidspunkt kunde forcere Hærdningen saaledes, at f. Eks. 28 Døgn's Styrken blev større end ved vaad Hærdning. Dette Spørgsmaal er af Betydning for Opbevarelsen af Prøvelegemer samt ved Prøvebelastninger. Bach har for 45 Døgn gammel Beton, der blev holdt vaad i henholdsvis 125 kg og 7 Døgn og derpaa (altsaa i henholdsvis 0, 7 og 38 Døgn) hærkede i Luften, fundet,

¹⁾ Styrken angives at ligge 20 % højere end tilsvarende Rendebetons. De absolute Styrketal er dog ikke store, nemlig $S_{28}^c = 203$ at for en Beton med $P_c : R_b = 300 \text{ kg/m}^3$ og indeholdende 125 kg Trass pr. m^3 ; Cementens Styrke kendes ikke.

²⁾ B. u. E. 1930, Heft 18.

at dette ingen Indflydelse havde paa Glidemodstanden¹⁾. Derimod varierede Tryk- og Trækstyrken som angivet i hosstaaende Tabel. Tærningerne var 30 cm i Sidelinie og Trækprøvelegemerne 20 × 20 cm i Tvær-snit, saa Udtørringen har ikke kunnet naa langt ind. Trækstyrkens Aftagen skyldes, at Overfladen svinder i Forhold til Kærnen, saa der opstaar Trækspændinger i Overfladen (§ 225). Ved fuldstændig Udtørring vilde man have fundet en langt stærkere Stigning for S^c (§ 135) og rimeligvis ogsaa en Stigning for S^f .

7. Støbeskel.

755. Brobuer støbes undertiden i eet Træk, Dag og Nat, men ved de fleste Bygværker undgaar man helst Nattearbejde, og Støbeskellene maa da lægges med fornøden Hensyntagen til alle Forhold og helst saaledes, at de staar vinkelret paa de virkende Trykkræfter og ligger parallelt med de virkende Trækkræfter²⁾.

Er Støbeskellet ikke vandret, maa der opstilles en midlertidig Begrænsning, for at Betonen kan stemples uden at flyde ud. Sparaes Begrænsningen, kan Betonen ikke stemples, men maa udlægges mer eller mindre løst langs Skellet. Denne Fremgangsmaade motiveres undertiden ved, at man opnaar en bedre Forbindelse med den Beton, som senere skal tilstøbes, men dette er urigtigt. Undersøger man en saadan Flade, minder den mere om en Stenbunke end om Beton; Stenene er sammenkittede i Berøringspunkterne, men kan med Letthed pilles ud, og mellem dem og under dem er der store Hulrum, som ikke bliver og ikke kan blive udfyldt af den friske Beton, som senere paaføres. I et saadant Støbeskel er baade Træk-, Tryk- og Forskydningsstyrken ringe. Det bør være en fast Regel ved Betonarbejder, i hvilke der forekommer Standsninger af saa lang Varighed, at Betonen imens begynder at størkne, altid at afslutte med en Flade, der ved Stampning og tilsidst lette Klap er gjort fuldkommen tæt og jævn. Heraf følger, at man, overalt hvor Støbeskellet ikke er vandret, maa opstille et midlertidigt Skelbrædt til at støbe imod.

756. Støbning mod hærdnet Beton. Naar der støbes videre ovenpaa en hærdnet Betonflade, maa der tages Hensyn til, at Stenene ikke kan stemples ned i den, og de Sten fra den gamle Beton, der normalt skulde gaa op i Mellemrummene mellem Stenene i den friske Beton, savnes derfor og maa erstattes med Mørtel. Denne Mørtel kan som Regel ikke fremskaffes alene ved Stampning af den friske Beton, selv om denne er mørtelig, thi de Sten, der har lejet sig paa den gamle Flade, og mellem hvilke Hullerne findes, ligger fast og kommer ikke i Bevægelse ved Stampningen. Vil man have en tæt Beton i Skellet, bør man først udlægge et 2 mm tykt Lag Cementmælk, hvori Sandskornene kan nedstemples, og derover et 2 cm tykt Lag Mørtel, hvori Stenene kan nedstemples, og saa først begynde med den normale Beton; i lodrette Støbeskel nøjes man dog ofte med Cementmælken, i vandrette med Mørtelen. Hvis man gaar frem paa denne Maade, og hvis Støbningen kun afbrydes for en Nat, kan Tilstøbningen udføres saaledes, at Skellet næsten

¹⁾ Naar Betonen udtørredes stærkere end ovenfor nævnt, fandtes en Forringelse af S_{b_1} . For 6 Maaneder gamle Bjælker, der kun holdtes vaade i 7 Døgn, var den 10-20% mindre end for Bjælker, der holdtes vaade i alle 6 Maaneder (*M. u. F.*, Heft 72-74).

²⁾ I et enkelt Tilfælde har man, for baade at undgaa Nattearbejde og Støbeskel, lagt Isposer paa Skillefladen om Aftenen for at hindre Stærkning (*B. u. E.* 1911, S. 398).

ikke bliver synligt, men hengaar der lang Tid, vil Formen ofte have kastet sig som Følge af Svind eller Udbulning, saaledes at der er blevet nogle Millimeters Mellemrum mellem den og Betonen, og naar Tilstøbningen udføres, vil Mørtelen løbe ind i dette Mellemrum.

Ved Støbning af lange og tykke Vægge med mange vandrette Støbeskel kan man paa Flagerne fastsømme 3-kantede Lister (Fig. 890) udfør Støbeskellene. De kraftige Linier, der dermed fremkommer, vil gøre Uregelmæssighederne mindre iøjnefaldende. Man kan ogsaa udelade Listerne og høvle Flagekanterne skraa; i Stedet for en trekantet Rille faas da en trekantet Vulst.

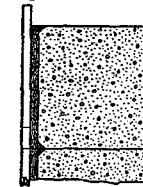


Fig. 890.

757. I en cirkulær Vandbeholder er Væggene hovedsagelig paavirket af vandrette Trækkræfter, og lodrette Støbeskel bør derfor undgaaes. Man støber den op i Ringe af en saadan Højde, at Støbningen kan udføres paa en Dag, og man arbejder sig fra et givet Punkt ud til bægge Sider, eventuelt med to Støbehold, saa at det er to friske Betonflader, der møder hinanden i det diametralt modsatte Punkt.

I en Søjle lægges Støbeskellene naturligvis ogsaa vandret og gør snarere Gavn end Skade (§ 722). Ved Undersiden af Drageren eller den eventuelle Skraaning bør der altid være et Støbeskel, thi hvis Søjlebetonen sætter sig, kan Bjælkebetonen vanskeligt følge efter, idet de mange Jærn i Drageren standser den. Om Paddehat søjler se § 690.

I en Drager eller Bjælke lægges Støbeskellet hyppigst enten vandret eller lodret. Et lodret Støbeskel tilvejebringes ved at opstille en lodret Flage i Bjælkekassen med saadanne Udkæringer forneden, at den kan skydes ned over Jærnene (Fig. 891). Betonen kan da stemples helt ud til Flagen og blive

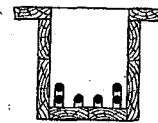


Fig. 891.

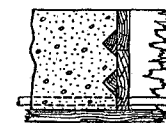


Fig. 892.

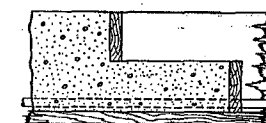


Fig. 893.

af normal Kvalitet, hvilket ikke er muligt, naar man afslutter med en naturlig Skraaning, idet Betonen da vil skride ud, naar der stemples. Et lodret Skel bør lægges, hvor Tværkraften er mindst, altsaa hyppigst i Bjælkens Midte (jvnf. § 521). Ved at sømme trekantede Lister paa Flagen (Fig. 892) kan man forøge Forskydningsstyrken i Skellet. Naar Betonen svinder, vil der let komme en Revne; denne kan man modarbejde ved at forme Skellet som Fig. 893 viser, idet Fugerne da ikke kan aabne sig, uden at Forskydningsstyrken paa det vandrette Stykke overvindes. Dette bør vælges paa et Sted, hvor der er rigeligt med Bøjler, eller ogsaa bør der lægges ekstra Bøjler ind. Endvidere bør det lægges saaledes, at Normalspændingen i den vandrette Flade er Tryk ikke Træk, altsaa til venstre for Maksimalmomentpunktet, naar Forholdene er som i Figuren.

Hvis man har Valget mellem at lægge et lodret Støbeskel i en Drager eller i de af denne baarne Bjælker, kan det være rigtigt at lægge det i Drageren,

saaledes at Pladens Bærejærn løber vinkelret paa det og modarbejder en Svindrevne.

Støbeskel i Plader kan udføres som Fig. 894 viser, og lægges oftest i Pladens Midte, hvor Skelbræddet let anbringes, da der ikke er øvre Jærn, og hvor Tværkraften er mindst. Det bør ikke falde sammen med et eventuelt Skel i Bjælken; ved at fortsætte det (Fig. 895),



Fig. 894.



Fig. 895.

opnaar man lignende gode Forhold som i Fig. 893. Se dog ogsaa § 760.

Fig. 896 viser Armeringen i flade Hvælvinger færdig til Indstøbning. Støbeskellene ligger i Hvælvingsstoppene, hvor de begrænsende Brædder ses opstillede.

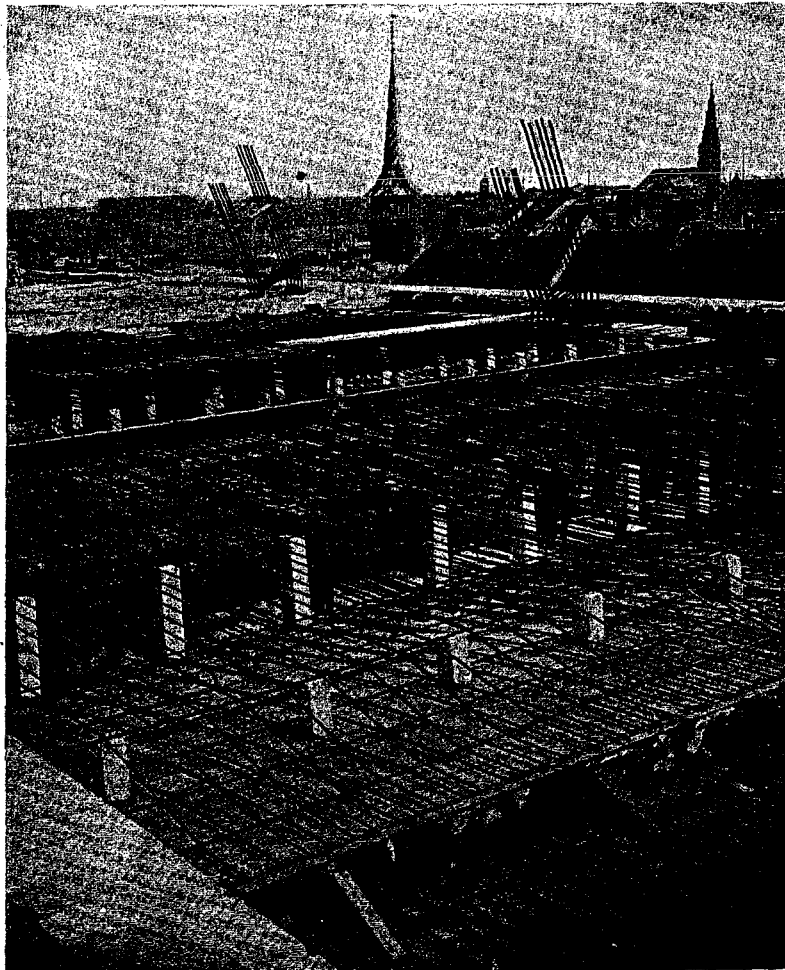


Fig. 896.

Strækningen mellem de to Toppe udstøbes paa een Dag. Skel-Brædderne her mangler den trekantede Liste, men denne ses paa Fig. 897, der viser et tilsvarende

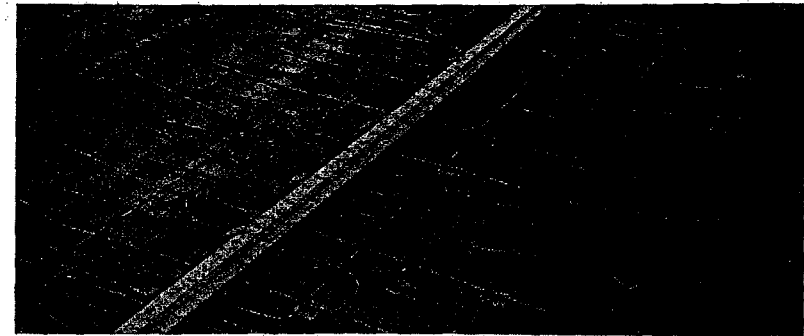


Fig. 897.

Støbeskel, i hvilket der yderligere er indlagt et bølgebøjet Knudejærn, som skal forhindre, at Fugen aabner sig, naar Betonen svinder; et sammenhængende Jærn, som det viste, er at foretrække for mange Smaastykker, der ikke er til at holde Styr paa.

Man kan ogsaa hindre Fugen i at aabne sig ved at lægge den midt over en Bjælke, men de opbøjede Jærn vanskeliggør Skelbrædtets Anbringelse og Fjernelse. Den tilstøbte Pladedels Medvirken som Hoved i Bjælken kan eventuelt sikres ved at gøre Støbeskellet tandformet.

I høje Hvælvinger bør Støbeskellene lægges i radiære Planer, og man maa undgaa eensidige Belastninger af Formen, der kan trykke denne skæv. Man kan f. Eks. begynde ved venstre og højre Vederlag samtidig og standse i en passende Højde; da Formens Top derved har hævet sig, trykker man den ned ved at støbe Hvælvingsstoppen, og sluttelig støbes de mellemliggende Partier.

Ved Vandbygningsarbejder bør Støbeskel i Vandlinien undgaaes eller udføres med stor Omhu (§ 36).

8. Svindfuger.

758. I udstrakte Jærnbetonbygværker indlægges undertiden Fuger, i hvilke Betonens Rumfangsændringer ved Udtørring (§ 223) og Temperaturvariationer (§ 708) kan skaffe sig Luft. Fugeafstanden vælges gerne mellem 20 og 40 m; de Beregninger, der kan opstilles desangaaende (§ 227), er som Regel baserede paa alt for usikre Forudsætninger til at have væsentlig Værdi¹⁾. Ved en saadan Deling af Bygværket bliver dettes Egenspændinger mindre, men til Gengæld faar man Bevægelser i Fugen, hvilket ofte kan berede Vanskeligheder.

Fugen lægges bedst midt gennem en Søjle (Fig. 898); undertiden har man

¹⁾ I aabne Cykelbaner har man lagt Fugerne med 25-35 m Afstand maalt langs Inderkredsen (B. u. E. 1913, S. 4). Om Fuger i Svømmebassiner, se B. u. E. 1908, S. 410. Se lævrigt Kleinlogel: Bewegungsfugen, Berlin 1927.

undladt at dele Søjlen (Fig. 899), men der maa da drages Omsorg for, at den løse Bjælke virkelig kan glide paa Søjlen, ellers risikerer man, at Søjlen flækker, naar de to Bjælker svinder, og hver trækker til sin Side.

Svindfuger maa føres gennem hele Bygværket med alt fast Tilbehør, thi lader man noget være gennemgaaende, vil det revne som Følge af Bevægelsen. I en muret Bygning med Jærnbetondæk skal Fugen føres gennem Tag, Mure og Slidlag; i en Væg eller Tunnel med Flisebeklædning skal den føres gennem Fliserne o. s. v. Dette volder saa meget Besvær, at man helst ikke indlægger Svindfuger under slige Forhold.

Faren for lodrette Revner i de bærende Mure er iøvrigt ikke blot tilstede ud for Svindfuger, men overalt hvor et Betondæk afbrydes helt eller delvis, navnlig hvis Afbrydelsen sker udfor et af Vindues- eller Døraabninger svækket Sted i Muren. Hvis man i en lang Bygning afbryder alle Dækkene midtvejs (Fig. 900), kan man være ret sikker paa, at Murene revner udfor Skakten, thi dels vil de adskilte Betonmassers Svind fremkalde vandrette Kræfter i Murene, Tryk paa Strækningerne A, Træk paa Strækningen B, dels vil de to Endepartier forholde sig som et Par stive Taarne, der hindrer, at Muren ved B kan trække sig sammen, naar den udtørres eller afkøles. Er

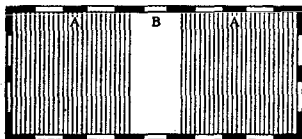


Fig. 900.

saadanne Afbrydelser nødvendige, bør man enten afbryde ogsaa Muren eller i denne indstøbe vandrette Trækstænger, hvis Armering er kraftig nok til at fordele Revnerne.

I buede Bygværker er der ringe Fare for Svindrevner, da Buen kan sænke sig, naar den svinder.

759. Varmeudvidelse. At give Fugerne en vis Vidde af Hensyn til Varmeudvidelse plejer ikke at være nødvendigt¹⁾. Man kan nemlig gaa ud fra, at Betonen i Udtøringsperioden vil svinde ca. 0,3^{mm} pr. m; den befinder sig da i samme Tilstand som om den var afkølet 30° under Støbetemperaturen, og Temperaturen skal altsaa stige 30°, førend der kommer Trykspændinger i den, og større Temperaturstigninger behøver man ikke at regne med her i Landet (§ 707).

I Danmark har Manglen af Udvidelsesfuger formentlig ikke forårsaget Varmesprængninger, men i sydligere Lande har man Eksempler paa, at Betonveje har hævet sig, og at lange kontinuerlige Bjælker uden Sidestivhed har højet sig ud, naar de straks efter Afformningen udsattes for stærk Solbestraaling.

Om Nyttens af Udvidelsesfuger i Ildebrandstilfælde kan der næppe siges noget almenlydigt. Oftest vil Fugerne forringe de vandrette Trykkrafter, hvilket forøger de bøje- og Momenter i Søjlerne og de vandrette Trækkrafter i de kolde Dele af Dækkene.

¹⁾ Ing. 1911, S. 447.

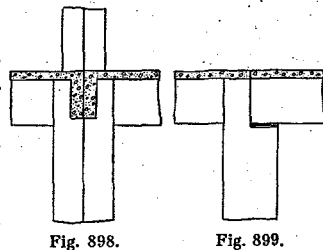


Fig. 898.

Fig. 899.

Bruges vide Fuger, maa Fugekanterne i Gulve og navnlig Kørebaner afrundes eller beskyttes ved Lister af Fladjærn eller Vinkeljærn, mod hvilke Slidlaget støbes, og med hvilke det forbindes.

Fig. 900a viser en simpel Udførelsesform for Gulve; naar den ene Betonside er støbt og afformet, belædes den med let sammentrykkelig Byggepap, mod hvilken den anden Betonside støbes; naar Slidlaget skal paaføres, udlægges to Vinkeljærn, til hvilke et passende Antal spinkle Rundjærn er svejste eller nittede, og hvis Mellemrum er udfyldt med en Gummistrimmel.

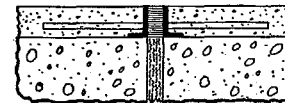


Fig. 900a. Svindfuge.

Naar vide Fuger forefindes i Kørebaner, bliver Kørslen blidere, naar de ligger skraat i Forhold til Kørselsretningen, saa kun eet Hjul kører over dem ad Gangen; ligger de paa tværs, kan man opnaa en lignende Virkning ved at gøre dem zig-zag-formede.

760. Fuger med gennemgaaende Jærn. Den væsentligste Grund til at indlægge Fuger er som nævnt Ønsket om at undgaa uregelmæssige Svindrevner, og disses Fremkomst kan ofte hindres blot ved en hensigtsmæssig og regelmæssig Anbringelse af Støbeskellene. I disse vil Svindrevnerne komme, da Betonen her er afbrudt, og samtidig har man den Fordel, at Jærnet er gennemgaaende og kun behøver at forlænge sig lidt for at optage Trækraften, saa at Revnen kun aabner sig i ringe Grad. Revnens Vidde kan yderligere begrænses ved Indlægning af Ekstrajærn (Fig. 897), f. Eks. saa meget, at den Kraft, der bringer Ekstrajærnet til at flyde, er noget mindre end den Kraft, der bringer Betonen til at revne.

Man kan forøge Sikkerheden mod Revner ved langs Støbeskellene at lade nogle 5-10^{cm} brede Bælter staa aabne (men uden at afbryde Jærnene), indtil Mellempartierne har trukket sig noget sammen, og saa først fylde dem med Beton, hvilket bør ske i koldt Vejr.

At udbedre uregelmæssige Svindrevner, saaledes at de ikke paany aabner sig, er vanskeligt. Man udhugger Revnen til en passende dyb og bred Rende med rektangulært eller svalehaleformet Tværnsnit og med jævne Flader og skarpe Kanter. Derefter vander man Renden og indstamper jordfugtig Beton, som vandes rigeligt og længe.

761. Vandtætte Svindfuger kan udføres paa mange Maader. I tykke Mure udsatte for Vandtryk har man ladet Fugen ende i en 0,7-1^m bred Udsparing i Vandsiden (Fig. 901), asfalteret Udsparingens Vægge og efterstøbt et armeret Betonlegeme, som af Vandtrykket presses ind mod Bagvæggen. I



Fig. 901.

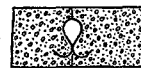


Fig. 902.



Fig. 903.

Gaardkælder-Vægge kan indlægges bøjet Kobberblik (Fig. 902). Naar Blik bruges paa denne eller lignende Maader, skal man tilstræbe en stor Krumningsradius paa de Steder, hvor Fjeringen foregaar, da Faren for Koldstrækning derved forringes. Fuger i Tage kan begrænses af lodrette Kamme (Fig. 903), der overdækkes med Metalblik M; Taget er vist dækket med Tagpap P og Grus, og Pappen er presset fast op i Rillen, saa den ikke kan rulle sig ud, men let fornyes, hvis det ad Aare bliver nødvendigt. Rillens Fremstilling omtales i § 725.

762. Betonveje støbes ofte med en Længdefuge i Midten for at undgaa uregelmæssige Længderevner, og Fremgangsmaaden er da enten den, at man støber Pladens ene Halvdel først imod en Formplanke og senere støber den anden Halvdel imod den gamle Beton, eller ogsaa støber man Pladen i fuld Breddede, men indlægger 1,25-1,50 mm tykt Staalblik med det i Fig. 904 a viste Tværnit. Det gennemgaaende 12-20 mm tykke Betonlag over Blikket revner af sig selv efter en uregelmæssig Linie, som skjules af den hvide eller sorte Stribe, som males langs Vejens Midtlinie. Fordelen ved at bruge en dykket Blikstrimmel er, at man kan rette begge Vejsider af under eet og undgaa en Højdeforskil. Blikket gøres fast i Jorden med korte Stykker lodrette Rundjern, drevne gennem Huller i det. Paa tværs af Blikket indlægges 1,2 m lange 12,5 mm Ribbejern med 1,5 m Akseafstand. De lægges midt i Vejen og skal forhindre dennes to Halvdele i at glide fra hinanden som Følge af Frost og Temperaturstigninger, naar Fugen er fyldt.

Revnen kan gøres lige ved at anbringe en Rytter ovenpaa Blikket (Fig. 904 b) og fjerne den, efter at Betonen er afrettet og halvstørket; samtidig rundes Fugekanterne med 3 mm Radius. En anden Maade er at fremstille Pladen uden Længdefuge og saa trykke et T-Jern, ca. 4-4 cm, ned i den (Fig. 904 c); derved frembringes en Kærv, langs hvilken Pladen senere hen revner af sig selv. Kanterne rundes med et T-formet Trækkejern. Ogsaa i dette Tilfælde bør der indlægges Tværjern.

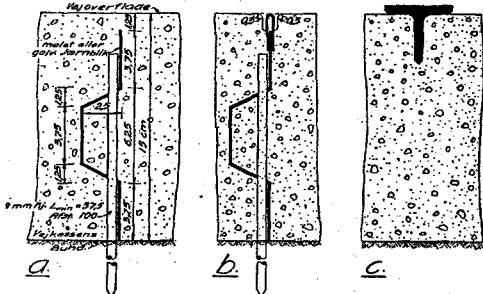


Fig. 904. Svindfuger i Betonveje.

9. Afformning.

763. Afformningstidspunktet. Jo længere Tid man opsætter Afformningen, desto stærkere bliver Betonen; om Overdrivelser i denne Retning kan der næppe blive Tale, thi Betonens Hærdning fortsætter sig i aarevis. Derimod har det ofte økonomisk Betydning at vide, hvor tidligt man uden Risiko tør afforme, navnlig ved Udførelse af store ensartede Arbejder, hvor de samme Forme kan bruges flere Gange.

Det tilladelige Afformningstidspunkt bestemmes i alle Tilfælde bedst paa Grundlag af Styrkeforsøg med Prøvelegemer, hvis Lagringsforhold nøje svarer til Bygværkets. Savner man en saadan Vejledning, vil man i Sommerhalvaaret som Regel kunne fjerne Sideflager, der intet har at bære, efter 3 Døgns Forløb, mens bærende Dele af Formen som Pladernes og Bjælkernes Bund først bør fjernes efter 4 + 3L Døgns Forløb, hvor L er Pladens eller Bjælkens Fritliggende i Meter; udover 28 Døgn behøver man dog aldrig at lade Formen blive siddende. For Søjleforme, der ikke benyttes som Understøtninger, kan regnes med det halve Antal Døgn af dem, der findes efter Formlen ovenfor, naar L er Søjlehøjden i Meter.

Disse Regler gælder for almindelig Portlandcement; ved Brug af hurtig hærdnende Cement¹⁾ kan Afformningen finde Sted tidligere.

Man skal dog ikke blindt stole paa disse Regler, men i hvert enkelt Tilfælde undersøge Betonens Haardhed og erindre, at Betonen hærder langt hurtigere om Sommeren end om Vinteren. Dersom der indtræder Frost, maa Afformningsfristen forlænges med Frostperioden, og Dage, paa hvilke Temperaturen i Skyggen ikke overstiger + 4°, bør kun delvis medregnes. Ved Vinterarbejder

¹⁾ Foruden den i § 67 omtalte Alcement forhandles nu ogsaa i Danmark den ungarske Citadurement, der har ganske tilsvarende Egenskaber, men er brun.

med hurtighærdnende Portlandcementer maa man være opmærksom paa, at disse undertiden mister deres Hurtighed i lave Temperaturer.

I en Bygning med flere Etager maa man naturligvis være meget varsom med at afforme de nedre Dæk, paa hvilke Stolperne for de øvre Dæk hviler. Overhovedet bør Afformningstidspunktet vælges under Hensyntagen til, om Bygværket straks belastes stærkt eller ej.

Det skal endnu en Gang betones, at Hærdningstiden kun bør indskrænkes til de ovenfor nævnte minimale Værdier, naar der derved opnaas væsentlige Besparelser, i modsat Fald skal man lade Formen blive staaende saa længe som muligt. Derved beskytter man mod Svindrevner (dette gælder navnlig tynde Plader) og forringer Faren for, at Bjælke- og Søjlehjørner rives af ved Afformningen, og desuden bliver Nedbøjningerne mindre (§ 786). Det bedste er at vente, til Formen er tørret saa stærkt ind, at den helt har løsnet sig fra Betonen.

764. Afformningsmaader. En simpel Støbeform som Fig. 820 fjernes ved, at først Klampen og derefter Ridebrættet brækkes løs fra Stolpen med et Kobben. Afformningen bør foretages forsigtigt, uden større Rystelser end nødvendigt. Ved Fjernelsen af Stolperne for lange Bjælker vil det være rigtigst at begynde med de midterste. Fjerner man den midterste sidst, kan der opstaa et negativt Moment over den, og hele Nedbøjningen sker med et Sæt. Ogsaa trehængslede Buer bør afformes paa denne Maade; i Flensborg styrtede i 1923 en 38 m. Brobue sammen, fordi man lod Tophængslets Støtter staa, mens man fjernede de øvrige, saaledes at det paaregnede Horizontaltryk ikke kom til at virke.

Formen til store Brobuer opstilles undertiden paa Skruedonkrafte, der muliggør en jævn Sænkning, men hvis Neddrejning kan volde Vanskelighed paa Grund af den store Friktion. Man bruger ogsaa Sandpotter af Støbejern forsynede med et Stempel, der hviler paa Sandet og bærer Formen; naar denne skal sænkes, aabner man et Udløb ved Pottens Bund og lader noget af Sandet løbe ud.

Skal Brædderne bruges paany, maa de renses for Søm og Mørtel, hvilket hyppigst sker for Haanden, sjældnere med Rensemaskiner forsynede med Børster og Valser, der trykker de eventuelt resterende Søm ind i Træet.

D. Overfladebehandling.

1. Almindelig Overfladebehandling.

765. Efter Afformningen bør alle Flader efterses; de bør være jævne, eventuelt plane, uden Huller eller blottet Jern, og Kanterne bør være skarpe; indstøbte Afstandsholdere af Træ stemmes ud. Forefindes Huller, fyldes de med Cementmørtel 1:2, der presses ind med en Fugeske og jævnes med en Klud eller et Filtbrædt. Denne Reparation foretages efter forudgaaende Vanding af Fladen og samtidig med den videre Behandling, som kan være Svumning eller Pudsning. Hvis Udseendet er af underordnet Betydning som i visse Fabriksbygninger, behøver man ikke at pudse. Heller ikke i Lokaler, hvor der er meget højt til Loftet; naar dette hvidtes, skæmmer Ujævnhederne ikke, tværtimod giver de Fladen et vist Liv, som den glatte Pudsflade savner (§ 711).

Da Puds paa Beton ofte er lidet holdbar overfor Stød og Vejrpaavirkning, bør Flader, der er udsat for Overlast eller Frost, helst ikke pudses. Hvis der ikke pudses, bør mulige Reparationer udføres under Hensyntagen til Fladens eventuelle Stribning, saa de ikke bliver iøjnefaldende; har et Formbrædt givet sig og medført en fremspringende Betonstrib, der krydsr et repareret Sted, bør man ogsaa paa dette Sted bevare Fremspringet.

766. Svumning er den simpleste Behandling; den bruges, naar Fladen ikke behøver at være jævn, eller naar den paa Forhaand er jævn, fordi den er støbt mod pløjede Brædder; i sidste Tilfælde kan mulige Grater fjernes ved Knusning med en Hammer og ved Afskuring med en Karborundumsten. Naar de eventuelle Reparationer er udførte, vandes Fladen og overkastes med en Mørtel af 1 C : 1 S eller 1 C : $\frac{1}{2}$ Kalk : 1 S og af Konsistens som stiv Oliefarve; Kalken siges at gøre Fladen mere ensartet. Ved Arbejdspauser bør standses ved en naturlig Skillelinie, saa Grænsen ikke bliver iøjnefaldende. Efter Mørtelens Størkning virker en Oversprøjtning med Vand gavnlig; man kan ogsaa hindre en for hurtig Udtørring ved i Mørtelvandet at opløse 10 % Kalciumklorid, der tiltrækker Luftens Fugtighed. Den svummede Flade ser kedelig ud, og Mørtellaget er undertiden tilbøjeligt til at smulre af. Ensformigheden kan brydes ved, at man varierer Kalkmængden og Sandets Farve paa hensigtsmæssig Maade.

767. Sækkeskuring giver en smukkere og mere holdbar Flade. Man svummer som ovenfor beskrevet og gnider umiddelbart efter Mørtelen af med en Sæk, saa kun Fladens Porer forbliver fyldte. Skurestriberne bør være parallelle med Brædestriberne.

Stenskuring udføres med en Karborundumsten i Stedet for Sækken, hvorved man i højere Grad opnaar at faa Fladen jævn.

Stenskuring uden forudgaaende Svumning virker smukkere, men Betonfladen maa da afformes paa et tidligt Tidspunkt, bedst et Døgn efter Støbningen. Skuringen foretages under rigelig Vandtilførsel. En Façade, hvis enkelte Dele er behandlet paa denne Maade, maa helst skures over paany, naar Bygningen er færdig; man begynder da foroven, og alt, hvad der løsner sig ved Skuringen, skylles bort med Vand. Efter denne Behandling er Fladen meget vejrfast, og dens Udseende minder om Kalksten.

768. Pudning bruges, naar Fladen skal være helt jævn. For at Pudsen ikke skal springe af, maa den støbte Flade helst være meget ujævn og i alt Fald nødig støbt i en høvlet Form (§ 711). Man renser Fladen med Kost, og gaar derefter frem paa een af følgende Maader.

(1) Som Regel bruges et ret tykt Pudslag, som i højere Grad end et tyndt muliggør at rette Skævheder i den støbte Flade, og da et tykt Pudslag lettere løsner sig end et tyndt, fordi der er større Kræfter i det¹⁾, maa man tilstræbe en stor Adhæsion. Først vandes Betonfladen, hvorved den udvider sig og senere bliver i Stand til delvis at følge Pudslagets Svind. Derefter udkastes Mørtel paa den, hyppigst Cementmørtel 1 : 2, indendørs ogsaa Bastardmørtel²⁾. Naar dette Lag er tørt, pudses indendørs med ren Kalkmørtel, udendørs med ren Kalkmørtel, Bastardmørtel eller Cementmørtel.

¹⁾ Se dog § 777.

²⁾ F. Eks. 1 Maal Cm. 1 : 3 blandet med 1-3 Maal Km.

(2) Har Formen været omhyggeligt udført, kan man nøjes med at trække et 2-3 mm tykt Lag fed Kalkmørtel (1 : 1) paa og Dagen efter behandle det med Filtbrædt. Dette fjerner Mørtelen over fremstaaende Kamme, men lader den sidde i Fordybningerne, saa der fremkommer en jævn Flade, hvori Kamme ses som mørke Striber, der dog forsvinder, naar Mørtelen tørrer. Naar denne Fremgangsmaade bruges, skal Fladen kun afkastes, ikke vandes.

For at faa Kalkpuds til at sidde bedre fast, kan man bestrø Formen med knust Granit inden Støbningen.

(3) Mørtelsprøjter omtales i § 769.

Awalift og Mortella er særlige Mørtelstoffer, der specielt egner sig til Betonpuds (indendørs), da de uden Brug af Cementudkast binder stærkt til Betonen. De ligner Kalkmørtel, men er hurtigstørknende, saa Fimpudsningen kan foretages omtrent umiddelbart efter Grovpudsningen, saafremt denne overhovedet er nødvendig.

Oliemaling er kun holdbar paa Mørtel, der er tør og fri for alkaliske Stoffer i Overfladen. Disse kan neutraliseres ved Indbørstning af Magnesiumfluat eller Ammoniumkarbonat; undertiden bruges Svovlsyre (1 %) eller Zinksulfat (10 %), men da disse Stoffer opløser Cementen, maa de bruges varsomt. Bedre end alm. Oliemaling er forskellige Specialfarver, der angribes mindre af Cementen. Til disse hører *Creconto*, der i Stedet for Linolie indeholder orientalske Olier behandlede med Kunstkopaler; Betonen skal være gennemtør og helst 3-4 Maaneder gammel; yngre Flader maa først behandles med Zinksulfat.

769. Mørtelsprøjter bruges siden 1913 i stigende Grad til Paaføring af Pudslag og er langt at foretrække for Haandarbejde hvad Pudslagets Tæthed og Fastsiddende angaar, men Overfladen bliver mindre jævn. Mørtelen sprøjtes fra en Vindkedel (H i Fig. 905), i hvilken der hersker et Overtryk af 2,5-3,5 at, gennem en Gummislange ind paa den ene Flade, der skal pudses.

Sandet kan have en Kornstørrelse af indtil 3 mm eller indtil 10 mm efter Maskinens Størrelse, og det maa være nogenlunde tørt. Det blandes med Cement i Forholdet 1 C : 1 S à 1 C : 8 S, og den blandede Mørtel skovles i en Tragte A, der er adskilt fra Vindkedlen ved Luftslysen D, hvis to lufttætte Lukker B og G kan aabnes og lukkes ved Vægstængerne C og F. Naar Tragten A er fyldt, stilles Togangshansen E saaledes, at den lukker for H og sætter Rørets øvre Del i Forbindelse med Yderluften, hvorved Lufttrykket i D bliver lig Atmosfæretrykket. B kan da aabnes, saa Mørtelen falder ned i D. Naar B derefter lukkes, og E drejes tilbage i den viste Stilling, bliver Trykket ens i D og H. Nu kan G aabnes, saa Mørtelen falder ned i H, hvorefter G atter lukkes. I Bunden af H ligger et vandret, roterende Tandhjul, der drejes af en Lufttryksmotor og fører Mørtelen ind under Blæseledningens Tud, hvor den gribes af Blæsten og føres videre gennem Slangen. I dennes Mundstykke udmunder desuden en Vandledning med Reguleringsbane, ved Hjælp af hvilken Vandmængden kan afpasses. Slangen kan være indtil 200 m lang og føres 80 m i Vejret.

Ved Sprøjtningens Begyndelse vil Sandkornene blive kastede tilbage af Fladen, og kun Cementen blive hængende, men i det saaledes paaførte, plastiske

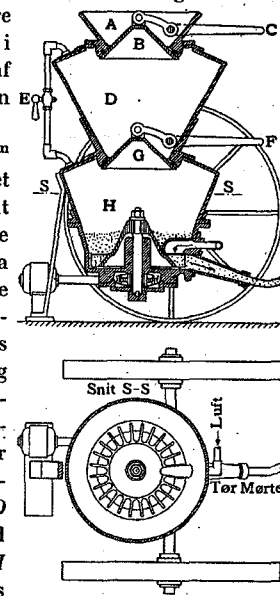


Fig. 905. Mørtelsprøjte.

Cementlag optages de finere Sandkorn og senere ogsaa de grovere. Der maa dog regnes med at 15—60 % af Sandet falder til Jorden, des mere jo grovere Sandet er; Tallet synes at være uafhængigt af Mørtellagets Tykkelse¹⁾. Sand, der indeholder ca. 80 % Korn af Størrelse 0,2—1 mm, er bedst egnet.

Den udspøjtede Mørtel lejrer sig meget tæt, bliver langt stærkere end ved Støbning og forbinder sig inderligt med den bespøjtede Flade, derfor egner Metoden sig godt til Udbedring og Forstærkning af beskadigede Bygværker. Tynde, armerede Vægge og Tage kan fremstilles ved Sprøjtning under Anvendelse af en eensidig Forskalling.

Den paasprøjtede Mørtel kaldes i England Gunite, i Tyskland Torkret.

Disse Maskiner kan ogsaa bruges til Sandblæsning og til Betontransport. I Stedet for Slangen træder i sidste Tilfælde en Jærnrørsledning med indtil 15 cm Diameter, og som ender paa Arbejdsstedet i en særlig formet Udløbstud, i hvilken Vandet tilføres, og i hvilken Farten tages af Materialet, saaledes at det roligt strømmer ud paa en Flage, hvorfra det med Skovl eller paa anden Maade fyldes i Formene.

Ellehammer-Sprøjten Atom er en lille haanddreven Sprøjte, der er meget bekvem til Hvidtning og Udspøjning af andre Vædsker og Opslæmninger. Den suger Vædsken fra en Spand og sprøjter den med 6—10^{at} Tryk ud gennem en Slange med Straalerør.

2. Dekorativ Overfladebehandling.

770. Indendørs kan Vægge og Piller beklædes med Marmor, brændte Fliser eller særlige Mørtler som Kunstmarmor og Linotol, hvorom henvises til *Byggematerialer III*²⁾. Brofacader fremstilles undertiden som en Skæl af Natursten, imod hvilken Betonen støbes; skal støbte Huse have en saadan Beklædning, bliver den gerne anbragt efter Betonens Afformning og enten som tynde Plader, der hver især fæstnes til Betonen, eller som en Skalmur, der bærer sig selv og kun i enkelte Punkter er forankret i Pillerne eller Bjælkerne bagved. Saadanne Beklædninger skal ikke omtales yderligere, men derimod visse Efterbehandlinger af selve Betonfladen eller af et Cementmørtelpudslag.

Vil man bryde den graa Cementflades Ensformighed, kan man til Pudsen eller det yderste Betonlag bruge farvestærkt Grus og efterbehandle Overfladen paa passende Maade. Farvevirkningen kan forøges ved at blande Cementen med indtil 10 Vægtprocent af et mineralisk Farvestof eller ved at bruge hvid Cement. For at faa en ensartet Flade maa man sortere Gruset i et passende Antal Kornstørrelser og bruge nøje afmaalte Mængder af disse ved hver Blanding.

Efterbehandlingsformaalet er at fjerne Cementen fra Overfladen, saa Gruskornene træder frem. Paa en nystørknet Flade kan dette opnaas ved Skrabning eller Vadsugning, paa en hærdnet kun ved Ophugning eller Sandblæsning. Det er billigst at behandle den nystørkne Flade, men det lader

¹⁾ Ing. 1929, S. 557 (Fr. Nielsen); D. A. f. E. Hefte 65 (Graf).

²⁾ Betonit er en emailleagtig Masse af farvet Cement, der paaføres med Kost eller paasprøjtes med en Farvesprøjte i et 1-2 mm tykt Lag. Den bestaar af hvid Cement og Mineralfarver samt af visse Kemikalier; efter at være hærdnet behandles Fladen med Voks eller Celluloselak, hvorved den faar en mat Glans. Betoniten taalet Sæbevadsk, og dens Udseende kan varieres paa mange Maader, bl. a. ved Marmorering.

sig som Regel kun gøre ved Puds og fabriksstøbt Beton, da større Betonbygværker ikke kan afformes saa tidligt.

Rigt profilerede Flader kan ikke fremstilles i Puds, de maa støbes i Gipsform (§ 711) og enten vaadt eller tørt. Vaadstøbning bruges, naar Fladen skal behandles paa een af ovennævnte Maader, eller naar den blot skal afskures; Tørstøbning bruges, naar Fladen slet ikke skal efterbehandles.

Ved *Vaadstøbning* undgaar man ikke Smaahuller i Overfladen fra Luftblærer, der ikke er slupne tilvejs, og Overfladen maa derfor bagefter slæmmes ind med sandfri eller dog sandfattig Cementmørtel, der med en Sæk grides ind i Hullerne, medens der kun lades det mindst mulige tilbage paa selve Overfladen. Undertiden, f. Eks. til Altanpladers profilerede Underside, udlægges det underste, tynde Lag, som er af fin Mørtel, vaadt, og derpaa trykkes tørre Mursten ned i det, hvorved Vandet suges fra, og Luften kan slippe op.

Ved Støbninger af denne Art indblandes undertiden Talkum (Mikroasbest), hvilket medfører en glattere Overflade og forøger Plasticiteten uden at forøge Vandcementforholdet. Der tilsættes 10-15 % af P.

Ved *Tørstøbning* bruges en meget tør Mørtel, der ikke giver Slamdannelse; ved omhyggelig Stampning faar man da en uhullet, sandstensagtig Overflade, idet Luften let slipper ud gennem Mørtelens Porer, da disse ikke er vandfyldte. Den tørre Mørtel behøver man kun at bruge i Yderfladen, bagved kan der støbes vaadt.

771. Nystørkne Fladers Behandling. Som Regel er det Pudslader, der behandles straks efter Størkningen.

Grovpudsen fremstilles af Bastarmørtel (1 Maal Kule- eller Sækkekalk + 1 Maal Portlandcement + 6 Maal skarpkantet, lerfrit Sand). Underlaget vædes kraftigt, og Pudsen paaføres i et 2 cm tykt Lag og trækkes af med Retskede, idet Overfladen dog maa holdes ru. Naar Grovpudsen er noget størknet, vandes den godt og dækkes med Finpudsen, som afrives let med et Træbrædt. For at undgaa synlige Skellinier maa man renskere Pudsen fra den foregaaende Dag glat og slutte den ny Puds til, uden at den gamle berøres. Den paafølgende Overfladebehandling er enten en Afskrabning eller en Udvadskning.

Afkrabning. Naar Overfladen er størknet, afskrabes den forsigtigt, men grundigt, med et skarpt, vinkelret paa Fladen holdt Stykke Staalplade (ogsaa en Ziehklinge), hvorved de udspringende Korn fremkalder det behuggede Indtryk. Fladen maa hyppigt kontrolleres med en Retskede. Mindre Flader, f. Eks. Vinduesindfatninger, kan rifles, saa Karakteren bliver den samme, som Skaarerjærnet giver; dette sker med en Stump Savblad (4-5 mm brede Tænder), der under et let Tryk trækkes hen over den noget størkne Flade. Den færdige Puds affejes kraftigt med en blød Børste-Haåndkost, da ellers Støv og Sand kan fæstne sig i Overfladen og bevirke en uensartet Tørring, der gør Fladen skjoldet. Afkrabet Puds kan ses paa Boulevardbanens Indfatningsmure. Materialet her er den af *Skånska Cementgjuteriet* fremstillede *Porfyrit*, hvis røde Farve skyldes knust Øvedklostersandsten; Porfyritlaget er ca. 8 mm tykt, Resten af det ca. 2 cm tykke Pudslag er Cementmørtel 1:3.

Udvadskning sker med Vand og en Børste, naar Mørtelen er saa lidt størknet, at Børsten ikke river Stenkornene ud, men kun fjerner Cementen. Man kan bruge en almindelig Skurebørste, men bedre er en 10 cm bred Børste dannet af Blade af Metaltraadsvæv, der er spændt sammen. Børstningen skal udføres med rigeligt Vand, og det er godt tilsidst at vadske over med fortyndet Saltsyre og hurtigt skylle efter med Vand (virksommere er en Sodaopløsning) fra en Bruse. Udvadskning kan ogsaa foretages paa fabriksstøbt

Beton, men ikke paa større Betonbygværker, da disse ikke kan afformes tidligt nok.

Ved at besmøre Støbeformens Inderside eller den friske Puds med et Stof, der hæmmer Størkningen, kan Behandlingen dog udskydes. I Tyskland forhandles et Stof af denne Art under Navnet *Contex*.

772. Hærdnede Fladers Behandling. Cementen i hærdnede Overflader kan fjernes med Syre, men Resultatet bliver sjældent tilfredsstillende, man plejer at bruge Ophugning eller Sandblæsning.

Ophugning foretages med Stenhuggerværktøj (eventuelt pneumatisk), og det plejer at være selve Betonen, der behandles, da et Pudslag let løsner sig ved Slagene. Langs Bygværkets Synsflader støbes da med en til Ophugning egnet Beton.

Gruset i Yderbetonen kan være knust Granit, hvilket er brugt i Lofterne over Vestibule og Trappehal i Christiansborg Rigsdagsfløj. Granit giver dog en ret død Flade, og i fri Luft skæmmes den ofte af Cementens hvide Udslag, som det er vanskeligt helt at undgaa. Knust hvid Kalksten er brugt til Buebroen ved Hedeusene og til Façadebeton paa H. C. Ørsted Værket i København og virker meget smukt, navnlig sidstnævnte Sted, hvor Arbejdet er bedst udført.

Yderbetonen bør indeholde alle Kornstørrelser op til ca. 6 mm, er altsaa nærmest en Mørtel; større Korn bør i alt Fald undgaa, naar Bygværket har skarpe Kanter; er dette ikke Tilfældet, kan Kornstørrelsen forøges, saafremt Kornene er af en saa blød Stenart, at de lader sig knuse af Hammeren uden at flække eller springe ud. Ved Brug af haarde Tilslagsstoffer er Hugnings Virkning navnlig, at Cementen fjernes, saa Kornene bliver synlige.

Støbningen. Yderbetonen maa være ganske ensartet, hvilket dels oppaas ved de i § 770 nævnte Forholdsregler, dels ved at begrænse Støbevandsmængden saa meget, at der ingen Lagdeling sker, og endelig ved at undgaa synlige Støbeskel; værst er vandrette Skel, da der i disse let samler sig Slam.

Der bør støbes i Gipsform eller høvlet og plejet Træform (§ 711). Store Flader, f. Eks. i Façader, maa helst brydes af fremspringende Partier, hvorved Skjolder og andre Uensartetheder bliver mindre iøjnefaldende.

For at Yderbetonen ikke skal blive sammenblandet med Bagmassen, maa dens Tykkelse paa vandrette Flader mindst være dobbelt saa stor som den største Diameter hos Stenene i Bagmassen og aldrig mindre end 2 1/2 cm; langs lodrette Flader kan Laget gøres 8 cm tykt og behøvs mod Bagmassen ved Skærme af Jærnblik, der efterhaanden hæves.

Ophugningen. En grov Behandling med Hughtammer er meget virkningsfuld, og ved at variere Slagenes Retning kan man give Overfladen mere Karakter. Krushugning kræver en stærkt hærdnet Beton, men giver til Gengæld det mest granitagtige Udseende; hvad enten man bruger pneumatisk Værktøj eller Haandværktøj, er det bekvemst at bruge en Hammer, der vejer ca. 1,5 kg og med kun fire Spldser.

Sandblæsning frembringer samme Virkning paa den hærdnede Beton som Afvaskning paa den friske.

Inden Blæsningen maa alle Støbebrater og Uregelmæssigheder fra Formen hugges bort, og er det nødvendigt at reparere Overfladen, maa der gives Mørtelen Tid til at hærdne. Vil man have skarpe Hjørner, maa der tages særlige Forholdsregler, for at Sandblæsten ikke skal afrunde dem. I Almindelighed faar man det bedste Resultat ved at bruge et Straalerør, der er 3-6 mm i Diameter.

3. Slidlag.

773. Slidlag bør ikke være tungere end nødvendigt og skal kunne taale de forekommende mekaniske og kemiske Paavirkninger; muligvis stilles der ogsaa Krav om Brandsikkerhed (§ 50 og 52), Lydisolering (*Byggematerialer* II, 1922, § 519), Varmeisolering (s. S. § 471-7) og let Renholdelse. Haarde Slidlag i Arbejdsrum og Køkkener virker trættende paa Arbejderne¹⁾. Slidlagets Tilslutning til Lysglas omtales i § 457.

Mørtelslidlag er de billigste, men kan have Tilbøjelighed til at revne og løse sig fra Underlaget, navnlig naar dette kan blive varmere end Slidlaget,

¹⁾ Klager af denne Art kommer navnlig fra Folk, der under Arbejdet staar stille foran et Bord, mindre fra Folk, der færdes paa Gulvet, saa muligvis er det i ringere Grad Haardheden end Varmeledningsevnen, der er bestemmende for Træthedssølselen.

som Tilfældet er med Dæk over Varmerum. Cementmørtel omtales i § 774, Terrazzo, Støbeasfalt og Linotol¹⁾ i *Byggematerialer* III. Støbeasfalt revner ikke, er lydæmpende og kemisk modstandsdygtig; den taaler dog ikke Olier og Benzin og faar Indtryk at tunge Møbler.

Klinker og Fliser omtales i *Byggematerialer* III. Pressede Fliser af Stampeasfalt er mindre haarde end Lerfliser og dog meget slidfaste; de er lydæmpende og behagelige at færdes paa; de fremstilles brune, røde og grønne.

Træbelægninger af forskellig Art omtales i § 50 og 52 samt i *Byggematerialer* II, 1922, § 382, 384, 420. Stavgulve kan lægges i Asfalmørtel paa et 2 cm tykt Pudslag (Fig. 906). Asfaltlaget skal være tyndt, ellers kan Gulvet blive bølget, og i Stavene maa der være indplojet svalehaleformede Noter, i hvilke Asfalten kan presse sig op. Den trekantede Not midt paa Staven begrænser dennes Tilbøjelighed til at kaste sig, og er nyttig ogsaa naar Stavene lægges paa Blindgulv.



Fig. 906. Stavgulv i Asfalt.

Kork er omtalt i *Byggematerialer* II, 1922, § 444.

Linoleum er baade lydæmpende og slidfast og derfor meget brugt. Det er bedst at foretage den fine Afretning af Betonen samtidig med Linoleets Paalægning og med en Mørtel, der er blødere end Cementmørtel, men dog tilstrækkelig stærk og elastisk til at taale Møblernes Tryk og Færdslen. Jærnbetonen afrettes da raat 2 cm under den færdige Kote. Som Mørtel kan bruges Moler-C-Masse bestaaende af Moler, Savsmul og Cement udrørt med mindst muligt Vand. Pulveret kan købes blandet eller blandes i en Betonblendemaskine. Magnesiummørtel bør kun lægges af Specialister og maa anvendes med Forsigtighed paa Steder, hvor der er Mulighed for Vandspild; det gennemsviede Vand virker stærkt tærende paa Jærn, og naar det ind til Jærnet i Betonens Overside, kan dette ødes helt over. Tykkelsen er gerne ca. 13 mm, og Linoleet kan udlægges 2 Uger efter Støbningen, hvis Hærdningen er foregaaet i Stuetemperatur. Dette og andre Linoleumsunderlag er omtalte i *Byggematerialer* II, 1922, § 449.

Hampetove som Slidlag paa Broer er omtalt i *Ing.* 1931, S. 58.

4. Cementmørtelslidlag.

774. Slidlagets Udlægning. Et Cementmørtelslidlag kan udlægges (1) samtidig med Betonunderlagets Støbning, (2) efter at Underlaget er hærdnet. (1) giver den bedste Forbindelse med Underlaget, (2) muliggør en nøjagtigere Afretning.

Udlægning paa hærdnet Beton. Indendørs udlægges Slidlaget som Regel efter at Lofter og Vægge er pudsede, da det ellers vilde tage Skade ved disses Behandling. For at Forbindelsen mellem Slidlaget og en saadan gammel Betonflade skal blive god bør denne umiddelbart efter Støbningen gøres saa ru som muligt. Naar Slidlaget senere skal paalægges, bør eventuelle Slamlag hugges bort og glatte Pletter gøres ru med Pikhammer. Oliepletter fjernes med svag Saltsyre. Derefter renses Fladen grundigt ved Fejning med Staaltraads-koste og Skylning og holdes vaad i mindst 1 Døgn, hvorefter man med højst

¹⁾ Linotol lægges direkte paa Betonen og i to Lag, et blødere 12 mm tykt Isoleringsslag underst og et haardere 8 mm tykt Slidlag øverst. Det kan tages i Brug 2 Uger efter Støbningen, hvis Hærdningen er foregaaet i Stuetemperatur.

2^m Afstand udlægger Trælister, der ved Smaakiler hæves op, saa deres Overside bliver nøjagtig vandret og kommer til at ligge i Koten for det færdige Gulv (Fig. 907). Den bedste Fremgangsmaade er derefter at indbørste Cement-



Fig. 907. Afretning af Mørtelslidlag.

vælling (1 kg Cement : 3,5 l Vand) i Fladen, hvorefter Slidlaget udlægges, stemples og afrettes med en retliniet, skarpkantet Lægte, der lægges paa tværs af Listerne og trækkes sideværts med en Zig-zag-Bevægelse. Mørtelen maa ikke være vaadere end netop nødvendig for at kunne afrettes paa denne Maade.

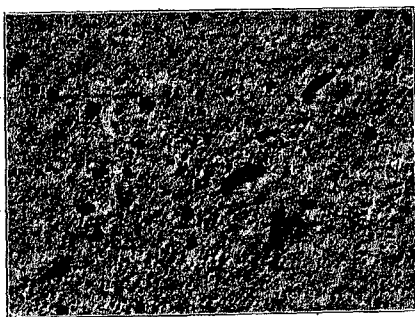


Fig. 908. Underside af Slidlag (PC-Mørtel 1:2), der har løsnet sig fra et Jærnbetongulv. Sand Størrelse.

Ofte undlades dog baade Indbørstning og Stampning, og til Gengæld bruges en vaadere Mørtel, men ved denne Fremgangsmaade faar man ikke Luften mellem Beton og Mørtel uddrevet, den samler sig i Blærer (Fig. 908), der formindsker den virksomme Adhæensionsflade, hvilket i Forbindelse med den vaadere Mørtels større Svind medfører, at Slidlaget let springer af. Naar man derimod først indbørster Cement, bliver dennes Forbindelse med Betonen god, Luftblærerne optræder først over Cementlaget, altsaa i den friske Mørtel, hvor de ingen Skade gør.

Udlægning paa frisk Beton. Naar Slidlaget udlægges, inden Underlaget er størknet, er der ingen Fare for, at det skal løsne sig, og Tykkelsen kan forringes (§ 777), men Fremgangsmaaden har flere Ulemper: (1) Listernes Udlægning og Overfladens Afretning er meget besværlig, naar man ikke har en fast Flade at arbejde paa, men nystøbt Beton; (2) den senere omtalte Sammen-

synkning efter Afretningen bliver større, fordi ogsaa Betonen sætter sig; (3) det er vanskeligt at beskytte Overfladen mod Beskadigelse under Husets videre Opførelse.

775. Afrivning. Naar Slidlaget er saa vidt størknet, at man kan gaa paa det, hvilket er Tilfældet samme Dag eller Morgenen efter Udlægningen, tages Listerne op, og Renderne fyldes med Mørtel, hvorefter hele Fladen afrives med et Rivebrædt af Træ. Denne Efterbehandling er nødvendig, thi den størknete Overflade er ikke helt plan, eftersom Mørtelen synker noget sammen, inden den størkner og ikke lige meget overalt. At den afrettede Flade er vandret eller har det rette Fald overbeviser man sig lettest om ved at hælde en Spand Vand ud over den. Derefter dækkes Fladen med vaade Sække, der holdes vaade i mindst 8 Døgn.

Under den senere Udtørring søger Pudslaget at svinde, og er Forbindelsen med Underlaget for mangelfuld til at hindre dette Svind, vil Pudsen løsne sig og revne.

Glitning. Den blot afreyne Flade er ru og kan ikke vadskes med Klud, og da den slides mer eller mindre stærkt, vil Gulve, der ikke kan spules, støve. Hvis man derimod glitter Fladen med en Staalplade, bliver den glat og afvaskelig og mere slidfast, men Prisen for denne Behandling er høj. Glitning foretages umiddelbart efter Afrivningen, altsaa naar Mørtelen er nystørknet. Med det haarde Staalbrædt kan man da trykke Sandkornene ned under Overfladen, mens der til Gengæld kommer lidt Fugtighed frem, som man mætter med paadrysset, tør Cement. Mørtelen maa ikke være saa frisk, at man kan presse Cementslam op af den.

776. Mørtelens Sammensætning har Betydning for saavel Slidfastheden som Svindet.

Cementen maa helst være almindelig Portlandcement. Alcement kræver i alt Fald særlige Forholdsregler (§ 778), ellers løsner Laget sig allerede under den stærke Temperaturstigning efter Størkningen. Alcementbeton lader sig lige godt pudse med Portlandcementmørtel og med en Blanding af denne og Kalkmørtel.

Grusets Kornstørrelse bør ikke overstige 10 mm, og Kornkurven maa gerne være retliniet. Mørtelen slides paa den Maade, at Cementen over og mellem Gruskornene slides bort, hvorefter disse hæmmer Slidde, indtil de rives løse, og nye Cementkamme blottes, hvilket sker des senere, jo større Kornene er; ogsaa Svindet bliver mindre ved Brug af grove Korn, hvorimod Slidlagets Afretning vanskeliggøres. Ved kun Fodgængerfærdsel bruges hyppigst alm. groft Sand (< 5 mm) eller 10 mm Skærvegrus. Man kan ogsaa bruge knust Karborundum; en saadan Mørtel bevarer sin Ruhed og slides ikke nævneværdigt¹⁾.

Ved haardere Færdsel er Grus indeholdende ca. 50 % Smaasten (5-10 mm) godt.

Blandingsforholdet mellem Cement og Grus bør være 1:2 à 1:1. Paa

¹⁾ Brugt paa Trapper til den underjordiske Bane i Paris og paa en Trappe i Christiansborg Spir; se ogsaa T. F. T. 1910, S. 88, og Ing. 1912, S. 2. Jærnbetontrapper ofte med plan Underside og afrappet Overside, og denne bliver da, naar Bygningen er færdig, beklædt med Træ, Marmor, Linotol, Terrazzo eller Mørtler af Cement og knust Sten, der støbes omkring Trinet og senere ophugges eller slibes; saadant Mørtelmateriale kan købes brugsfærdigt i Sække.

Grund af Svindet bør Forholdet 1:1 kun bruges i Forbindelse med Skærvegrus eller andet Grus, der overvejende bestaar af Smaasten.

777. Slidlagets Tykkelse bestemmes i ringere Grad af Slidfastheden end af andre Hensyn. Skal Gulvet have Fald til Afløb, tilvejebringes Faldet gerne i Slidlaget, og skal Gulvet være nøjagtig vandret, maa mulige Skævheder i den støbte Betonoverflade rettes ved Hjælp af Slidlaget; dets Middeltykkelse maa derfor som Regel vokse med Fladens Størrelse. Køres der paa Gulvet, maa Slidlaget være tykkere end ved kun Fodgængerfærdsel, thi et tyndt Lag vil lettere end et tykt løse sig under Hjultrykkene, og det vil da efterhaanden blive kørt i Stykker; medens et tykt Lag bedre taaler Kørslen, selv om det ligger løst. Ved kun gaaende Færdsel vil $1\frac{1}{2}$ –3 cm Tykkelse gerne være passende. Hvorvidt et tykt Pudslag lettere løsner sig end et tyndt, vides ikke; hvis Svindtilbøjeligheden var uafhængig af Tykkelsen, maatte man vente det, men et tykt Pudslag svinder sandsynligvis mindre end et tyndt, og i alt Fald taaler det bedre at ligge løst og er derfor at foretrække.

Hvis Slidlaget udlægges paa nystøbt Beton, taber disse Forhold deres Betydning, og Tykkelsen kan da indskrænkes til 1 cm.

778. Forsøg over Pudslags Fastsiddende. Naar Pudsen anbringes paa en meget ru Flade, og naar det første tynde Lag børstes ind i denne med en Staaltraadskost, kan Forbindelsen blive fuldkommen. Vinkelformede Legemer af Portlandcementmørtel (Fig. 910) blev efter en Maanedes Lagring pudsede paa den nævnte Maade med et 2 cm tykt Pudslag af Alcementmørtel 1:2. Da Pudslaget var 5 Uger gammelt, blev det gennem Staalstykket *P* belastet med en forskydende Kraft, og Brudfladen fulgte da ikke Skillefladen, men gik fra Pudslagets øvre Kænt paa skraa ind i Betonen til Jærnets Overflade, fulgte denne til Krogenes Ende eller noget længere og gik derefter paa skraa ned til Hakket. Brudværdien af Forskydningsspændingen var gennemsnitlig 28 at¹⁾.

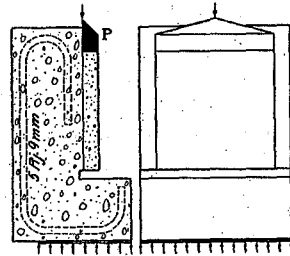


Fig. 910. Forskydningsforsøg.

Man kan ogsaa bedømme en Pudsmørtels eller en Pudsetodes Egnethed ved at anvende den paa en Jærnbetonbjælke og belasté denne, saa der opstaar Forskydningsspændinger i Grænsefladerne²⁾. Ved Forsøg af denne Art (Fig. 911) viste det sig, at Træksidens Pudslag ikke er tilbøjeligt til at falde af; der dannes nemlig lodrette Revner, der løber videre op i selve Bjælken, og som Følge af denne Revnedannelse forsvinder Forskydningsspændingerne i Bjælkens nedre Del. Tryksidens Pudslag vil derimod løsne sig, naar Forskydningsspændingerne i Grænsefladen er blevne saa store, at Mørtelens Adhæsion ophæves.

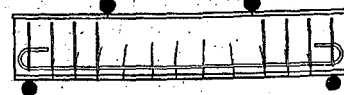


Fig. 911. Forskydningsforsøg.

779. Jærnholdige Slidlag. Findelt Jærn af forskellig Art kan forøge Slidfastheden, naar det blandes i Mørtelen eller gnides ind i dennes Overflade.

Jærnfilspaaner eller andre Jærnsaaner eller knust Støbejærn kan indblandes i Mørtelen. Et saadant Slidlag har paa Fyrpladser vist sig meget holdbart; det taaler de glødende Slagger uden at revne og bliver ikke slaet i Stykker af Ildragerne. Ogsaa i Pakrum med Vognfærdsel og paa Betonveje har det været brugt med Held.

Spaanerne skal være ollefri og bedst ca. 5 mm i Tværmaal; der bruges ca. 7 kg pr. m² af et 3 cm tykt Mørtellag.

Master Builders Concrete Hardner er et groft Staalpulver; det drysses sædvanligvis paa i et ganske tyndt Lag, men trænger ved Indgnidningen ca. 3 mm ind. Naar Pulveret rustet, bliver Mørtelen brunlig; derfor iblandes undertiden rød Farve. Et ikke rustende Pulver er *Staal-cementon*.

For at hindre Gulv- og Vægpuks i at skalle af bruger The Master Builders Company at belægge den gamle Flade med et tyndt (mindst 1,5 mm) Lag af en lind Mørtel bestaaende af 100 kg Cement, 100 kg fint Jærnpulver og 4-13 kg Salmiak. Naar Jærnet rustet, vil det udvide sig og derved modvirke Svindet og presse sig ind i Bagmassen, saa Forbindelsen med denne bliver god. Selve Pudsen bliver anbragt paa den friske Mørtel, saa her bliver Forbindelsen god af sig selv. Samme Firma har iøvrigt engelsk Patent paa at gløde Jærnpulveret, saa det overtrækkes med et tyndt Lag Fe₂O₄, der beskytter det mod at ruste, og bruger dette Pulver ikke blot til Iblanding i Slidlag, men ogsaa paa den ovenfor beskrevne Maade.

Kleinlogets Staalbeton er en Mørtel af Portlandcement og Jærnkorn (formentlig haardt Støbejærn); den paaføres i et 3-20 mm tykt Lag og er meget sldfast med $S^c > 600$ at; den kan bearbejdes som Støbejærn.

Surfastal (Fig. 911 a) er tyndt Fladjærn, hvis Bredde er lig Slidlagets Tykkelse, og som er bøjet i Zigzag-Form. Det udlægges paa Højkant ovenpaa Betonen, og Strimlerne forbindes indbyrdes, saa der dannes en Rist med kvadratiske Masker, som derefter fyldes med Cement-

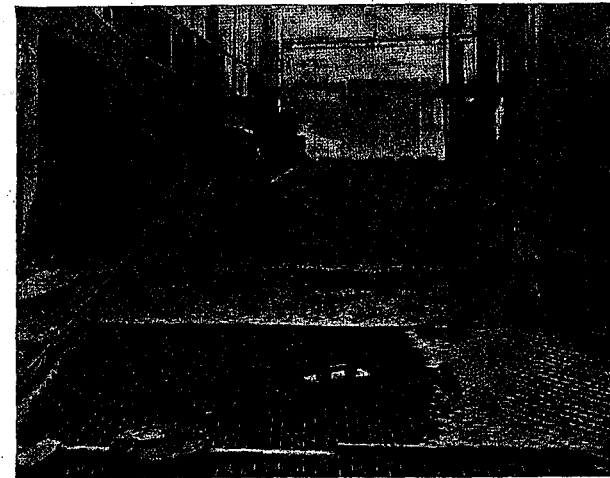


Fig. 911 a. Surfatal.

mørtel eller Asfalt. Højden er 1,6-3,2 cm, Maskevidden 3,5-15,3 cm. Det bruges hvor Sliddet er meget stærkt eller hvor der bakes med meget tunge Ting.

780. Imprægnering med Vandglas, Fluater o. lign. kan forøge Slidfastheden og den kemiske Modstandsdygtighed.

Müntzings Cementhardner er en fra Amerika stammende Opløsning til Imprægnering af Slidfladen. Den binder Cementens frie Kalk og gør Fladen slidfastere og mere modstandsdygtig mod kemiske Angreb af Mælk, Blod, Olie m. m.

Hauenschilds Lithurin er et tilsvarende Stof.

¹⁾ Ing. 1924, S. 476.

²⁾ Ing. 1923, S. 69.

E. Belastningsprøver.

781. Inden et Bygværk tages i Brug, bliver det undertiden prøvebelastet, og Grundene hertil kan være forskellige:

(1) Brugeren har ikke kontrolleret Arbejdets Udførelse.

(2) Brugeren ønsker til yderligere Beroligelse et direkte Bevis paa Bygværkets Bæreevne. Saaledes prøvebelastes de fleste Broer.

(3) Nogle af Prøvelegemerne har ikke haft den fulde foreskrevne Styrke eller der er forekommet andre, mindre Afvigelser fra Udbudsbetingelserne, saaledes at man for en Ordens Skyld mener at burde prøvebelaste, skønt man ikke tvivler om, at Bygværket er stærkt nok.

(4) Man nærer Tvivl om Bygværkets Soliditet, f. Eks. fordi Prøvelegemerne har vist ringe Styrke eller Betonen er frosset inden Stærkningen, eller der er begaaet Fejl ved Armeringen eller andre grove Fejl, saaledes at man har Valget mellem en Kassation og en omfattende Prøvebelastning.

Udgifterne ved disse Prøver bæres gerne af Bygherren, medmindre de skyldes Aarsager, som kan lægges Bygmesteren til Last.

Hvis Prøvelasten overstiger den Last, Bygværket normalt vilde faa at bære, kan den medføre en forøget Revnedannelse, hvilket man navnlig ved uden-dørs Bygværker kan være betænkelig ved. Dette Forhold er blevet stærkt fremdraget af Bygmestrene, og skønt dets Betydning i Virkeligheden maaske ikke er saa stor, har det præget de Regler, der i Almindelighed følges ved Belastningsprøver. Man kan inddele disse i milde og strenge.

Milde Belastningsprøver bruges i Tilfældene (1)-(3). Da der ikke næres Tvivl om Bygværkets Soliditet, lægges der mere Vægt paa, at Bygværket ikke beskadiges, end paa at Sikkerhedsgraden konstateres. Efter de danske Normer bør disse Prøver ved Brug af almindelig Portlandcement tidligst foretages 45 Døgn, ved Broer 60 Døgn, efter Støbningens Afslutning med Tillæg for kolde Døgn efter samme Regler, som gælder for Afformning (§ 763), og Prøvelasten bør ved Broer og lignende udendørs Bygværker ikke overstige den Last, Bygværket er dimensioneret for, og ved Etageadskillelser og lignende indendørs Bygværker højst overstige denne Last med den største af Værdierne $0,2 \cdot (g+p)$ og $0,5p$, hvor g er Egenvægten incl. Slidlag, Udfyldningsmateriale og anden hvilende Last, p den øvrige Del af Lasten.

Strenge Belastningsprøver bruges i Tilfælde (4), i hvilket Normerne foreskriver, at det paagældende Bygværk eller Del af et Bygværk skal underkastes en tilstrækkelig omfattende Prøvning med en Last, der *mindst* bør overstige den i Beregningerne indførte med den største af de to ovenfor nævnte Værdier. Denne Prøve bør ved Brug af almindelig Portlandcement tidligst foretages 2 (ved Broer 3) Maaneder efter Støbningens Afslutning med det sædvanlige Tillæg for kolde Døgn.

782. Prøvens Udførelse. Prøvelasten skal paaføres et saa stort Areal, at den størst mulige Spænding opstaar i det Led, der skal prøves, hvorved der maa tages Hensyn til, at det belastede Led, naar det bøjer sig, trækker Naboleddene med sig, saa at disse kommer til at bære med, en Virkning, der ofte er meget betydelig¹⁾. Plader, der ikke er meget lange, bør derfor belastes to-

talt, Bjælker over hele Spændvidden og allermindst fra den ene Nabobjælke til den anden. Vil man reducere Udgifterne ved Prøven, kan man ogsaa nøjes med en mere koncentreret Last paa et mindre Areal, idet man regner sig til, hvor stor denne Last skal være for at ækvivalere med den jævnt fordelte. Vil man f. Eks. nøjes med at belaste en Bjælke fra Plademidte til Plademidte, skal Lasten pr. Kvadratmeter være 33 % større, end naar man belaster mellem begge Nabobjælkerne. Derimod gaar det ikke an at erstatte en jævnt fordelt Last med en halvt saa stor Enkeltkraft i Bjælkens Midte, thi i sidste Tilfælde halveres τ_b i Bjælkeenderne og mangedobles τ_b i Bjælkemidten.

Belastningsmaterialet bør udlægges paa en saadan Maade, at der ingen Hvælvingsvirkning kan opstaa i det, naar den belastede Bygningsdel bøjer sig ned, thi ellers vil dennes midterste Del blive aflastet som Følge af Bøjningen.

783. Prøvens Bedømmelse. At foreskrive en fornuftig tilladelig Værdi af Pladers og Bjælkens Nedbøjning er ugørligt, da man ikke kender den sande Værdi af E_b og af den strakte Betons Medvirken; desuden er Indspændingsgraden som Regel ubekendt, og ved en T-Bjælke véd man ikke hvor stor en Del af Pladen, der er medvirkende. Derimod kan man forlange, at Nedbøjningen i Hovedsagen er elastisk; en større blivende Nedbøjning tyder paa Mangler. Dersom man vil undersøge den blivende Nedbøjning, maa man naturligvis sørge for, at Bygværket ikke belastes inden Prøven.

Efter de danske Normer er Bygværket tilfredsstillende, saafremt det, efter at have haaret Lasten i 24 Timer, ikke har lidt synlig Skade, og saafremt der i de sidste 8 Timer ikke har vist sig nogen Tilvækst til Formændringerne, samt naar den blivende Formændring efter mindst 12 Timers Aflastning højst udgør 25 % af den totale. I Tvivltilfælde bør Prøven gentages, og der maa da ikke vise sig nogen Forøgelse af de blivende Formændringer.

Værdien af saadanne Prøver maa ikke overvurderes. De viser, om Bygværket kan bære den paagældende Last, og da det er hændt, at et Bygværk er styrtet sammen, inden Prøvelasten var kommet op paa $g + 1,5p$, kan man ikke frakende dem Betydning. Men hvis Bygværket holder, kan man ikke af smaa Nedbøjninger eller andre Formændringer slutte, at det kan bære meget mere, inden det gaar i Stykker. Sæt, man prøver 2 T-Bjælker med samme ydre Dimensioner og samme Længdearmering, i den ene er der det rigtige Antal Bøjler, i den anden har man helt glemt at lægge Bøjler ind. Disse to Bjælker vil forholde sig ganske ens ved Prøven. Der vil ingen Forskel være i Nedbøjningen, men medens den første kan bære det dobbelte eller tredobbelte af Prøvelasten, vil den anden muligvis bryde pludseligt sammen ved en ringe Lastforøgelse¹⁾. Man faar altsaa kun at vide, at Bjælken kan bære Prøvelasten, men derimod intet om Sikkerhedsgraden. Kun ved omhyggelig Projektering og omhyggelig Kontrol med Materialer og Arbejde sikrer man sig et godt Bygværk²⁾.

¹⁾ Saaledes gik en Bjælke, armeret med lige Jærn uden Kroge, i Stykker ved $\sigma_j = 1480$ at (som Følge af Jærnenes Glidning), en Bjælke med Kroge, Skraajærn og Bøjler ved $\sigma_j = 2958$ at, mens Nedbøjningen var ens for begge Bjælker ved $\sigma_j = 1200$ at (D. A. f. E., Heft 27).

²⁾ Om Muligheden for at gennemlyse Jærnbeton med Røntgenstråler se B. u. E. 1916, S. 205.

¹⁾ C. Ostenfeld: Lastverteilende Querverbände, Kopenhagen 1930.

F. Nedbøjninger.

784. Nedbøjningsmaaling. Nedbøjningerne er altid meget smaa, naar Bygværket er godt, og kan derfor vanskelig bestemmes nøjagtigt. Midtpunktets Nedbøjning har ingen Betydning, naar man ikke samtidig bestemmer Lejernes Sænkning, der ofte er relativ stor. Til slige Maalinger bruges ofte Griots Nedbøjningsmaaler (Fig. 912)¹⁾. Den bestaar af en lille Rulle af Aluminium-

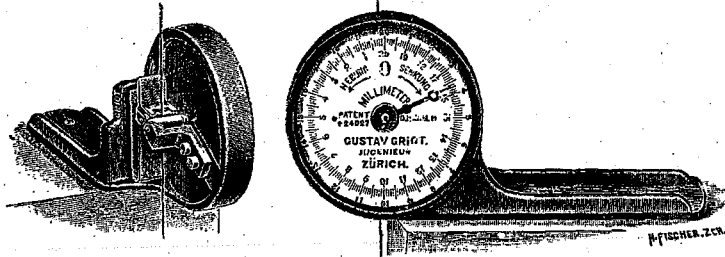


Fig. 912. Griots Nedbøjningsmaaler.

bronze, der bærer en Viser, hvis Længde er 10 Gange Rullens Radius. En lignende Rulle sidder paa en Fjer, der presser den ind mod den første Rulle. Mellem de to Ruller indlægges en Jærntraad $\frac{1}{2}$ -1 mm i Diameter, hvis ene Ende befastes til det Punkt, hvis Nedbøjning skal maales, medens den anden Ende belastes med et Par Kilogram. Apparatet fastskrues paa en Buk eller lignende. Fig. 913 viser tre forskellige Anordninger. Ved A er Apparatet opstillet under

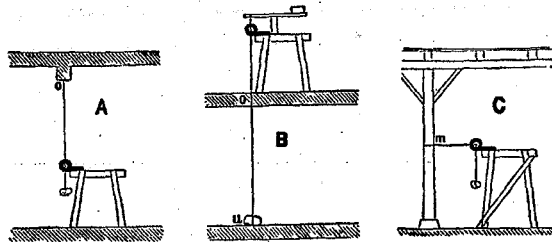


Fig. 913.

den Bjælke, der skal belastes; naar denne sænkersig, følger Traaden med og drejer paa Grund af Friktionen Viseren, saa Nedbøjningen kan aflæses 10 Gange forstørret. Ganske det samme er Tilfældet, hvis det er det Gulv, som Bukken

staar paa, der belastes, medens o er et fast Punkt. Ved Anordning B er Traaden fastgjort til et Lod, der hviler paa u , medens Traaden gaar frit igennem den øvre Etageadskillelse og strammes af en Vippe; man kan da maale enten u 's eller o 's Nedbøjning. Ved C maales en Søjles Udbøjning. Apparatet bør som Regel anbringes saa nær som muligt ved det Punkt, hvis Bevægelser maales, for at ikke Blæst og Temperaturvariationer skal faa større Indflydelse paa Traaden end nødvendigt. Er Forsøget langvarigt, saa Lufttemperaturen synker t^0 mellem Begyndelses- og Slutningsaflæsningen, og er Afstanden l , vil Traaden forkorte sig $\frac{1}{86000} \cdot l \cdot t$, der altsaa maa adderes til den maalte Nedbøjning. Den tynde Traad antager nemlig straks Luftens Temperatur, medens de massive Understøtninger for Bjælken næppe paavirkes

væsentligt. Kommer der Solskin paa Traaden midt under Forsøget, kan Fejlen blive meget betydelig.

Bukken, der bærer Apparatet, vil senere end Traaden antage Luftens Temperatur; er Bukken af Jærn, vil Temperaturkorrektionen, efter at Temperaturen er bleven konstant, være den samme som for Traaden; er Bukken af Træ, vil Temperaturen kun i ringe og i alt Fald i en uberegnelig Grad ændre dens Højde, men til Gengæld maa man sørge for, at Træets Fugtighedsgrad ikke ændres under Forsøget. En Arkitekt raadspurgte mig en Gang i Anledning af, at en stor Hvælving, som han ansaa for rigelig sikker, ikke vilde komme i Ro under en Prøvebelastning; den straks maalte Nedbøjning voksede med ca. 0,1 mm daglig. Efter at have udspurgt ham om de nærmere Omstændigheder ved Forsøget, kunde jeg berolige ham med, at det ikke var Hvælvingen, der sank, men Maaleapparatet, der hævede sig; den tørre Træbuk var nemlig stillet paa et faa Dage forud støbt Betongulv.

De nævnte Fejlkilder bevirker, at langvarige Forsøg giver mindre paalidelige Resultater end kortvarige.

Zeiss Maaleuhr er et mindre robust, men nøjagtigere Apparat, der ligner et Uhr med en udragende kort Stift; naar denne trykkes ind i Uhret, drejer Viseren sig en Omgang for hver 1 mm Indtrykning, hvorved denne aflæses ca. 170 Gange forstørret; Indtrykningens maksimale Værdi er 10 mm. Uhret kan f. Eks. anbringes paa en Buk under Prøveobjektet med den opadvendte Stift rørende dette.

785. Nedbøjningskurver. En Jærnbetonbjælkes Nedbøjningskurve har en lignende Form som Træarbejdslinien c (Side 163), navnlig naar Jærnprocenten er lille. Er Jærnprocenten stor, krummer Kurven svagt og jævnt, indtil Flydegrænsen naas, og Aarsagen hertil er dels, at Trækkraften i Betonen T_b er ringe i Forhold til Trækkraften i Jærnet T_j , og T_b 's Forsvinden, naar Betonen revner, mærkes derfor kun lidet (hvilket ogsaa gælder ved centralt Træk), dels at Revnerne ikke opstaar pludseligt i hele Tværsnittet, men langsomt forplanter sig ind i dette fra Træksiden, og at de ikke samtidig danner sig i hele Bjælkens Længde, men først i Maksimalmomentpunktet og derefter nærmere Lejet. Nogle Nedbøjnings- og Forlængelseskurver er vist i § 295, 298, 478, 483, 485.

En Jærnbetonbjælkes Nedbøjning paavirkes af den Hastighed, med hvilken Lasten øges. Ved et hurtigt Forsøg finder man mindre Nedbøjninger end ved et langsomt (OA og OB i Fig. 914), fordi en Del af de blivende Formændringer sker meget langsomt. Dette faar man at se ved at standse Belastningen, naar f. Eks. Punktet C er naaet, Bjælken vil da bøje sig yderligere (CD), skønt Lasten ikke øges. Genoptages Belastningen med den oprindelige Hastighed, er Bjælken til at begynde med stivere, men Nedbøjningskurven falder ret hurtigt sammen med den oprindelige, og Resten af Forsøget paavirkes altsaa ikke af Uregelmæssigheden. Dvæler man saalænge paa hvert enkelt

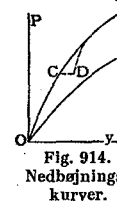


Fig. 914. Nedbøjningskurver.

Lasttrin, at Bjælken tilsyneladende kommer i Ro, vil man faa en Nedbøjningskurve som OB , og en endnu lavere liggende Kurve vil man finde ved paa hvert enkelt Lasttrin at aflaste og belaste saa mange Gange, at Nedbøjningen bliver

¹⁾ Nogle andre Maaleapparater er omtalte i T. P. T. A. f. J. 1911, S. 27 og B. u. E. 1911, S. 377.

konstant; de Bevægelser, der derved foregaar i Bjælken, fremmer de blivende Deformationer. Se iøvrigt § 786.

Resultaterne af Bach & Grafs Nedbøjningsmaalinge findes sammenstillede i D. A. f. E., Heft 27. Af disse fremgaar:

Jo større φ er, desto mindre Indflydelse har den øjeblikkelige Værdi af σ_b paa Nedbøjningskurven, og des utydeligere bliver derfor Knækket i denne som Følge af Revnedannelsen.

Naar σ_j bestemmes under Forudsætningen $\sigma_b = 0$ og $n = 15$, vil der fremkomme blivende Nedbøjninger ved $\sigma_j = 2-500$ at; jo større φ er, des tidligere fremkommer de, fordi Betonens Bøjningsspændinger ved en given Værdi af σ_j er voksende med φ . Bjælker med samme φ vil, saalænge $\sigma_j < ca. 1000$ at, bøje sig lige meget ned uden Hensyn til, om Armeringen bestaar af svære eller spinkle Jærn og uden Hensyn til, om der er Bøjler og Skraajærn i eller ej; først ved større Spændinger mærkes Bøjlerne og de spinkle Jærns forringende Virkning paa Nedbøjningen.

Tørt hærtnede Bjælker bøjer sig stærkere end vaadthærtnede, fordi Revnerne fremkommer paa et tidligere Tidspunkt. Nedbøjningen vokser med aftagende Betonkvalitet.

Ogsaa Saliger fandt, at en T-Bjælkes Nedbøjning ikke paavirkedes af Skraajærnenes Antal, men at den derimod voksede i væsentlig Grad med aftagende Kropbredde (*Neue Versuche über den Schubwiderstand*).

786. Nedbøjningens Vækst med Tiden. Man har undertiden Lejlighed til at iagttage, at Gulvflader, der efter det underliggende Dæks Afformning er blevne plant afrettede, i Tidens Løb bliver hule; hælder man Vand paa dem, samler det sig i Midten. Undersøges saadanne Tilfælde nærmere, viser det sig, at Hulheden ikke skyldes Slid, men at der er foregaaet en Nedbøjning. Oftest er denne saa lille, at den er uden Betydning, men ikke altid. En krydsarmeret Molerstensplade af Størrelse $9,88 \cdot 6,75$ m² og med 19 cm Nyttehøjde bøjede sig i Løbet af de første to Aar saa stærkt, at nogle Molerstensvægge, der var opmuret paa den en Maaned efter Afformningen, fik gabende Revner. En anden krydsarmeret massiv Plade af Størrelse $7 \cdot 6,15$ m² og med 16 cm Totalhøjde støbt af Beton 1:3:3 bøjede sig efter at være afformet og belagt med Slidlag i de følgende fem Aar 2-3 cm; denne Plades hvilende Last udgjorde 80% af den totale Last.

Af Aarsager, der maa antages at yde et større eller mindre Bidrag til denne Vækst af den oprindelige Nedbøjning, skal følgende nævnes:

(1) Tiltagende Revnedannelse i Betonens Trækzone, hvorved dennes Medvirken efterhaanden ophører. For et urevnet Pladetværsnit med $f = 0,008 \cdot b \cdot h$, $n = 10$, $h = 0,9a$ er $I = 0,1291 \cdot b \cdot h^3$. For det samme Tværsnit uden Betontrækzone og med $n = 10$ er $I' = 0,048 \cdot b \cdot h^3$, altsaa $I' = 0,371I$.

(2) Tiltagende Ophævelse af Adhæsionen mellem Beton og Jærn, hvorved Jærnspejlingen nærmer sig til at blive ens i alle Tværsnit og lig Maksimalspændingen.

(3) En Svindforskel mellem Pladens Overside og Underside hidrørende fra, at den første tørrer hurtigere end den sidste, i hvilken Vandet synker ned.

Hvis en plan Flade svinder, og hvis Svindet er større i Oversiden end i Undersiden, antager den Skaalform. Paavirket Pladen ikke af ydre Kræfter, bøjer den sig efter en Kugleflade. Er Svindet pr. Længdeenhed ϵ_0 i Oversiden og ϵ_u i Undersiden, og er Pladetykkelsen a cm, bliver Kuglefladens Radius (§ 787):

$$r = \frac{a}{\epsilon_0 - \epsilon_u}$$

En Pladelængde l bliver til en Cirkelbue med Centervinkel:

$$\alpha = \frac{l}{r} = (\epsilon_0 - \epsilon_u) \cdot \frac{l}{a}$$

og med Pilhøjden:

$$y = 2 \cdot r \cdot \sin^2 \frac{1}{2} \alpha$$

$$\begin{aligned} \text{Er } \epsilon_0 &= 0,3 : 1000, & \epsilon_u &= -0,3 : 1000, & a &= 10 \text{ cm}, & l &= 500 \text{ cm}, & \text{faas:} \\ & & r &= 26\,700 \text{ cm} & \alpha &= 0,03 & y &= 3,00 \text{ cm}. \end{aligned}$$

(4) En voksende blivende Sammentrykning af Pladens Overside.

Efter de Forsøg, der nu foreligger¹⁾, skyldes Nedbøjningens Vækst med Tiden i overvejende Grad (4). Naar en Plade belastes, vil dens Overside straks faa en Forkortelse ϵ_0 , og naar Pladen har henstaaet belastet i nogen Tid, vil Forkortelsen være vokset til $\epsilon_0 + \epsilon_s + \epsilon_p$, hvor ϵ_s er Svindet, og ϵ_p er en plastisk Forkortelse, der ikke forsvinder ved Aflastning. Væksten fortsætter sig i Aarevis, men langsommere og langsommere, nærmest efter en parabolisk Kurve. ϵ_p kan blive meget stor, indtil $3\epsilon_0$ og mere. For en given Beton og en given Belastningstid er ϵ_p des større, jo større σ_b er; de to Størrelser er meget nær proportionale; naar forskellige Betoner har været lige længe belastede med samme Spænding, vil ϵ_p være des større, jo mindre S_b^2 er²⁾; Størrelsen af ϵ_p er altsaa stærkt afhængig af Forholdet $\sigma_b : S_b^2$ og derfor større for en langsomt hærtnende end for en hurtigt hærtnende Cement. Eksempelvis fandtes for Beton 1:2:4, der efter 28 Døgns Hærdning trykbelastedes med 42 at og holdtes under dette Tryk i 11 Maaned, hosstaaende Værdier af den straks maalte elastiske Forkortelse ϵ_0 og den samtidig maalte plastiske Forkortelse ϵ_{0p} samt ϵ_p og ϵ_s efter de 11 Maaneders Forløb, alt i mm/m. Hvis Betonen holdes vaad under Forsøget, kunde man vente at finde ϵ_p større, og det har man ogsaa fundet for Alcement, men for hurtighærtnende Portlandcement fandtes ϵ_p mindre og for alm. Portlandcement meget mindre, nemlig kun 0,22 af Værdien for tør Beton; da ϵ_s samtidig skifter Fortegn, bliver den vaade Betons samlede blivende Forkortelse $\epsilon_s + \epsilon_p$ saa lille for alle tre Cements, at man kan se bort fra den.

	ϵ_0	ϵ_{0p}	ϵ_p	ϵ_s
Portlandcement	0,175	0,055	0,612	0,088
Hurtighærtnende do.	0,146	0,010	0,235	0,216
Alcement	0,108	0,000	0,152	0,100

For at begrænse ϵ_p skal man bruge: (1) en lav Betonspænding, (2) hurtighærtnende Cement, (3) cementrig Beton, (4) langvarig Vanding, (5) sen Afformning og Belastning.

ϵ_p paavirker ikke blot Nedbøjningerne, men ogsaa Spændingerne; naar Pladens Trykside i Tidens Løb forkortes sig mere, end Træksiden forlænger sig, sænkes Nullinien, hvorved σ_b og m formindskes og σ_j forøges.

For Søjler er den plastiske Eftervirkning særlig betydningsfuld. De er dimensionerede under Forudsætningen $\sigma_j = 15\sigma_b$, men naar Betonen i Tidens Løb ikke blot svinder, men ogsaa trykkes stærkt sammen, ændres Forholdet ganske, σ_b bliver mindre og σ_j større, og det synes ikke udelukket, at σ_j i Tidens Løb kan naa Flydespændingen. Ved Forsøg med Jærnbetonsøjler har man umiddelbart efter Belastningen fundet $\sigma_j = 940$ at og 8 Mdr. senere $\sigma_j = 2840$ at. Hvilken Indflydelse denne ændrede Spændingsfordeling har paa Brudlasten vides endnu ikke, men man tør dog af det foreliggende slutte, at den Forbelastning af Trykjærnene i Brobuer, som *Melan* har indført for at faa

¹⁾ *Faber: Plastic Yield, Shrinkage and other Problems (Proceedings of The Institution of Civil Engineers, Vol. 225, 1927, Part 1); Glanville: The Creep or Flow of Concrete under Load, London 1930; Freyssinet: Etudes sur les déformations lentes des ciments ou retrats (Betonkongressen i Liège 1930, IV, 4).*

²⁾ I alt Fald vokser ϵ_p med Forholdene $(P_s + P_{sp}) : P_c$ og $P_s : P_{sp}$, derimod ikke altid med $P_s : P_c$.

Jærnet bedre udnyttet, er en uheldig Foranstaltning, samt at man i Søjler og overhovedet til Trykarmring hellere maa bruge haardt Staal end blødt. Størrelsen af de Spændingsændringer, som ϵ_p fremkalder, afhænger af Jærnprocenten; er φ lille, bliver $\Delta\sigma_b$ lille og $\Delta\sigma_j$ stor, er φ stor, bliver $\Delta\sigma_b$ stor og $\Delta\sigma_j$ lille; Sikkerheden mod Flydning vokser derfor med Jærnprocenten. Skal Slutværdien af σ_j have en bestemt Størrelse, maa man dimensionere Søjlen med en tilladelig Betonspænding, der er des mindre, jo mindre φ er.

Efter det Kendskab man nu har til den plastiske Eftervirknings Størrelse, bør man ved Dimensionering af Jærnbetonbygværker regne med mindst samme Sikkerhedsfaktor for en hvilende Last som for en bevægelig (jvnf. § 131).

Man har villet forklare den plastiske Eftervirkning, enten ved at den hærdnede Cement er i Besiddelse af en vis Plasticitet, eller at de under kemisk Omdannelse værende Korn presses bort fra de Steder, hvor Trykket er stort og nydanner sig i Betonens Porer, men ingen af disse Forklaringer synes forenelige med den Iagttagelse, at Eftervirkningen er langt større i tør Beton end i vaad. Dette sidste Forhold leder Tanken hen paa Svindfænomenerne; disse er utvivlsomt ledsaget af talrige mikroskopiske Strukturændringer, hidrørende fra at Gruskornene hæmmer Svindet og fremkalder Mikrorevner i den omliggende Kitmasse, og denne Revnedannelse, ved hvilken Trækspændingerne forsvinder og nye Ligevægtstilstande indføres, maa nødvendigvis være ledsaget af andre Smaabevægelser i Massen. Naar disse Bevægelser foregaar i et trykpaavirket Legeme, er det forstaaeligt, at de vil medføre blivende Sammentrykninger; i Beton, der holdes vaad og derfor ikke svinder, sker der derimod intet.

Spændingsvekslingers Indflydelse paa Nedbøjninger og Længdeændringer er endnu ikke saa indgaaende undersøgt, at den kan sammenlignes med en konstant Spændings Indflydelse.

Naar en uarmeret Betonbjælke belastes med Momentet M , kan de straks maalte Længdeændringer af Tryk- og Træksiden skrives: $\epsilon^c = \epsilon_e^c + \epsilon_p^c$ og $\epsilon^t = \epsilon_e^t + \epsilon_p^t$, hvor ϵ_e er den elastiske, ϵ_p den plastiske Længdeændring. Naar Bjælken efter Maalingen underkastes et Varighedsforsøg, under hvilket Momentet veksler mellem 0 og $+M$ og saa hurtigt, at Lasten paaføres f. Eks. 90 Gange i Minuttet, finder man¹⁾, at ϵ_e^c og ϵ_e^t bevarer deres oprindelige Størrelse, medens ϵ_p^c og ϵ_p^t vokser med Antallet af Vekslinger, i Begyndelsen proportionalt med dette Antal (altsaa med Tiden), senere langsommere; men medens ϵ_p^c vedbliver at vokse, indtil Bjælken knækker, eller indtil Forsøget afbrydes (efter f. Eks. 10^6 Vekslinger), og godt kan overstige $2\epsilon_e^c$, bliver ϵ_p^t meget snart konstant og overskrider ikke $0,8\epsilon_e^t$. Indskyder man en Pause i Forsøget og lader Bjælken henstaa belastet i nogle Døgn, vokser ϵ_p^c og ϵ_p^t i Pausen.

En armeret Bjælke forholder sig paa ganske tilsvarende Maade, saalænge den ikke er revnet, men Vekslingerne fremskynder Revnedannelsen noget. Er Bjælkens statiske Revnelast P_R , vil Vekslinger mellem 0 og $1/2 P_R$ ikke fremkalde Revner, men derimod Vekslinger mellem 0 og $3/4 P_R$. Revnerne lukker sig ikke helt, naar Bjælken aflastes; udtrykkes Revnevvidden ved $r = r_e + r_p$, hvor r_p er den blivende Del, vil denne i Begyndelsen vokse med Antallet af

¹⁾ Heim: Einfluss häufig wiederholten Belastungen auf die Rissbildung von Eisenbetonbalken, Karlsruhe, 1930.

Vekslinger og derefter holde sig uændret, medens r_e slet ikke paavirkes af Vekslingerne.

Hvis Lasten ved saadanne Varighedsforsøg ikke overstiger Halvdelen af Bjælkens normale Brudlast, vil Bjælkens Styrke ikke blive forringet ved Vekslingerne (§ 138); dette synes at gælde for alle Værdier af Jærnprocenten.

787. Nedbøjningsberegninger. Tegnes paa en ubelastet Bjælkes Side to lodrette Linier med 1^{cm} Afstand, vil de efter Belastningen danne Vinklen α med hinanden (Fig. 915), og denne Vinkeldrejning bevirker, at den paagældende Bjælkestrækning bøjer sig med en Krumningsradius r , der er omvendt proportional med α , idet man af Figuren har:

$$1 = r \cdot \alpha.$$

Fra Elasticitetslæren vides, at Nedbøjningslinien bestemmes af Ligningen:

$$\frac{d^2 y}{dl^2} = -\frac{1}{r} = -\frac{M}{E \cdot I}$$

hvor M , E og I er Momentet, Elasticitetstallet og Inertimomentet i det paagældende Tværsnit. Kendes

$\frac{M}{E \cdot I}$ -Kurven for Bjælken, kan Nedbøjningslinien bestemmes som Momentkurve for en tænkt Bjælke, hvis Belastningskurve har Ordinaterne $\frac{M}{E \cdot I}$, og hvis Understøtningsmaade vælges saaledes, at Momentet bliver Nul i de Punkter, hvor den virkelige Bjælkes Nedbøjning er Nul.

Er $E \cdot I$ konstant, volder Nedbøjningsberegningen ingen Vanskelighed; Formler for hyppigt forekommende Belastningstilfælde findes i § 320-1 og 408.

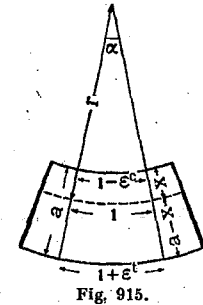
Er Bjælken simpelt understøttet og er P en Enkeltkraft virkende i Afstanden x fra nærmeste Leje, bliver Midtpunktets Nedbøjning: $y = \frac{c}{100} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot I}$, hvor c er Ordinaten i Punktet x til Nedbøjningens Influenslinie og findes i efterfølgende Tabel:

$x:l =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,333	0,35	0,40	0,45	0,50
$c =$	0,312	0,617	0,910	1,185	1,435	1,650	1,775	1,830	1,965	2,050	2,085

Er Bjælken helt eller delvis indspændt, og er Lejemomenterne M_1 og M_2 (Fig. 357), kan man først se bort fra disse Momenter, altsaa regne Bjælken simpelt understøttet og bestemme Midtpunktets Nedbøjning som ovenfor og derefter fradrage $\frac{1}{16} \cdot \frac{l^2}{EI} \cdot (M_1 + M_2)$.

For en Jærnbetonbjælke er EI imidlertid variabel. Da E_b aftager med voksende Spænding, er Værdien i et givet Tværsnit størst i Nulfladen, derfra aftager den i Retning af Tryksiden og endnu mere i Retning af Træksiden; endvidere er Middelværdien af E_b for et Tværsnit aftagende fra et Momentnulpunkt til det paafølgende Maksimalmomentpunkt. Ogsaa I_b varierer, selv om Armeringen er ens i alle Tværsnit, thi I_b afhænger af n og dermed af E_b .

At tage Hensyn til disse Forhold er besværligt (se nedenfor), derfor indføres ofte $E_b = 140\,000^{\text{at}}$, mens I_b bestemmes under Forudsætning af, at Betonen er revnet (altsaa af (146), Side 208, hvis Tværsnittet er rektangulært). Der-



ved findes imidlertid altfor store Værdier, man kommer Sandheden nærmere ved at regne $E_b = 210\,000$ eller mere og forudsætte den strakte Beton medvirkende; I_b kan da bestemmes af Formlerne i § 153; for T-Bjælker sættes b lig den nyttige Bredde, som det er tilladeligt at regne med ved Dimensionering.

Vil man regne nøjagtigere uden dog at tage Hensyn til de plastiske Nedbøjninger (§ 786), maa man indføre de sande Værdier af $E \cdot I$ for hvert enkelt Tværsnit og for hver enkelt Belastningstilstand, og disse Værdier kan man ikke regne sig til, men kun finde ved Forsøg. Hvis man for en Bjælke som Fig. 509 (Slide 341) paa Midterstrækningen, hvor Momentkurven er en vandret Linie, maaler r eller a for forskellige Værdier af M , kan de tilsvarende Værdier af $E \cdot I$ beregnes af en af Ligningerne:

$$E \cdot I = r \cdot M = M : a.$$

r kan findes ved at maale Nedbøjningen af tre Punkter og lægge en Cirkel gennem dem, men en nøjagtigere Bestemmelse faar man ved Maaling af Tryksidens Forkortelse og Træksidens Forlængelse. Af Fig. 915 faas:

$$1 = r \cdot a \quad 1 - e^c = (r - x) \cdot a \quad 1 + e^s = (r + a - x) \cdot a$$

$$\text{hvoraf:} \quad e^c = \frac{x}{r} \quad e^s = \frac{a - x}{r} \quad e^c + e^s = \frac{a}{r} \quad r = \frac{a}{e^c + e^s}$$

$$\text{og altsaa:} \quad E \cdot I = \frac{M}{e^c + e^s} \cdot a.$$

Man vil da finde, at $e^c + e^s$ vokser hurtigere end M . $E \cdot I$ er altsaa variabel, hvilket man kan udtrykke ved at sætte $E \cdot I = \delta \cdot E_0 \cdot I_0$, hvor E_0 og I_0 er Begyndelsesværdierne af E og I og δ en med Momentet variabel Størrelse, som kan findes ved Forsøget. Efterhaanden som Momentet vokser, aftager δ , i Begyndelsen langsomt, men, naar Revnedannelsen begynder, hurtigt og derefter atter langsomt. Indtil Revnedannelsen er δ næsten uafhængig af Jærnprocenten, men ved Revnedannelsen synker den voldsomt for svagt armerede Bjælker og langt ringere for stærkt armerede. Af *Bach & Grafs* Forsøg med rektangulære Bjælker, hvis Armering udgjorde fra 0,3 til 1,5 % af det fulde Tværsnit, kan udledes de i hosstaaende Tabel indførte sammenhørende Værdier af σ_b og 100 δ , hvor σ_b er Kantrykspændingen bestemt under Forudsætningen $n = 15$, $\sigma_b^t = 0$. Revnedannelsen begynder ved $\sigma_b = \text{ca. } 42 \text{ at}$. Vil man udnytte disse Værdier ved en Nedbøjningsberegning, maa man for det første kende E_0 og I_0 (denne bestemmes af Formelen ved Fig. 122 (S. 116) med $n = 10$) og beregne σ_b ($n = 15$, $\sigma_b^t = 0$) langs hele Bjælkens Overside. Dernæst optegner man over Bjælkens Momentkurven samt Kurven for σ_b ; i de Bjælkepunkter, hvor $\sigma_b = 10, 20, 30 \text{ at o. s. v.}$, dividerer man Momentordinaterne med $\delta \cdot E_0 \cdot I_0$, hvor δ tages af Tabellen, og den saaledes transformerede Momentkurve bruges derefter som Belastningskurve.

Det er indlysende, at disse δ -Værdier ikke kan gælde for al Slags Beton og under alle Forhold, men de fører dog utvivlsomt til rigtigere Værdier af Nedbøjningen end man finder ved at regne med $\delta = 1$.

G. Tilsyn med Arbejdet.

788. Den tilsynsførende bør bestræbe sig for ikke blot at kritisere, men ogsaa at hjælpe. Han bør ikke blot beskæftige sig med det udførte Arbejde, men ogsaa gennemtænke det kommende, saa han forud kan gøre Arbejderne opmærksomme paa Vanskelighederne og drøfte Arbejdsmetoderne med dem, saa Omlavninger undgaas. Han bør føre en ordentlig Dagbog, hvori han noterer Dagens Arbejde og Begivenheder, Prøveresultater, truffene Aftaler samt alle Ordre om Ekstraydelser eller Beparelser, og han bør straks udregne disses Omfang i Maal, Vægt eller Penge.

Før Støbningen bør alle Materialer og Arbejdsredskaber undersøges, og dette bør ske, saasnart de ligger paa Byggepladsen, saa Kassation af forarbejdet Materiale saavidt muligt undgaas.

Formene. Inden Formene opstilles, kontrolleres Bræddetykkelsen. Efter Opstillingen kontrolleres Kotehøjder, Oprunding (§ 709), Pladetykkelser, Bjælke- og Søjlemaal, og der sørges for Rensehuller i Søjle- og Bjælkeforme. Det paases, at Formflagerne ikke kan bøjse sig ned eller ud, og at Søjleforme er rigtigt opstillede i Forhold til Søjten underneden. Formene til Loffer over store Rum bør opstilles i fuld Udstrækning, inden Støbningen begynder, for at man kan

overbevise sig om, at Bjælkekasserne flugter. Det efterses, om Ridebrædderne er solidt befæstede til Stolperne, og disse solidt understøttede og afsvættede (§ 714). Støbning af Højdekloster og Underlagskloster paabegyndes i Tide. Støbeskellenes Beliggenhed fastlaas, og Skelbrædder opstilles. Gennemførelsessteder for Rørledninger afgrænses eller forsynes med Gipspropper. Sømfaste Klodser og lign. (§ 725) fastgøres. Formene spules med Vandslange, først Pladerne, saa Bjælkekasserne og sluttelig Søjlebundene (§ 732). Formene holdes vaade indtil Støbningen begynder.

Jærnet. Efter Ankomsten undersøges Jærnet (§ 726); Trækprøvelegemer maa ikke afdræjes. Naar Jærnet ligger i Formen færdigt til Indstøbning, skal det være rent, frit for Fedt, Jord, Snavs og løse Rustskaller, og den rette Afstand fra Formen (§ 34) skal være sikret ved Underlagskloster. Opbøjede Jærn skal være understøttede af Betonkloster eller paa anden Maade, krydsende Jærn være sammenbundne. Bøjernes Stilling skal være fikseret, og navnlig maa det paases, at de har den rette Afstand fra Bjælkekassens Bund og Sider. Bindetraadens Ender skal vende ind efter.

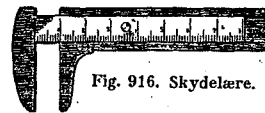


Fig. 916. Skydelære.

Ingen Konstruktionsdel bør støbes, forinden Jærndiametrene er eftermaalt med en Skydelære (Fig. 916), og Jærnenes rigtige Anbringelse kontrolleret.

Betonmaterialerne. Cementen prøves i Tide (§ 737); ligesaa Vandet (§ 90). Grus og Sten undersøges ved Besigtning, Sigteprøver eller Støbning af Prøvelegemer (§ 101-8). Saafremt disse Prøver udføres paa Prøveanstalter udenfor Byggepladsen, er det Regel, at de betales af Byggherren, hvis de falder tilfredsstillende ud, og i modsat Fald af Bygmesteren; det samme gælder Jærnet.

Blandemaskine og Støbeværktøj godkendes, Maalebørene justeres.

789. Under Støbningen maa man paase, at der ingen skadelige Ændringer sker i de før Støbningen godkendte Forhold, og at Støbningen sker paa rette Maade.

Formene skal være vaade ved Støbningen. Under denne bør man tilse, at Formene ikke synker; er disse opkilede, kan Rystelserne løse Kilerne, som da maa drives efter.

Jærnet overvaages, at det ikke trampes eller køres ned.

Betonmaterialerne inspiceres ved Ankomsten og kontrolleres, hvis de synligt afviger fra de godkendte. Nye Cementsendinger prøves.

Blandingsforholdet kontrolleres, særlig Vand-Cement- eller Sand-Cement-Forholdet, thi Betonens Styrke afhænger navnlig af disse. Stentilsætningens Størrelse spiller en ringere Rolle, naar den da ikke overdrives, saa Betonen mister sin gode Støbelighed, hvilket umiddelbart kan lagttages.

Vandtilsætningen maa ikke overdrives (§ 96); Konsistensen bør kontrolleres ved Synkeprøven (§ 97), idet man efter nogle Prøvestøbninger med de foreliggende Materialer kan fastsætte en Maksimumsværdi for Sammensynkningen, men denne Værdi maa ændres, hvis Materialerne ændres. Samler der sig Seer paa Betonens Overflade, maa Vandmængden formindskes.

Støbearbejdet maa kun ske i Overværelse af en kyndig Støbeformand. Det godkendte Støbeværktøj skal ikke blot være tilstedet, men ogsaa bruges. Midlertidigt anbragte Afstandsholdere og Afstivninger af Træ fjernes, naar Støbningen er naaet hen til dem. Af Hensyn til Tidsfristerne for Vanding og Afformning indrammes det daglig støbte Areal paa Grundplanen og Støbningen indskrives.

Prøvelegemer udstøbes hyppigt (§ 791).

790. Efter Støbningen. Kan Frost ventes, dækkes Betonen straks efter Udstøbningen, ellers først efter Støbningen. Betonen holdes vaad i mindst 14 Døgn. Inden Afformningen maa man sikre sig, at Betonen er stærk nok til at bære sig selv og de Laster, der kan komme paa den, f. Eks. Tryk fra Stilladsstolper. Dette afgøres bedst ved Hjælp af Prøvebjælker eller Tærninger, der i alle Henseender har faaet samme Behandling som Betonen i Bygverket. Man kan ogsaa paa Formbunden opstille ikkesugende Dobbeltrær af Cement, Ler eller Asfaltpap (Fig. 917) og prøve den saaledes isolerede Betoncylinder, naar Tidens Fylde kommer.



Fig. 917.

Efter Afformningen (§ 763-4) bør alle Jærndelev være skjulte, og hverken Plader eller Bjælker hænge.

H. Prøvning af Betonens Styrke.

791. Prøvelegemerne. Under Arbejdets Gang bør Betonens Kvalitet hyppigt kontrolleres ved Hjælp af Prøvelegemer (§ 312-6). Efter de danske Normer kan man bruge Bjælker eller Tærninger eller begge Dele, og det samlede Antal skal være mindst 8; hvis Jærnbetonmængden overstiger 300 m³, skal Antallet forøges med mindst 4 for hver paabegyndte 150 m³. Hvis ikke andet er aftalt — eller som Følge af specielle Kontraktforhold naturligt — afholder Bygmesteren Udgifterne ved disse Legemers Fremstilling og Prøvning, men Byggherren har Ret til at kræve flere Legemer støbt og prøvet, naar han selv afholder Udgifterne herved.

Bruges Haandblanding, kan der være Grund til at fordoble Legemernes Antal.

¹⁾ I Belgien kræves langt flere Prøvelegemer, nemlig 3 hver 2' Dag i de første 15 Dage og derefter 3 om Ugen.

Tærningerne skal være 20 cm i Sidelinie¹⁾ og maa helst støbes i Jærnforme; Bjælkerne skal fremstilles som angivet i § 316. Der skal altid støbes mindst 2 Bjælker eller mindst 2 Tærninger ad Gangen, og de skal stampes som Betonen i Bygværket og iøvrigt behandles i Overensstemmelse med § 316.

Det halve Antal Legemer prøves 7 Døgn gamle, Resten 28 Døgn gamle, dog i bægge Tilfælde med Tillæg af den Tid, Temperaturen paa Lagringsstedet har været under $+4^{\circ}$. Der bør prøves mindst 2 ens Prøvelegemer samtidigt, for hvilke man da bestemmer Middelstyrken.

Andre Arter af Prøvelegemer omtales i § 790. Til en vis Grad kan Betonens Styrke kontrolleres uden Styrkeforsøg alene ved Vejning og Maaling. Styrken afhænger nemlig hovedsagelig af to Faktorer: (1) Cementens Styrke og (2) Størrelsen T_k , der kan bestemmes ved en Prøvestøbning (§ 80-1); Styrken vokser meget hurtigt med T_k (§ 83). Endnu simplere er det at bestemme Vand-Cement-Forholdet og derefter bruge een af Ligningerne (22) paa Side 76 eller Abrahams Ligning paa Side 74.

Prøveresultaternes Betydning. 7 Døgn Prøven skal kun tjene til Orientering. Findes Styrken ringe, bør Aarsagen efterspores og fjernes, og Afformningen af den tilsvarende Del af Konstruktionen udskydes. Naar Normerne foreskriver denne Prøve, er det ogsaa med Hensyn paa at vinde Erfaring m. H. t. dens Paalidelighed, saaledes at man ad Aare mulligvis vil kunne indføre den i Stedet for 28 Døgn Prøven.

Indtil videre er 28 Døgn Styrken afgørende for den tilladelige Spænding; udføres Prøven af en eller anden Grund paa et tidligere Tidspunkt, betragtes den som en 28 Døgn Prøve. For de paa samme Dag prøvede Legemer beregnes Middelstyrken, hvorved Bjælkestyrke kan omregnes til Tærningstyrke eller omvendt ved Hjælp af Ligningen $S_b^{bc} = 1,25 S_b^c$ (§ 306), og denne Middelstyrkes laveste Værdi bestemmer den tilladelige Spænding og dermed den tilladelige Last for Bygværket (§ 128).

Hvis et Sæt Prøvelegemer viser sig for svage, bør Byggherrens Standpunkt rette sig noget efter Forholdene; selv om han har Ret til at kassere Bygværket, bør han kun gøre Brug af denne Ret, hvis Betonen er saa slet, at det vilde være uforvarligt at tage Bygværket i Brug, og ved Afgørelsen af dette Spørgsmaal vil det være naturligt ikke blot at henholde sig til Prøvelegemerne, men ogsaa at tage Prøvestykker ud af selve Bygværket eller prøvebelaste dette.

Som Regel vil Byggherren selv være interesseret i at undgaa en Kassation, og i Tilfælde, hvor en saadan ikke er paakrævet af Sikkerhedshensyn, vil han da foretrække at modtage Bygværket for en afkortet Betaling; derfor vil det være en Fordel for Bygmesteren, at Afkortningens Størrelse forud er fastsat i Kontrakten. For hver Procent Middelstyrken af samtlige Prøvelegemer er for ringe, kan Afkortningen f. Eks. fastsættes til 1 à 3 % af Tilbudssummen for Jærnbetonbygværket, under Forudsætning af at Antallet af Prøvelegemer er lig med eller større end det ovenfor fastsatte. Er Antallet mindre, bør Afkortningen formindskes i samme Forhold, som det foreliggende Antal Prøvelegemer er mindre end det krævede Antal.

¹⁾ I U. S. A. bruges Cylindre med $h = 2d$; for disse gælder, at d skal være lig eller større end 4 Gange den største Stendiameter, ellers findes Styrken for ringe. Endefladerne afrettes 2-6 Timer efter Støbningen ved Paalægning af sandfri Cementmørtel, der jævnes med en plan Støbejernsskive, indtil denne hviler paa Betonens Toppunkter; for at undgaa Svindrevner i Mørtelen paalægges man denne i halvstærket Tilstand (2-6 Timer gammel); konvekse Endeflader svækker stærkt, konkave lidet. Mest brugt er $h = 30$ cm, $d = 15$ cm; disse Normalcylindre er efter amerikanske Forsøg (formentlig Lagring i fugtig Luft) 7,5 % stærkere end Prismer 15-15-30 og 11,5 % svagere end 20 cm Tærninger; i Laboratoriet for Byggeteknik fandtes de ved Vandlagring at være mindst 20 % svagere end 20 cm Tærninger.

Normer for Jærnbeton-Konstruktioner

udgivne af Dansk Ingeniørforening.

Revideret Udgave 1930.

Indhold:

- | | |
|---|--|
| <p>I. Normernes Gyldighedsomraade
1. Normernes Gyldighedsomraade</p> <p>II. Statiske Beregninger og Dimensionering
A. Bogstavssymboler
2. Bogstavssymboler
B. Hvilende og bevægelig Last, Temperatur- og Svindkræfter
3. Almindelige Bestemmelser
4. Dynamisk virkende Kræfter
5. Temperatur- og Svindkræfter
C. Momenter, Spændvidder, Lejetryk, Inertimomenter m. m.
6. De ydre Kræfter
7. Spændvidder
8. Lejetryk
9. Variabelt Inertimoment
10. Kontinuerlige Plader og Bjælker m. m.
11. Delvis Indspænding
12. Enkeltkræfter paa Plader
D. Spændingsbestemmelse og Dimensionering
13. Normal-, Forskydnings- og Hovedspændinger
14. Bøjler i Bjælker
15. Største Adhæsionsspænding
16. Krydsarmerede Plader
17. Padderhatkonstruktioner
18. T-Bjælker
19. Trykarmering i Bjælker
20. Almindelige Søjlers Armering og ideelle Tværsnit
21. Bevinklede Søjlers Armering og ideelle Tværsnit
22. Bevinklede Støbejernssøjlers Armering og ideelle Tværsnit
23. Centralt paavirkede Søjlers Dimensionering
24. Ekscentrisk paavirkede Søjlers Dimensionering
25. Fundamenter og Lejekvadere
26. Rampøle
27. Vægge
28. Buer og Hvælvinger
E. Tilladelige Spændinger
29. Normale og specielle Belastningsforhold</p> | <p>30. Tilladelige Spændinger under normale Belastningsforhold
31. Konstruktioner med Egenspændinger</p> <p>III. Arbejdets Udførelse
A. Almindelige Bestemmelser
32. Almindelige Bestemmelser
B. Jærnet og Jærnarbejdet
33. Jærnets Kvalitet
34. Jærndimensioner
35. Jærnets Rensning og Bøjning
36. Stød i Trækjærn
37. Stød i Trykjærn
38. Jærnets Indstøbning
C. Betonmaterialerne.
39. Cementen
40. Sandet
41. Stenene
42. Gruset
43. Vandet
D. Betonen
44. Blandingsforhold og Blanding
45. Konsistens og Udstøbning
46. Støbeskel
47. Vanding
48. Beskyttelse
49. Støbning i Frost
E. Formene
50. Materiale og Opstilling
51. Afformning</p> <p>IV. Kontrol med Arbejdet
A. Før Udførelsen
52. Tegninger og Beregninger
53. Nye Konstruktionsformer
54. Materialundersøgelser
B. Under Udførelsen
55. Tilsyn
56. Materialundersøgelser
57. Fremstilling af Betonprøvelegemer
58. Prøvelegemernes Dimensioner
59. Prøvningens Udførelse
60. Prøveresultaternes Betydning
C. Efter Udførelsen
61. Eftersyn
62. Belastningsprøver</p> |
|---|--|

I. Normernes Gyldighedsomraade.

1. Følgende Normer gælder nærmest de Jærnbetonkonstruktioner, der forekommer i almindelig Hus- og Brobygning, men bør ogsaa med de af Sagens Natur følgende Modifikationer finde Anvendelse paa de fleste andre Omraader, hvor Jærnbeton benyttes. Angaaende Vandbygningen henvises til Dansk Ingeniørforenings foreløbige Regler for Beregning og Udførelse af Jærnbetonkonstruktioner i Vandbygning. Med passende Mellemrum — dog mindst hvert 5. Aar — vil Normerne blive reviderede under Hensyn til den stedfundne Udvikling.

II. Statiske Beregninger og Dimensionering.

A. Bogstavsymboler.

2. (For saa vidt Normernes Bogstavsymboler afviger fra Bogens er de bragt i Overensstemmelse med dennes).

B. Hvilende og bevægelig Last, Temperatur- og Svindkræfter.

3. Almindelige Bestemmelser. Egenvægten af Jærnbeton, inkl. Jærnet, skal regnes til 2400 kg/m³, medmindre en anden Vægt eftervises.

Hvis Bygværket udbydes uden at være dimensioneret, skal der i de særlige Betingelser for Arbejdet opgives, hvor stor en bevægelig Last Konstruktionen skal beregnes for, og — specielt ved Etageadskillelser — desuden Materiale og Tykkelse af eventuelt Slidlag eller dets Vægt. Skal Konstruktionen yderligere bære Enkeltkræfter hidrørende fra Skillerum, Tagkonstruktioner el. lign., maa dette udtrykkeligt angives enten i Betingelserne eller paa Tegningerne.

4. Dynamisk virkende Kræfter. Ved almindelige Husbygningkonstruktioner, der ikke er udsatte for unormale Rystelser, behøver man ikke at regne med Kræfternes dynamiske Virkning.

Ved Broer og andre Konstruktioner udsatte for Hjultryk skal der tages Hensyn til disses lodrette, dynamiske Virkning derved, at de statiske Hjultryk forøges med $\alpha\%$.

Ved Jærnbanebroer, hvis Paafyldningshøjde regnet til Svellens Underside, er mindst 0,25 m, og ved Vejbroer, hvis Paafyldningshøjde regnet til Slidlagets Overside er indtil 0,25 m, sættes $\alpha = 30$. Er den mindste Værdi af Paafyldningshøjden h m større end nys nævnt, sættes $\alpha = 30 - 5h$. Er $h \leq 6$ m, sættes $\alpha = 0$.

5. Temperatur- og Svindkræfter. Ved statisk ubestemte Brokonstruktioner og Konstruktioner af lignende Betydning, men i Almindelighed ikke ved Husbygningkonstruktioner, tages der i Beregningen Hensyn til en Temperaturvariation. Er Konstruktionen udført med almindelig Portlandcement, og er dens Middeltværsnit $a \cdot b$ (a og b i m), hvor $a \leq b$, skal, naar a ligger mellem 0,2 m og 1,6 m, regnes:

$$\text{Temperaturstigning i Grader: } 20 - 3,6 \cdot \frac{a \cdot b}{a + b} \quad \text{Temperaturfald i Grader: } 25 - 6,6 \cdot \frac{a \cdot b}{a + b}$$

Er Konstruktionen langs en af Siderne b dækket af et Stof, hvis Varmeledningsevne er lig eller mindre end Betonens, kan Værdien af a i omstaaende Udtryk forøges med det paagældende Lags Tykkelse, dog højst til 2a.

Hvis der kan optræde en Temperaturforskel af væsentlig Betydning mellem Konstruktionens enkelte Dele, bør der regnes med en saadan.

Indflydelsen af Betonens Svind bringes ved de samme Konstruktioner til Udtryk i Beregningerne ved Indførelse af en yderligere Temperaturvariation paa -15°C , og desuden bør man (og dette gælder ogsaa Husbygning- og særlig Tagkonstruktioner) ved Arbejdets Udførelse og ved konstruktive Foranstaltninger (f. Eks. ekstra Armering eller Svindfuger i ikke for store Afstande) modvirke Svindets skadelige Virkninger.

Produktet af Betonens Udvidelseskoefficient og dens Elasticitetskoefficient kan regnes til 2,0 kg/cm².

C. Momenter, Spændvidder, Lejetryk, Inertimomenter, m. m.

6. De ydre Kræfter for et Tværsnit beregnes som for et homogent Materiale efter de almindelige Regler og Metoder fra Statiken og Elasticitetsteorien.

7. Spændvidder. Det teoretiske Understøtningspunkt regnes for Plader og Bjælker over een Aabning at ligge i Midten af den teoretisk nødvendige Lejelade. For kontinuerlige Plader og Bjælker gælder det samme, naar de beregnes som delvis indspændte (ved hver Aabning for sig), hvorimod der, naar Beregningen gennemføres som for en kontinuerlig Bjælke, under normale Forhold bør regnes med Midten af Mellemunderstøtningerne.

8. Lejetryk. Ved Husbygning- og lignende Konstruktioner kan Lejetrykkene fra Plader og Bjælker beregnes under Forudsætning af simpel Understøtning, saafremt der er regnet med delvis Indspænding, eller saafremt Faglængderne ikke er meget forskellige, og Fagenes Antal overstiger 2.

9. Variabelt Inertimoment. Ved Beregning af statisk ubestemte Systemer kan man i alle Tilfælde, hvor det kun kommer an paa Forholdene mellem Tværnsitsarealer eller Inertimomenter, regne med det fulde Betontværsnit uden Hensyn til Armeringen. Hvor man i specielle Tilfælde anser det for nødvendigt at medtage Armeringen, regner man med det fulde Betontværsnit + 10 Gange Jærntværsnittet. De i Beregningen forudsatte Værdier af Forholdet mellem Inertimomenterne maa ikke være større end det dobbelte og ikke mindre end det halve af de tilsvarende Værdier, som kan udledes af de endeligt vedtagne Dimensioner. Ved simple Husbyg-

ningskonstruktioner kan Momenterne i almindelige kontinuerlige Bjælker med variabelt Tværsnit bestemmes uden Hensyn til Inertimomentets Variation.

10. Kontinuerlige Plader og Bjælker m. m. Hvis Plader eller Bjælker dimensioneres som kontinuerlige, skal der tages Hensyn til den farligste Lastfordeling, hvorved der, naar Lasten er ensformig fordelt, kan ses bort fra de Tilfælde, hvor p kun dækker en Del af et Fag. Er der flere end 4 Fag, kan de to yderste Fag ved hver Ende dimensioneres som ved 4 Fag, og Resten som ved uendelig mange Fag.

Ved Buer, Rammer o. l., men ikke ved simple Husbygningkonstruktioner, skal det eftervises, at p kan forøges med 50%, uden at Spændingerne noget Sted overstiger det dobbelte af den tilladelige Værdi (se § 30).

Se lovrigt § 7-9, 11 og 13.

11. Delvis Indspænding. Ved Husbygning- og lignende Konstruktioner kan Plader og Bjælker med Mellemunderstøtninger enten beregnes som kontinuerlige eller som delvis indspændte (over hver Aabning for sig). I sidste Tilfælde bestemmes den simple Momentkurve for Totallast, medens der for de tilsvarende Indspændingsmomenter M_1 og M_2 indføres en efter den skønnede Indspændingsgrad afpasset Værdi beliggende mellem den, der svarer til fuld Indspænding, og Nul (se dog nedenfor). Derefter dimensioneres Pladen eller Bjælken for de til Slutlinien $M_1 M_2$ svarende negative Momenter og de til Slutlinen $M_1 M_2$ svarende positive Momenter. Hvis Indspændingsmomenterne M_1 og M_2 hidrører fra Naboplader eller Nabobjælker, hvis Last kan variere fra y til $g + p$, skal disse dimensioneres for samme Indspændingsmomenter i Forbindelse med Lasten $g + \frac{1}{2}p$. En analog Beregningsmaade kan tillades i andre lignende Tilfælde, hvor en Konstruktion Understøtninger er i Stand til at optage Momenter.

Hvis Bjælker er støbte i eet med Søjler, og man ved Bjælkerens Beregning har taget Hensyn til et fra Søjlerens Stivhed hidrørende Indspændingsmoment, maa det paavises, at Søjlerne kan modstaa dette samme Moment.

Plader og Bjælker med Endeunderstøtning paa en Mur betragtes som simpelt understøttede paa denne, medmindre de er frit udkragede fra Muren som Konsoller; i saa Fald maa Stabiliteten eftervises.

Plader og Bjælker, der er kontinuerlige eller støbt i eet med Mellemunderstøtningerne, skal nærmest disse dimensioneres for et Indspændingsmoment som er mindst $\frac{1}{4}$ af det største simple Moment i de tilstødende Fag, selv om der ved de positive Momenter Bestemmelse er regnet med en mindre Indspændingsgrad.

I Brobanekonstruktioner beregnes Plader og sekundære Længdebjælker i Mellemfagene for lige store positive og negative Momenter, henholdsvis midt i Aabningen og over Mellemunderstøtningerne, lig $\frac{1}{4}$ af det positive Maksimumsmoment ved simpel Understøtning. I Yderfag, hvis ene Ende er simpelt understøttet, regnes det positive Moment midt i Faget lig $\frac{1}{8}$ af det positive Maksimumsmoment ved simpel Understøtning. I Bjælkerne bør en øvre Armering føres igennem over hele Længden.

12. Enkeltkræfter paa Plader. Naar en Jærnbetonplade belastes med en Enkeltkraft, bestemmes først Størrelsen af den Berøringsflade, hvorpaa Trykket direkte virker. For et Hjul med mindre Følgbredde end 15 cm regnes denne Flade som et Kvadrat med Sidelinie lig Følgbredden; ved større Følgbredde og for Tromler regnes den som et Rektangel, hvis ene Side er 15 cm, medens den anden er lig Hjulets eller Tromlens Bredde. Anvendes fordelende Konstruktion (Skinner, Sveller, Plader el. lign.), benyttes som direkte Berøringsflade saa stort et Areal af disse, som Kraften kan fordeles ensformigt over, uden at Materialsplændingerne overskrider den tilladelige Værdi. Fra den saaledes bestemte Berøringsflade regnes med en Trykfordeling under 45° ned gennem det eventuelle Mellemlag (f. Eks. Slidlag, Ballast, Jordfyld) til Jærnbetonpladens Underside, hvorved man i denne Dybde kommer til et belastet Rektangel med Sidelinier a_1 og b_1 (parallel med Pladens Understøtninger).

Staar Enkeltkraften i Afstanden x og x' fra en Plades to parallel Understøtninger ($x + x' =$ Spændvidden l), kan man, naar Forholdet mellem Jærnprocenten i Snittet parallel med Spændvidden og Jærnprocenten i Snittet vinkelret paa Spændvidden kaldes α , til Optagelse af de fra Enkeltkraften stammende Momenter regne med en nyttig Del af Pladen af Form som et Trapez med Bredde $b_1 + 2\alpha x$ langs Understøtningen i Afstanden x fra Kraften og med Bredde $b_1 + 2\alpha x'$ langs Understøtningen i Afstanden x' . For Transversalkræfternes Vedkommende regnes med et lignende Trapez bestemt ved Størrelserne $b_1 + \alpha x$ og $b_1 + \alpha x'$. For α maa ikke indføres en højere Værdi end 1. Den nyttige Del af Pladen skal altid ligge symmetrisk om Aksen gennem Enkeltkraften vinkelret paa Understøtningerne.

Ved Pladens Undersøgelse for Gennemlokning skal de til Rektanglet $a_1 b_1$ svarende 4 lodrette Snit tilsammen kunne optage den forskydende Kraft.

D. Spændingsbestemmelse og Dimensionering.

13. Normal-, Forskydnings- og Hovedspændinger beregnes under Forudsætning af, at Normalspændingerne er proportionale med Afstanden fra Tværnsnittets neutrale Akse, og at Beton ingen Normal-Trækspændinger kan optage. Forholdet mellem Elasticitetskoefficienterne for Jærn og Beton sættes lig 15 (se dog § 9).

I Plader og Bjælker med Konsoller kan Spændingerne beregnes efter de for konstant Højde gældende Formler, saafremt Konsollens Underside ikke stiger stærkere end 1 paa 3.

Ved Bestemmelse af τ_b og τ_{b_j} i Bjælker og Plader i almindelige Husbygningkonstruktioner uden store, koncentrerede, bevægelige Laster behøver man som Regel kun at regne med den til Totallast i samtlige Fag svarende Belastningstilstand.

14. **Bøjler i Bjælker.** Hvis Forskydningsarmeringen i Bjælker o. lign. helt eller delvis udføres med Bøjler, skal de Bøjler, der træffes af et under 45° med Nullfaden ført Snit, kunne optage den Del af Transversalkraften, som ikke optages paa anden Maade, hvorved der regnes med den almindelige tilladelige Jærntræks-spænding (se § 30).

15. **Største Adhæsionsspænding** findes, idet man gaar ud fra de samme Forudsætninger som i § 13, altsaa regner den proportional med Transversalkraften. Den saaledes bestemte Spænding behøver dog ikke nødvendigvis at holdes under den i § 30 angivne Værdi, naar man ved Jærn uden Endekroge sørger for, at Jærntrækkraften i et hvilket som helst Tværnsnit divideret med Jærnets indstøbe Overflade paa Strækningen fra Tværnsnittet til Jærnets Ende ikke overstiger den tilladelige Værdi af $\tau_{b,j}$. For Jærn med Endekroge kan regnes paa samme Maade, naar man som Afstand fra Tværnsnittet til Jærnets Ende indfører Afstanden til det yderste Punkt af Krogens Runding og tredobler den ellers tilladelige Værdi af $\tau_{b,j}$. Er heller ikke disse Betingelser opfyldte, skal en Glidning af Jærnet hindres ved en absolut sikker Forankring, der frembyder tilstrækkeligt Areal til at overføre hele Trækket i Jærnet til Betonen.

16. **Krydsarmerede, rektangulære Plader,** der er understøttede langs alle fire Sider og ensformigt belastede, kan, saafremt Beregningen ikke udføres efter en nøjagtigere Fremgangsmaade¹⁾, dimensioneres efter de nedenfor angivne Regler, hvor q er Totallasten pr. Arealenhed²⁾.

A. **Lejetrykkene** beregnes ud fra den Forudsætning, at Forskydningskræfterne er Nul i Hjørnevinklernes Halveringsnit og i Pladens Midtersnit. Langs de korte Sider regnes Lejetrykket fordelt efter en Trekant, langs de lange Sider efter et Trapez med samme Højde som Trekanten. De Plader bærende Bjælker dimensioneres i Overensstemmelse hermed.

B. I simpelt understøttede Plader med Spændvidder a og b ($a \geq b$) beregnes de bøjende Momenter ud fra den i Punkt A givne Reaktionsfordeling. Momenterne forudsættes jævnt fordelte over Snittene, hvorved Enhedsmomenterne for Spændvidderne b og a bliver:

$$M_b = \frac{1}{8} qb^2 \left(1 - \frac{2}{3} \frac{b}{a}\right) \quad M_a = \frac{1}{24} qb^2.$$

Det er dog tilladt for bægge Retninger at regne med Middelenhedsmomentet

$$M = \frac{aM_b + bM_a}{a+b} = \frac{1}{24} qb^2 \frac{3a-b}{a+b}.$$

C. Er Pladen delvis indspændt, kan dens positive Enhedsmomenter beregnes efter Formlerne under B, idet a og b da ikke betyder de virkelige Spændvidder, men reducerede Spændvidder, hvis Størrelse vælges saaledes, at følgende Betingelser er opfyldte.

Kaldes de med a og b ($a \geq b$) parallelle virkelige Spændvidder henholdsvis a_0 og b_0 og de negative Enhedsmomenter over a_0 parallelle Lejer M_1 og M_3 , over de med b_0 parallelle Lejer M_2 og M_4 , skal man have:

$$M_b + \frac{1}{3} \cdot (M_1 + M_3) = M_b \cdot \left(\frac{b_0}{b}\right)^2 \quad M_a + \frac{1}{3} \cdot (M_2 + M_4) = M_a \cdot \left(\frac{a_0}{a}\right)^2,$$

$$M_1 \leq \frac{6}{5} M_b, \quad M_3 \leq \frac{6}{5} M_b, \quad M_2 \leq \frac{6}{5} M_a, \quad M_4 \leq \frac{6}{5} M_a.$$

Indspændingsmomenterne regnes at aftage retliniet til Nul i en Afstand af $1/5$ af Spændvidden fra Lejet.

17. **Paddeskonstruktioner,** d. v. s. krydsarmerede, rektangulære Plader, stift forbundne med Søjler uden Bjælker som Mellemed, kan, saafremt en nøjagtigere Metode ikke benyttes, og saafremt Lasten er jævnt fordelt, dimensioneres som beskrevet i det følgende, hvor (se Fig. 918):

$$l_x = \text{Søjleakseafstandene i Retningen } x, \quad l_1 = \text{et Felts største Sidelinie (Søjleakseafstand),}$$

$$l_y = \text{Søjleakseafstandene i Retningen } y, \quad l_2 = \text{mindste Sidelinie}$$

Saafremt $l_1 \leq 1,1 l_2$, kan man regne Sidelinierne lige store og lig $1/2(l_1 + l_2)$.

Pladetykkelsen for Etageadskillelser maa ikke være mindre end 15 cm og heller ikke mindre end den største Værdi af $1/32 l_1$; for Tage er de tilsvarende Tal 12 cm og $1/40 l_1$.

Pladen kan enten hvile direkte paa Søjlehovedet (Fig. 758-60 og 765) eller med en Pude som Mellemed (Fig. 762 og 764).

¹⁾ F. Eks. for simpelt understøttede Plader ved Hjælp af Formlerne:

$$M_b = \frac{1}{8} qb^2 \cdot \frac{1}{1 + 2 \frac{b^2}{a^2}} \quad \text{og} \quad M_a = \frac{1}{48} qb^2 \left(1 + \frac{b^2}{a^2}\right),$$

der tilnærmelsesvis udtrykker Elasticitetsteoriens Resultater for Plader med absolut stive Understøtninger og med forankrede Hjørner, naar Poissons Forhold regnes lig Nul.

²⁾ Hvis man vil sikre sig mod Revner i Hjørnerne, kan det positive Hjørnemoment i Hjørnens Halveringslinie og det negative Hjørnemoment vinkelret paa Hjørnens Halveringslinie regnes lig

$$M_d = \frac{1}{8} qb^2 \cdot \frac{1}{2 + \frac{b^2}{a^2}}$$

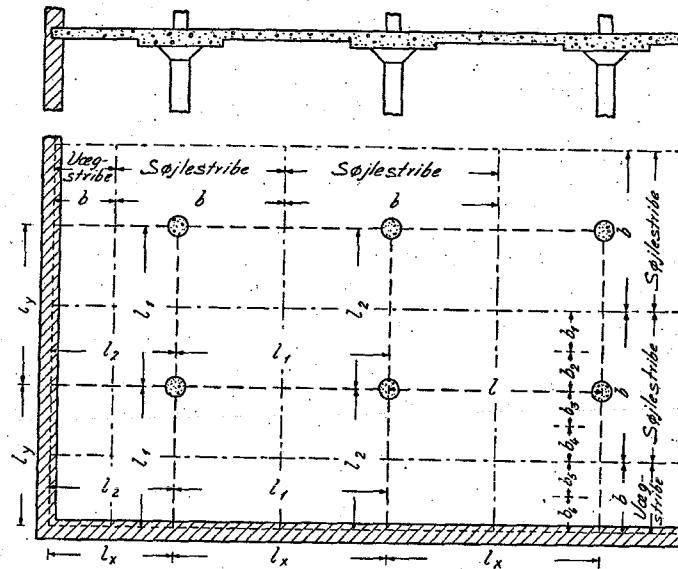


Fig. 918.

Søjlehovedet kan have en vilkaarlig Form, naar blot en indskreven retvinklet Kogle skærer Pladens eller Pudens Underside i en Cirkel, hvis Diameter c ikke er mindre end $0,2l_1$. Selv om Pude forefindes, er det tilladt at maale c i Pladens Underside eller i et vilkaarligt valgt, lavere liggende vandret Plan, men hvad der ligger under dette Plan maa da ikke medregnes til Pudens Dimensionering, og hvad der ligger over maa ikke medregnes til Søjlehovedet. Det øvre Overgangsled i Fig. 765 og 764 er saaledes i Fig. 765 opfattet som en Del af Søjlehovedet, i Fig. 764 som en Pude.

Ved Søjlehovedets Rand forstaaes i det følgende Cirklen med Diameter c eller en om denne omskrevne regulær Polygon, der falder indenfor Søjlehovedet.

Jærn, der danner Vinklen v med det paagældende Snits Normal, regnes at virke som normale Jærn med et Tværnsnit, der er $\cos v$ Gange det virkelige.

A. **Lejetryk og Transversalkræfter.** Ved Bestemmelse af Lejetrykkene regnes Transversalkraften i Pladefelternes Midtlinier og i de dermed parallelle Linier gennem Søjleakserne samt i Hjørnevinklernes Halveringslinier lig Nul. Den Last, der derved falder paa eventuelle Randbjælker eller Vægge, regnes jævnt fordelt i disses Længderetning. Den Last, der falder paa en Midtersøjle, en Ydersøjle eller en Hjørnesøjle, regnes centralt virkende, under samtidig Reduktion af den tilladelige Spænding i Overensstemmelse med § 24.

Ved Bestemmelse af Transversalkræfterne i et lodret Snit langs Søjlehovedets (henholdsvis Pudens) Rand, regnes Transversalkraften i Pladefelternes Midtlinier og i de dermed parallelle Linier gennem Søjleakserne samt i Hjørnevinklernes Halveringslinier lig Nul. Den saaledes for hver Oktant fundne Transversalkraft Q multipliceres med 1,25 og regnes til Gængæld jævnt fordelt over den paagældende Del af Snittet.

B. **Pladens bøjende Momenter.** Ved Bestemmelse af Pladens Momenter opstilles to Beregninger, en for Bæreretningen l_x og en for Bæreretningen l_y , og i bægge Tilfælde for hele Lasten baaret i den paagældende Retning. Ved Dimensionering for Bæreretningen l_x regnes Spændvidden lig $l_x - c$, ved Dimensionering for Bæreretningen l_y regnes Spændvidden lig $l_y - c$. I Yderfag erstattes c med $\frac{c}{2}$, saafremt der ikke overføres bøjende Momenter fra Pladen til Søjlerne i Yderveggen.

Ved hver af de to Beregninger deles Pladen i Søjlestriber, hvis Bredde b er lig Afstanden mellem to paa hinanden følgende Felters Midtlinier, og Vægstriber, hvis Bredde b er lig Afstanden fra Bygningens Ydervæg til nærmeste Feltmidte.

Desuden skal hver Oktant af det lodrette Snit langs Søjlehovedets Rand dimensioneres for et negativt Enhedsmoment virkende vinkelret paa Snittet og lig $1/16 Q \cdot \frac{l_1 + l_2}{o}$, hvor Q er den gennem den paagældende Oktant af Snittet overførte Transversalkraft, og o er Snittets Længde i Oktanten.

Den eventuelle Pudes Underside maa fra dette Snit ikke stige stærkere udefter end 1:3, naar der gaas ud fra den nødvendige Højde i Snittet;

C. *Søjlestriberne*. De til en Søjlestribe hørende Fag dimensioneres hvert især for en Momentkurve sammenstykket af (1), (2) og (3), idet der regnes med de under B nævnte Spændvidder.

(1) Momentkurven for Totallast i alle Fag bestemmes for en kontinuerlig Plade med konstant Inertimoment. De saaledes fundne Lejemomenter kaldes M_1 .

(2) Momentkurven for Totallast i det paagældende Fag, naar dette regnes simpelt understøttet og i Lejetværsnittene paavirket af Indspændingsmomenter, hvis Størrelse M_2 skønnes, men dog ikke maa regnes større end M_1 . M_2 deles skønsmæssigt i to Dele M_3 og M_4 , af hvilke M_3 skal kunne optages af Nabopladen, medens Søjlen over og Søjlen under Pladen tilsammen skal kunne optage

$$M_5 = M_4 + \frac{1}{4} \cdot b \cdot c \cdot \left(q \cdot \left(l + \frac{c}{2} \right) - g \cdot \left(l' + \frac{c}{2} \right) \right)$$

hvor l og l' er de under B definerede Spændvidder for det paagældende Fag og Nabofaget.

(3) Momentkurven for hvilende Last i det paagældende Fag, naar dette regnes simpelt understøttet og i Lejetværsnittet paavirket af det M_6 , der er regnet med ved Optegning af Momentkurven (2) for Nabopladen.

Af Momentkurverne (1), (2) og (3) tages de største positive og negative Momenter i hvert enkelt Tværsnit, og for disse dimensioneres Striben udenfor Strækningen c . Paa Strækningen c maa Jærnaaret i Pladens Overside ikke være mindre end det nødvendige Jærnaareal i Snittene ved Strækningens Ender.

Fordelingen af de fundne Momenter over Stribens Bredder sker efter følgende Regler, i hvilke l betegner Spændvidden (Søjleakseafstanden), b Bredden (Fig. 918), der tænkes delt i 4 Dele, af hvilke $b_1 = b_2$ og $b_3 = b_4$.

Af det positive Moment M i et vilkaarligt Snit fordeles $\frac{5l+b}{10l+b} \cdot M$ jævnt over $b_2 + b_3$, medens Resten fordeles jævnt over $b_1 + b_4$; l er her Fagets Søjleakseafstand. Af det negative Moment M i et vilkaarligt Snit fordeles $\frac{0,5l+b}{l+b} \cdot M$ jævnt over $b_2 + b_3$, medens Resten fordeles jævnt over $b_1 + b_4$; l er her Middelværdien af Søjleakseafstandene i de to Fag, som Søjlen adskiller. Til Optagelse af de negative Momenter paa $b_2 + b_3$ maa den eventuelle Pude medregnes.

Hvis en Søjlestribes Ende i Yderfaget regnes paavirket af et Indspændingsmoment, skal dette kunne optages paa den Bredder af Striben, der er direkte sammenstøbt med det momentgivende Leje.

D. *Vægstriberne* kan enten være understøttede som Søjlestriberne, altsaa (1) alene af Søjler, eller (2) af Søjler med mellemliggende Bjælker, eller (3) af en gennemgaaende Væg. I Tilfælde (1) udføres b_5 (se Fig. 918, hvor $b_5 = b_6$) som b_4 , og b_6 som b_3 . Hvis der udenfor b_5 er en smal belastet eller ubelastet Strimmel b_7 , kan $b_6 + b_7$ dimensioneres under eet for de paa $b_6 + b_7$ optrædende Momenter.

I Tilfælde (2) og (3) udføres b_5 som b_4 . b_6 udføres som b_4 , blot med halvt saa meget Jærn pr. lb. m.

E. *Søjlerne Dimensionering*. Søjlerne dimensioneres for saavel de eventuelle Momenter, der stammer fra Bæretningen l_x , som for de eventuelle Momenter, der stammer fra Bæretningen l_y ; men Virkningen af disse Momenter adderes ikke. Af de Momenter, der er regnet overførte til Søjlen Hoved og Fod, tages det numerisk største (M_6), hvorefter Søjlen i den fulde Etagehøjde dimensioneres for dette i Forbindelse med saavel den største som den mindste samtidig optrædende Centralkraft (se under A), hvorved M_6 regnes saavel højre- som venstredrejende, og idet der gaas frem efter § 28. For de nævnte Centralkræfter er det tilladt at indføre de Værdier, der svarer til henholdsvis Totallast og hvilende Last paa alle Pladelag.

Desuden skal Søjlen dimensioneres for Centralkraften alene som under A nævnt.

Hvis der ved en eventuel Randbjælkes Dimensionering er regnet med et fra Søjlen stammende Indspændingsmoment, behandles dette analogt med de fra Pladen stammende Momenter.

18. *T-Bjælker*. Ved T-formede Bjælker maa der som Bredder af Hovedet til hver Side, maalt fra Kanten af Kroppen, højst regnes med den mindste af følgende Værdier: $\frac{1}{4}$ af Bjælkelængden eller 8 Gange Pladens Middeltykkelse paa den medregnede Bredder eller Afstanden til Nabobjælken Hoved. Er Bjælken kontinuerlig, indspændt eller delvis indspændt, regnes Bjælkelængden lig Afstanden mellem Momentnulpunkterne, hvorved det er tilladt at forudsætte disse liggende i Afstanden $\frac{1}{2}l$ fra Mellem-Lejerne. Ved Kragbjælker regnes Bjælkelængden dobbelt saa stor som den virkelige.

19. *Trykarmring i Bjælker*. Indlægges der Længdejærn f^c som Armering af den trykkede Side i en Bjælke (Plade), og udgør denne Armering φ^c % af Arealet $F_b = b \cdot a$ (ved T-Tværsnit $b_0 \cdot a$), maa man for $\varphi^c \leq 1,5$ regne hele Jærntværsnittet, for $\varphi^c > 1,5$ kun $1,5 + \frac{1}{3} \cdot (\varphi^c - 1,5)$ % nyttigt. Længdejernene skal sikres mod Udbøjning i Punkter, hvis Afstand hverken overskrider 15 Gange Diameteren af Rundjærn (60 Gange mindste Inertiradius for andre Profiler) eller Bjælkehovedets Bredder.

Tværarmeringen kan regnes ækvivalent med et Betontværsnit lig $15 \cdot \frac{1,5}{1+2\alpha} f^c$, hvor α er

Forholdet mellem Bøjleafstanden og den mindste af Størrelserne b , c og α , medens f^c er Arealet af en tænkt Længdearmring med samme Volumen som den Del af Tværarmeringen, der ligger i Trykzonen. f^c regnes ensformigt fordelt over den Del af Betonens Trykzone, der ligger indenfor Tværarmeringen, og f^c skal mindst være lig $\frac{1}{3} f^c$. Kantspændingen, beregnet under Forudsætningen $f^c = f^c = 0$, maa aldrig overstige 2 Gange den tilladelige Spænding. Den frie Afstand mellem Tværarmeringsjernene bør som Regel ikke være mindre end 8 cm, hvis Betonen skal indbringes gennem Tværarmeringen.

Indlægges der Støbejern som Armering i den trykkede Side af en Bjælke, skal dette altid ske i Forbindelse med almindelig Længdearmring (f^c) og Bevikling efter Reglerne i § 21 og 22. For Længdearmringens og Tværarmeringens Vedkommende regnes som ovenfor. f^c maa ikke være mindre end $\frac{1}{4}$ % af F_b .

Støbejernsarmeringen maa ikke regnes nyttig med mere end 3 % af $b \cdot a$ (ved T-Tværsnit $b_0 \cdot a$). Forholdet mellem Elasticitetskoefficienterne for Støbejern og Beton sættes lig med 30. Støbejærnet skal være dækket af mindst 8 cm Beton. Det skal paavises, at Støbejærnets Adhæsionsspænding ikke overstiger den tilladelige Værdi (§ 30).

20. *Almindelige Søjlers Armering og ideelle Tværsnit*. Længdejernenes indbyrdes Akseafstand maa ikke overstige 35 cm, og deres Tværnsitsareal skal mindst udgøre $\frac{1}{4}$ % af Søjlen nødvendige Tværnsitsareal. Længdejernene skal hvert især sikres mod Udbøjning ved Bøjler (Tværarmering), hvis Afstand hverken maa overskride 15 Gange Diameteren af Længdejernene (60 Gange mindste Inertiradius for ikke cirkulære Profiler) eller Søjlen mindste Tværnsitsdimension eller 35 cm. Forsaavid Tværarmeringen udføres med spinklere Rundjærn end 7 mm, maa dette Rundjærns Tværnsitsareal for en Søjlelængde lig den ovenfor angivne maksimale Bøjleafstand ikke være mindre end den mindste af følgende to Værdier: Arealet af et 7 mm Rundjærn eller 15 % af det sværeste af de fastholdte Længdejerns Tværnsitsareal.

Ved Beregning af centralt belastede Søjlers Bæreevne kan man erstatte det virkelige Tværsnit med et tænkt Betontværsnit lig den mindste af Størrelserne:

$$F = F_b + 15 f^c + 15 \cdot \frac{1,5}{1+2\alpha} f^c \quad \text{og} \quad F = 2F_b,$$

idet α er Forholdet mellem Bøjleafstand og mindste Tværnsitsdimension, medens f^c er Arealet af en tænkt Længdearmring, hvis Volumen er lig Tværarmeringens. Saafremt f^c udgør over 3 % af F_b , maa Overskuddet kun føres i Regning med $\frac{1}{3}$ af Værdien. f^c skal mindst være lig $\frac{1}{3} f^c$.

Hvis Søjlerne Længdearmring fremstilles af haardt Staal, hvis Flydespænding σ_F ligger

højere end 2800 kg/cm², kan i ovenstaaende Formler Ledet $15 f^c$ multipliceres med $\frac{\sigma_F}{2800}$.

21. *Bevirkede Søjlers Armering og ideelle Tværsnit*. Længdejernenes Tværnsitsareal maa ikke være mindre end $\frac{1}{4}$ % af F_b . Kærntværsnittet skal være cirkulært. Beviklingen kan foretages efter en Skruelinie eller ved Indlæggelse af cirkulære Ringe. Skruengangens Højde (henholdsvis Ringafstanden) maa ikke overstige $\frac{1}{3}$ af dens Diameter og heller ikke 8 cm og skal være mindst 3 cm større end Beviklingsjærnets Diameter. f^c skal mindst være lig $\frac{1}{3} f^c$.

Ved Beregning af centralt belastede, bevirkede Søjlers Bæreevne kan man erstatte det virkelige Tværsnit med et tænkt Betontværsnit lig den mindste af Størrelserne:

$$F = F_k + 15 f^c + 45 f^c \quad \text{og} \quad F = 2F_b,$$

hvor F_k er Arealet af Betonens Kærntværsnit (indenfor Beviklingsjærnets Midtlinie).

Hvis Søjlerne Længdearmring fremstilles af haardt Staal, hvis Flydespænding σ_F ligger

højere end 2800 kg/cm², kan i ovenstaaende Formler Ledet $15 f^c$ multipliceres med $\frac{\sigma_F}{2800}$.

22. *Bevirkede Støbejernsøjlers Armering og ideelle Tværsnit*. Ved hule Støbejernsindlæg maa Betonen i Hulrummet ikke medregnes i F_k og F_b . Støbejærnet skal være dækket af mindst 8 cm Beton. For f^c og for Beviklingen gælder samme Regler som for almindelige bevirkede Søjler.

Ved Beregning af centralt belastede Søjlers Bæreevne kan man erstatte det virkelige Tværsnit med et tænkt Betontværsnit lig den mindste af Størrelserne:

$$F = F_k + 15 f^c + 45 f^c + 30 f_s \quad \text{og} \quad F = 2F_b + 30 f_s,$$

idet man samtidig skal have

$$30 f_s \leq F_k + 15 f^c + 45 f^c.$$

Ved Brug af haardt Staal gælder sidste Stykke i § 21.

23. *Centralt paavirkede Søjlers Dimensionering*. I centralt paavirkede Søjler er den tilladelige Betontrykspænding:

$$\sigma_E = \frac{\sigma_b^c}{1 + 0,0001 \cdot \frac{F}{I} \cdot l^2}$$

idet F = det ideelle Tværsnit (§ 20-22).

I = Tværsmittets Inertimoment i Udbøjningsretningen beregnet uden Hensyn til Tværarmering og Bevikling.

I = Søjle's virkelige Højde, der, hvis Søjlen bærer en Drager med Konsol eller har Hoved (§ 17), regnes til Konsollens eller Hovedets Underside.

24. Ekscentrisk paavirkede Søjlers Dimensionering. Ekscentrisk paavirkede Søjler skal dels dimensioneres for Trykkraften N virkende centralt i Overensstemmelse med § 23, dels for N virkende ekscentrisk. Ved den sidstnævnte Undersøgelse beregnes Spændingerne:

$$\sigma_b^t = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

under Medregning af det fulde Betontværsnit og med $n = 15$. Findes σ_b^t at være en Trykspænding eller en saa lille Trækspænding, at $\sigma_b^t \geq \frac{1}{2} \sigma_b$, skal det paavises, at:

$$\frac{N}{F} \cdot \frac{s_b^{bc}}{s_E} + \frac{M}{W} \leq s_b^{bc}$$

Findes σ_b^t at være en saa stor Trækspænding, at $\sigma_b^t > \frac{1}{2} \sigma_b$, maa der ikke regnes med Betonens Trækspændinger, og Dimensioneringen gennemføres da paa almindelig Maade med de for ren Bøjning gældende tilladelige Spændinger.

Den fulde Tværarmering og Bevikling maa kun regnes virksomme til Optagelse af det centrale Tryk. Ved Beregning af Bøjningsspændingen gaas frem efter § 19.

Søjler, der understøtter Dragere, som ikke er støbte i eet med Søjlerne, skal undersøges baade for største Tryk med den samtidige Ekscentricitet og for største Ekscentricitet med det samtidige Tryk.

Ved Søjler, der er støbte i eet med Dragere, skal det betragtes som fyldestgørende, hvis man enten paaviser, at Søjlen ikke er svagere, end den vilde blive, hvis Drageren var overskaaret midt over Søjlen, og Trykket paa denne derfor ved forskellig Belastning i de tilstødende Fag kom til at virke ekscentrisk, eller hvis man regner med centralt Tryk og til Gengæld en tilladelig Spænding paa kun 60%, 75% eller 90% af den i § 23 angivne Værdi, eftersom Søjlen befinder sig i et fremspringende Hjørne, i en udvendig eller i en indvendig Søjlerække (smgln. desuden § 11). En indvendig Søjle, paa hvilken der kun løber 3 Bjælker ind, behandles i Analogi hermed, som om den hørte til en udvendig Søjlerække.

25. Fundamenter og Lejekvadere. Naar Fundamenter, Lejekvadere og lign. er centralt paavirkede, men saaledes, at Kraften er jævnt fordelt over hele den ene Lejeflade F og kun over en Del F_1 af den modstaaende, maa Spændingen $\frac{P}{F_1}$ ikke overstige $s_b^c \cdot \sqrt{\frac{F}{F_1}}$.

26. Rampæle. For Rampæle gælder Reglerne i § 20 med følgende Ændringer: Afstanden mellem Tværarmeringsjærnene i Kroppen maa hverken overstige 10 d , Pælens mindste Tværsnitsdimension, eller 20 cm og i Hoved og Fod hverken 5 d eller 10 cm.

Hvis Tværarmeringen bestaar af Rundjærnsbøjler omsluttende alle Længdejærnene, maa Diameteren ikke være under 5 mm, medmindre Afstanden formindskes i samme Forhold som Jærnarealet.

Hvis Tværarmeringen bestaar af (stramt sammensnoede) Traadbindinger omsluttende Længdejærnene to og to, skal der bruges mindst 3 mm Jærntraad. I hver af Kroppens Bindinger skal der være mindst to Traadtværsnit. I Hoved og Fod skal hver Binding indeholde 3 eller 4 Traadtværsnit, eftersom Pælens mindste Sidelinie er ≥ 25 cm eller > 25 cm, og i sidste Tilfælde skal der i Hovedet desuden anbringes tilsvarende Diagonalbindinger.

Ved Dimensioneringen skal samtlige tilladelige Beton- og Adhæsionsspændinger (§ 30) multipliceres med $\%_0$. Hvilket henvises til Husbygningsnormerne.

27. Vægge. Jærnbetonvægge, der bærer som Søjler, skal være mindst 10 cm tykke. De dimensioneres og armeres som Søjler. Saafremt Væggens Bredde, maalt mellem de eventuelle Aabninger, mindst er 10 Gange Væggens Tykkelse, kan Jærnarealet i et vandret Snit nedsættes til $\frac{1}{2} \%$ af samme Snits nødvendige Betonareal, idet Tykkelsen dog ikke maa regnes mindre end 10 cm. De lodrette Jærns Akseafstand maa ikke overstige 25 cm. Er endvidere Jærndiameteren i den lodrette Armering mindre end eller lig med 10 mm, kan den almindelige Tværarmering udelades og erstattes af en vandret Længdearmering, hvis lodrette Tværsnitsareal mindst skal være $\frac{1}{4} \%$ af Betonarealet i samme Snit, idet der regnes med Væggens nødvendige Tykkelse (mindst 10 cm).

Ved Belastning med Enkeltkræfter bestemmes Spændingen i det vandrette Plan, der halverer Væggens frie Højde, idet Fordelingsvinklen sættes til højst 45° til hver Side. Fordelingsbredden maa dog ikke overstige Afstanden mellem Enkeltkræfterne, eller Væggens virkelige Bredde.

28. Buer og Hvelvinger. Plader med buet Underside maa kun beregnes som Hvelvinger (med Sidetryk), naar Sidetrykket kan optages af en anden armeret Betonkonstruktion, af Mure vinkelret paa Hvelvingernes Akseretning, eller naar dets Optagelse sikres paa anden Maade.

Større Buer skal armeres i baade Over- og Underside, og Jærnarealet hvert Sted skal, naar der regnes med de under E anførte tilladelige Spændinger, som Regel mindst udgøre $\frac{1}{6} \%$ af det fulde Betonareal ved rektangulære Tværnit og af det fulde Kropareal ved T-formede Tværnit.

Ved Buer, Hvelvinger og lignende Konstruktioner, der paavirkes baade af et centralt Tryk

og et Moment, og ved hvis Beregning der ikke tages Hensyn til Udbøjningsfare, beregnes Spændingerne:

$$\sigma_b^t = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

under Medregning af det fulde Betontværsnit og med $n = 15$. Findes σ_b^t at være en Trykspænding eller en saa lille Trækspænding, at $\sigma_b^t \geq \frac{1}{2} \sigma_b$, skal det paavises, at

$$\frac{5}{4} \cdot \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq s_b^{bc}$$

Findes σ_b^t at være en saa stor Trækspænding, at $\sigma_b^t > \frac{1}{2} \sigma_b$, maa der ikke regnes med Betonens Trækspændinger, og Dimensioneringen gennemføres da paa almindelig Maade med de for ren Bøjning gældende tilladelige Spændinger.

E. Tilladelige Spændinger.

29. Normale og specielle Belastningsforhold. Ved normale Belastningsforhold forstaaes saadanne Lastkombinationer, som ofte kan forekomme, f. Eks. for:

Elageadskillelser: Egenvægt + hvilende Last + bevægelig lodret Last.

Tage: Egenvægt + hvilende Last + bevægelig lodret Last + Vindkraft + Snetryk.

Gade- og Vejbroer: Egenvægt + hvilende Last + bevægelig lodret Last incl. dynamiske Tillæg.

Jærnbanebroer: Egenvægt + hvilende Last + bevægelig lodret Last incl. dynamiske Tillæg + Centrifugalkraft.

Enhver Konstruktion skal undersøges for normale Belastningsforhold, og for disse gælder de i § 30 angivne tilladelige Spændinger, som dog for Tage, hvis bevægelige Last kun bestaar af Sne og Vind, kan forøges med 20%.

Almindelige Husbygningskonstruktioner behøver som Regel kun at undersøges for normale Belastningsforhold.

Ved Broer o. lign. skal der tages Hensyn til mulige Ekstra-Belastninger hidrørende fra Bremskræfter, Vindtryk, Temperaturændringer, Hærdningssvind, Fundamentsbevægelser m. m. Naar de normale Belastninger kombineres med de i Betragtning kommende Ekstra-Belastninger, maa Spændingerne ikke overstige de for normale Belastningsforhold tilladte Spændinger med mere end 30%.

30. Tilladelige Spændinger under normale Belastningsforhold.

Jærnet. For Jærn med garanteret mindste Trækstyrke 3700 kg/cm² tillades følgende Spændinger:

Trækspænding $s_j = 1200$ kg/cm²

Forskydningspænding (se § 14) $\tau_j = 960$

For Jærn med garanteret Flydespænding (se § 33) tillades:

Trækspænding $s_j = 24,5 \cdot \sqrt{\sigma_F}$

Forskydningspænding (se § 14) $\tau_j = 0,8 \cdot s_j$

Betonen. Eftersom Betonens Bjælkestyrke s_b^{bc} efter 28 Døgns Hærdning (se § 59) er mindre eller større end 300 kg/cm², tillades følgende:

$$\sigma_b^{bc} = \begin{cases} 0,22 s_b^{bc} & \text{naar } s_b^{bc} \leq 300 \\ 3,8 / s_b^{bc} & \text{naar } s_b^{bc} \geq 300 \end{cases}$$

Trykspænding ved centralt Tryk $s_b^c = 0,8 \cdot s_b^{bc}$

Adhæsionsspænding (se § 15) $\tau_{bj} = 0,1 \cdot s_b^{bc}$

De skraa Hovedtrækspændinger i Bjælker og andre Konstruktioner maa ikke overstige $0,3 \cdot s_b^{bc}$. Hvis de overstiger $0,1 \cdot s_b^{bc}$, skal de kunne optages alene af Jærnet.

31. Konstruktioner med Egenpændinger. Saafremt enkelte Dele af en Jærnbetonkonstruktion indstøbes i belastet Tilstand, eller saafremt en ældre Jærnbetonkonstruktions Tværnit forøges ved Omstøbning, Tilstøbning eller lignende, og dette sker, mens Konstruktionen er belastet, og paa en saadan Maade, at det forstærkede Tværnit kan regnes at forblive plant ved de Deformationer, som en senere paaført Last medfører, behøver Spændingerne i den forud belastede Konstruktionsdel ikke at begrænses til de ellers tilladte, men den samlede Konstruktion skal have normal Sikkerhed overfor Brud.

III. Arbejdets Udførelse.

A. Almindelige Bestemmelser.

32. Til umiddelbart at forestaa Udførelsen maa kun anvendes saadanne Folk, som er fortrolige med Jærnbetonarbejder. Hvis Støbningen udføres i Akkord, er en særlig effektiv Kontrol at anbefale.

Alle Materialers Oprindelse skal paa Forlangend opgives.

B. Jærnet og Jærnarbejdet.

33. Jærnets Kvalitet. Jærnet skal, naar ikke andet forlanges eller tillades, være blødt Staal der svarer til Normalbetingelserne i det Land, hvor det er fremstillet. Ønskes der brugt

en anden Jærnsort, maa der, forinden Tilladelse gives, opgives og garanteres Minimumsværdier ikke blot af Brudspænding og Brudforlængelse, men ogsaa af Flydespænding. Produktet af Brudspænding (i kg/cm²) og Brudforlængelse (i %) skal mindst være 74 000 og Brudforlængelsen mindst 10 %. Prøvestængerne maa ikke være afrejede, men skal have deres naturlige Overflade.

34. Jærndimensioner. Det anbefales kun at gøre Brug af Jærn med følgende Tvermaal¹⁾: Rundjærn med Diameter: 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 34, 36, 40 mm.

Baandjærn med Tvermaal: 20-1½, 30-2, 40-3 mm.

Bindetraad med Diameter: 1, 1½, 2, 3, 4 mm.

35. Jærnets Rensning og Bøjning. Før Indlæggelsen skal Jærnet renses for Snavs, Fedt, Maling og løs Rust.

Rundjærn, der paavirkes til Træk, bør ved de frie Ender (ogsaa ved Stødene) forsynes med Hager eller Kroge, saa der ikke udelukkende stoles paa Adhæsionen til at forhindre en Glidning; dette gælder dog som Regel ikke Jærndindlæg i Plader, hvor Jærndiameteren er 12 mm eller derunder. Ved Bøjninger og Kroge bør i Regelen ikke anvendes en mindre Bøjningsradius (maalt til Jærnets Midtlinie) end 3 Gange Jærndiameteren.

36. Stød i Trækjærn. Stød i Rundjærn, der paavirkes til Træk, dækkes sædvanligt ved at forsyne Jærnerne med Kroge af den i Fig. 45 viste eller en lige saa god Form, lade dem overdække hinanden og indstøbe dem i en stærk Beton, Overdækningslængden l (se Fig. 205) bør i Almindelighed ikke være mindre end $10 + 30d$ (l og d i cm). Naar Rundjærn med $d \geq 1,2$ cm stødes i Plader uden Brug af Kroge, skal Stødlængden være mindst 50d, og det skal paavises, at Adhæsionsspændingen ikke overstiger den tilladte Værdi. I Buer bør højst indtil Halvdelen, i Bjælker højst indtil en Tredjedel af Jærnene stødes indenfor samme Overdækningslængde, og man bør saavidt muligt lægge Stødene paa Steder, hvor Jærnsænkningen er lav.

Betondimensionerne paa Stødlængden skal være saa rigelige, at hele Trækraften i de stødte Jærn kan overføres som en Trykkraft fra Krog til Krog, uden at den tilladte Betontrykspænding overstiges, undtagen umiddelbart ved Krogene.

Ved Overdækningsstød i Bjælker, samt hvor svære Rundjærn stødes i Plader, Vægge eller andre tynde Konstruktioner, anbefales det paa Stødlængden at anbringe en Tværarmering med Tværnsitsareal lig det stødte Jærns.

For at undgaa Ekscentriciteter bør Overdækningsstød saavidt muligt arrangeres symmetrisk om Tværnittets Midte.

Undtagelsesvis kan der ved Overdækningsstød med Kroge anvendes kortere Stødlængder end efter den ovenfor nævnte Regel, dog maa det i saa Fald eftervises, at den benyttede Stødlængde ikke er mindre end $\frac{T}{a \cdot \tau_b}$ cm, hvor T er den Kraft, der gennem Betonen skal overføres

fra de stødte Rundjærn, a Tværmaalet af den Betonflade, gennem hvilken den forskydende Kraft T passerer, og τ_b lig den tilladelige Hovedtrækspænding for Betonen. a maa aldrig regnes større end Kroghøjden (normalt 7 d).

Stød i Fladjærn og Profiljærn skal iærksættes ved Lasker og Nitter eller Bolte. Stød i Rundjærn kan udføres ved Skruemuffer. De nævnte Forbindelsesmidler skal kunne overføre Kraften med sædvanlig Sikkerhed. Samling af strakte Jærn ved Svejsning bør kun ske undtagelsesvis og med Tilsynets Tilladelse i hvert enkelt Tilfælde.

37. Stød i Trykjærn kan udføres uden Brug af Kroge og med Overdækningslængden $l \geq 30d$. Gøres l mindre, skal det paavises, at den tilladelige Adhæsionsspænding ikke overskrides.

38. Jærnets Indstøbning. Jærnet skal indlægges og under Støbningen saa nøjagtigt som muligt fastholdes paa den i Tegningen eller Beregningen angivne Plads, og der skal ved Støbningen sørges for, at Jærnet bliver fuldstændig indhyllet af Betonen. Hvis Jærnet ikke er udsat for særlige kemiske Angreb, skal det dækkes af et Betonlag, hvis Tykkelse ikke maa være mindre end:

1 cm i Konstruktioner, hvis Flader ikke er udsatte for Vejrlig eller stærk Fugtighed.

2 cm i Konstruktioner, hvis Flader er udsatte for Vejrlig eller stærk Fugtighed.

3 cm i udendørs Brobjælker, Brobuer, Brosøjler og Kransklædnedragere.

Den frie Afstand mellem Jærn i samme Lag skal udenfor Stødene mindst være lig 1,5 Gange Jærndiameteren, dog ikke under 3 cm, medmindre særlig smaa Sten anvendes. Afstanden mellem de enkelte Jærnlag skal mindst være 1 cm.

C. Betonmaterialerne.

39. Cementen skal, naar ikke andet forlanges eller tillades, være Portlandcement, der svarer til de af Dansk Ingeniørforening, Teknisk Forening og Akademisk Arkitektforening opstillede Normer. Brug af andre Cementer kan dog tillades, saafremt disse er almindelig anerkendte Produkter, der ved nøje Prøvelse har vist sig mindst jævnybrudige med Portlandcement.

40. Sandet (0-5 mm), maa ikke indeholde organiske Stoffer, Ler og andre Iblandinger i skadelig Mængde og skal i det hele egne sig til Betonstøbning. Sandets Styrkeindeks

$$a = 3g + 2m + 1,4f,$$

hvor g , m og f er Vægtmængderne af grove (5-2 mm), middelfine (2-½ mm) og fine (½-0 mm) Korn udtrykt i % af $g + m + f$, bør saa vidt muligt ikke være mindre end 200, og Mørteltæninger fremstillede med Sandet bør ikke have ringere Styrke end ved Brug af Normalsand.

¹⁾ Se Dansk Ingeniørforenings Normalmaal for Betonjærn.

41. Stenene skal være af et tilstrækkelig haardt Materiale til at give en Beton af fornøden Styrke, rene og fri for fremmede Iblandinger. Kan Betonen blive udsat for Frost, skal Stenene være frostfaste. Størrelsen maa staa i passende Forhold til Afstanden mellem Jærnene og til Konstruktionsdelens Godstykkelse. Stenstørrelsen, bestemt ved Pladesigter med cirkulære Huller, skal som Regel være følgende:

større end 40 mm	0	Vægtprocent
» » 30 »	højst 10	»
mindre » 5 »	» 5	»

42. Gruset (Blanding af Sand og Sten) skal opfylde de i § 40 og 41 opstillede Krav.

43. Vandet skal være rent; det maa ikke indeholde Bestanddele, som ever skadelig Indflydelse paa Betonen eller Jærnet. I Tvivlstilfælde skal Vandets Brugbarhed forud fastslaaes ved Forsøg.

D. Betonen.

44. Blandingsforhold og Blanding. Vægtforholdet mellem tørt Sand og Cement maa ikke overstige 2 ved udendørs og 2½ ved indendørs Konstruktioner; Cementmængden pr. m³ hærdnet Beton skal være mindst 300 kg ved udendørs og mindst 270 kg ved indendørs Konstruktioner. Der bør være tilstrækkeligt Overskud af Mørtel til at give en tæt Beton; Mørtelens Rumfang bør være mindst 10 % større end Rumfanget af Stenenes Hulrum.

Betonens forskellige Bestanddele skal nøje afmaales eller afvejes. Ved Maaling skal Maalekarrene fyldes paa ensartet Maade, saa der altid opnaas samme Lejringsstæthed, og denne skal for Portlandcement svare til Rumvægten 1360 kg/m³, saaledes at i m³ Portlandcement i løst Maal rummer 8 Normaltønder à 170 kg. Ved Omregning af Maalforhold til Vægtforhold skal der ligeledes regnes med denne Rumvægt.

Blandingen bør helst udføres paa Maskine. Naar Haandblanding anvendes, maa den foretages paa et tæt og rent Underlag, og Tørblandingen skal fortsættes, indtil Cement og Grus danner en ensfarvet Masse. I den færdigblandede Beton skal, saavel ved Haand- som ved Maskinblanding, Stenene paa alle Slider vise sig indhyllede i en ensfarvet Mørtelmasse. Der maa kun blandes saadanne Mængder, som umiddelbart efter Tilberedelsen kan udstøbes.

45. Konsistens og Udstøbning. Betonen skal have en saadan Konsistens, at en fuldstændig Indhylling af Jærndindlægget med Sikkerhed kan naas, og der skal sørges for — ved Stampning og lignende Bearbejdning — at Formen udfyldes saaledes, at alle Hulheder undgaas. Det anbefales at kontrollere Konsistensen f. Eks. ved Sammensyknningen af en Betonkegle. Vandtilsætningen maa ikke være saa stor, at der samler sig Søer paa Betonens Overflade. Formene bør være vaade forud for Støbningen. Under Støbningen, og navnlig efter en Arbejdspause, bør eventuelt dannet Siam fjærnes.

46. Støbeskel. Støbningen af de enkelte Dele af Konstruktionen, der til Slut skal danne et sammenhengende Hele, maa udføres i en saadan Orden, at en god Forbindelse opnaas. Ved Støbning mod Beton, hvis Overflade allerede er stærknet, skal denne renses omhyggeligt for Slam og andre Urenheder og afskylles med rent Vand. Hvis der forlanges Overstrygning med Cementvælling eller -mørtel, bør den foretages umiddelbart før Støbningen. Ligger Støbeskellet vandret, skal der først udlægges et mindst 2 cm tykt Lag Mørtel. Støbeskel skal som Regel lægges vinkelret paa Trykspændingernes Retning.

47. Vanding. Betonen skal holdes vaad i 1-6 Uger. Jo mere udsat Bygværket er for hurtig Udtørring, og jo vigtigere det er at undgaa Svind, des længere Tid bør det holdes vaadt.

48. Beskyttelse. Indtil Hærdningen er tilstrækkelig fremstreden, skal Betonen beskyttes mod uforsigtig Belastning, skadelige Rystelser, Regnskyl, indvirkning af Frost og lignende. Ogsaa senere, efter at Konstruktionen har naaet en tilstrækkelig Grad af Bæreevne, maa der sørges for, at den ikke beskædige ved ukyndig Behandling, navnlig ved Udstemning af Huller eller Riller for Ledninger o. lign. paa Punkter, hvor der herved kan bevirkes en utilladelig Svækkelse. Saadanne Udstemninger maa man undgaa ved at bestemme Ledningernes Plads inden Støbningen. Der maa drages Omsorg for, at Betonstøbegods, specielt Pæle, ikke overanstreges under Transporten.

49. Støbning i Frost. Ved stærkere Frost paa Arbejdsstedet end -2°C maa der ikke uden særlig Tilladelse arbejdes med Betonstøbning. Frosne Bestanddele maa ikke anvendes til Betonblanding, og der maa ikke støbes mod frosne Konstruktionsdele. Beton, der er i Færd med at størkne, skal særlig omhyggeligt beskyttes mod Frostens skadelige Virkning. Ved Støbning i Frost maa Betonens Temperatur ved Udstøbningen aldrig være lavere end $+4^{\circ}$ og helst ligge mellem $+15^{\circ}$ og $+40^{\circ}$. Se ogsaa § 50, sidste Sætning.

E. Formene.

50. Materiale og Opstilling. Formene skal være tilstrækkelig tætte og saa stive, at de ikke deformeres kendeligt under Støbningen, og de maa kunne taale de med Stampningen forbundne Rystelser. Forsaavidt der ikke i de særlige Betingelser for Arbejdet er fastsat bestemte Regler for Beskaffenheden af de Flader, mod hvilke Betonen skal støbes, kan ru Brædder anvendes. Det anbefales at anvende ru Brædder, hvis Overfladen senere skal pudses. Forme for Søjer maa være saaledes indrettede, at Udstøbning og Stampning kan foretages i ikke for tykke Lag. Stolperne skal være saa stive, at de ikke deformeres kendeligt, og skal stilles paa et fast, ikke eftergivende Underlag. Ved Opstilling paa Jord maa Frostens Indvirkning paa denne tages i Betragtning ved Vinterarbejder.

51. Afformningen maa kunne foregaa let og uden skadelige Følger for Konstruktionen. Tiden mellem Støbningens Tilendbringelse og Formenes Fjernelse bør afhænge af Vejrliget, af Konstruktionens Spændvidde og Egenvægt samt af Formdelenes nærmere Bestemmelse, og det maa i hvert Tilfælde undersøges, om Hærdningen er tilstrækkelig fremskredet.

Afformningstidspunktet vælges i alle Tilfælde bedst paa Grundlag af Styrkeforsøg (se § 57) med Prøvelegemer, hvis Lagringsforhold nøje svarer til Bygværkets.

Under almindelige Forhold og ved Brug af almindelig Portlandcement bør Formdele, der kun fungerer som Begrænsning, i Regelen først fjernes efter 3 Døgn Forløb, Formdele, der tillige tjener til Understøtning, i Regelen først efter 4 + 3/1 Døgn Forløb, idet l betegner vedkommende Konstruktionsdels Spændvidde i m; for $l > 8$ m indføres i Formelen $l = 8$ m. For Søjleforme, der ikke benyttes som Understøtninger, kan regnes med det halve Antal Døgn af det, der findes efter Formelen ovenfor, naar man lader l heri betegne Søjleens Højde i m.

Naar der bruges hurtig hærdnende Specialcement, vil Afformningen kunne finde Sted hurtigere, svarende til vedkommende Cements Egenskaber.

Den Tid, i hvilken Temperaturen (i Skyggen) er under 0°C , maa ikke medregnes, og den Tid, i hvilken Temperaturen er mellem 0° og $+4^{\circ}\text{C}$, maa kun delvis medregnes.

Ved Brug af Specialcementer, der hærder langsomt i lave Temperaturer, bør særlig Forsigtighed udvises.

IV. Kontrol med Arbejdet.

A. Før Udførelsen.

52. Tegninger og Beregninger. Forinden Udførelsen kan der forlanges indleveret Tegninger, der viser Hovedanordningen, Betonens Blandingsforhold samt alle ikke ganske dagligdags Detaljer, samt Beregninger, indeholdende Angivelser af Størrelsen af den forudsatte hvilende og bevægelige Last og af Grænserne for de tilladelige Spændinger samt Dimensionsbestemmelse eller Eftervisning af tilstrækkelig Bæreevne. Tegninger og Beregninger skal underskrives af den, som har Ansvar for dem. Eventuelt kan tillige fordres nærmere Beskrivelse af vanskelige Konstruktioner, af Arbejdets Udførelse o. lign.

53. Nye Konstruktionsformer. Ved nye Konstruktionsformer, som ikke tidligere har været anvendt her i Landet, og for hvilke der ikke kan opstilles nogen tilfredsstillende Beregning, kan Byggetilladelsen gøres afhængig af Udfaldet af en Brud-Belastningsprøve med et helt Konstruktionsled.

54. Materialundersøgelser. Der bør udtages Prøver af de forskellige enkelte Materialer til Undersøgelse af, om de i § 33 og 39-43 opstillede Fordringer er tilfredsstillende. Naar disse Undersøgelser foretages af specielle Prøveanstalter, skal Byggherren betale Prøven, der falder tilfredsstillende ud, medens utilfredsstillende Prøver betales af Entreprenøren. Det anbefales at opbevare Prøver af den anvendte Cement samt af Sand, Grus og Sten, indtil Arbejdet er endelig udført.

B. Under Udførelsen.

55. Tilsyn. Under Udførelsen bør det paases, at Formene tildannes omhyggeligt og understøttes forsvarligt, at Jærnets Dimensioner og Plads svarer til de i Tegningerne eller Beregningerne angivne, og at Betonen faar den rette Tykkelse, at der anvendes den rigtige (opgivne) Blanding, og at Jærnet bliver fuldstændig indhyllt.

56. Materialundersøgelser under Arbejdets Udførelse foretages i Overensstemmelse med § 54.

57. Fremstilling af Betonprøvelegemer. Endelig bør der under Arbejdets Udførelse og i Tilsynets Overværelse støbes mindst 8 Prøvelegemer og ved større Arbejder 4 Stkr. for hver 150 m^2 (eller paabegyndte 150 m^2) Jærnbeton. Betonen i Prøvelegemerne skal blandes af de samme Materialer og stemples paa samme Maade som Betonen i Bygværket. Legemerne holdes fugtige de første 7 Døgn efter Støbningen og opbevares paa et mod Sol, Vind og Regn beskyttet Sted indtil Prøvningen; det er tilladt at opbevare Prøvelegemerne i et opvarmet Rum, hvis Temperatur ikke overstiger Stuevarme. Hvor ikke andet er aftalt — eller som Følge af specielle Kontraktforhold naturligt — afholder Entreprenøren Udgifterne ved disse Legemers Fremstilling og Prøvning, men Byggherren har Ret til at kræve flere Legemer støbt og prøvet, naar han selv afholder Udgifterne herved.

58. Prøvelegemernes Dimensioner. Bruges Tærninger, skal disse have 20 cm Sidelinie og helst støbes i Jærnforme.

Bruges Bjælker, skal disse, saafremt den garanterede Brudstyrke er lig eller mindre end 300 kg/cm^2 , have $2,0\text{ m}$ Længde og rektangulært Tværnit med Bredde 9 cm , Højde $6,5\text{ cm}$, og Jærndlæggset skal bestaa af 2 Stkr. 12 mm Rundjærn, ombojede ved Enderne og anbragte med en Afstand af 5 cm fra Midten af Jærnet til Oversiden af Bjælken (9 mm fra Bjælakens Underside til Underkanten af Jærnet).

Er den garanterede Brudstyrke S_b^{bc} større end 300 kg/cm^2 , skal Prøvebjælkerne ændres saaledes, at følgende Fordringer er tilfredsstillende:

- 1) Bredden skal være mindst 9 cm .
- 2) Afstanden fra Bjælakens Overside til Jærnets Overside skal være mindst 5 cm .
- 3) Jærnspejlingen i Brudebjælkket maa ikke overstige 2050 kg/cm^2 .
- 4) τ_p og τ_j maa ikke overstige 8 kg/cm^2 .
- 5) Afstanden mellem Enkeltkræfterne (se § 59) skal være mindst 60 cm .

59. Prøvningens Udførelse. Det halve Antal Legemer prøves 7 Døgn gamle, Resten 28 Døgn gamle, dog i begge Tilfælde med Tillæg af den Tid, Temperaturen paa Opbevaringsstedet har været under $+4^{\circ}\text{C}$.

Der bør prøves mindst to ens Prøvelegemer samtidigt, for hvilke man da bestemmer Middelstyrken.

Ved Prøvningen anbringes Bjælken paa to Lejer og belastes med to lige store, jævnt og langsomt voksende Kræfter P , der virker i en Afstand af mindst 60 cm fra Lejerne. Er Betonens garanterede Styrke $S_b^{bc} \geq 300\text{ kg/cm}^2$, skal Bjælakens Spændvidde være $1,80\text{ m}$ og nævnte Afstand 60 cm ; er S_b^{bc} garanteret større end 300 kg/cm^2 , skal Spændvidden mindst være $1,80\text{ m}$.

For Forsøget maales Midter-Tværsnittets Højde og dets Bredde b foroven, og efter at Bruddet er indtraadt, maales Tykkelsen af Betonlaget under Jærnet, hvorved altsaa Afstanden h fra Jærn-Midten til Bjælakens Overkant er bekendt. Af Brudmomentet for 28 Døgn Prøverne beregnes Trykspændingen S_b^c i Betonen, og denne Størrelse skal da mindst have den ved Konstruktionens Dimensionering forudsatte Værdi.

Til Lettelse for Beregningen ved de almindelige Bjælker (Spændvidde $1,8\text{ m}$) meddeles følgende Tabel over Værdierne af α i Udtrykket

$$S_b^c = \alpha P + 10\text{ kg/cm}^2,$$

hvor de 10 kg/cm^2 betyder den af Egenvægten bevirkede Spænding, der nøjagtigt nok kan regnes konstant:

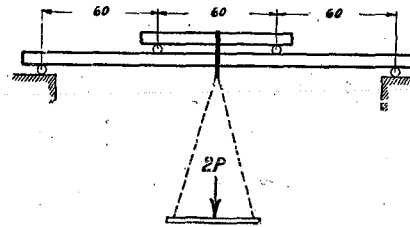


Fig. 919.

h cm	b (cm)							
	8,5	8,7	8,9	9,0	9,1	9,3	9,5	
4,5	1,28	1,26	1,23	1,22	1,21	1,19	1,17	
4,7	1,18	1,16	1,14	1,13	1,12	1,10	1,08	
4,9	1,10	1,08	1,06	1,05	1,04	1,02	1,00	
5,0	1,06	1,04	1,02	1,01	1,00	0,98	0,96	
5,1	1,02	1,00	0,98	0,97	0,96	0,95	0,93	
5,3	0,95	0,93	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	
5,5	0,89	0,87	0,85	0,85	0,84	0,82	0,81	

60. Prøveresultaternes Betydning. 7 Døgn Prøven skal kun tjene til Orientering, medens den endelige Bedømmelse af Betonens Kvalitet skal ske paa Grundlag af 28 Døgn Prøven, med mindre Entreprenøren ønsker Prøven udført tidligere, og i Overensstemmelse med efterfølgende Regler.

For flere samtidig støbte og prøvede Legemer af samme Art skal Middeltallet af de fundne Styrketal være bestemmende. Hvis der mellem Prøvelegemerne findes saavel Bjælker som Tærninger, multipliceres de sidstes Styrketal med 1,25, inden Middeltallet dannes. Saafremt en eller flere Grupper af samtidig støbte Prøvelegemer viser sig for svage, kan man gaa frem efter § 62. For det Tilfældes Skyld, at Byggherren vil fortage en Afkortning i Entreprenørens Betaling, bør Reglerne for en saadan fastsættes i Kontrakten).

C. Efter Udførelsen.

61. Eftersyn. Efter Arbejdets Tilendbringelse bør det paases, at Hærdningen er tilstrækkelig fremskredet, inden Afformningen foretages (se § 51), og naar denne er sket, bør det undersøges, om Formene overalt har været fuldt udstøbte, eller om de Ufuldkomnheder, der mulig viser sig, er af væsentlig Betydning.

62. Belastningsprøver bør i Almindelighed ikke være saa strenge, at de skader Bygværket. Saafremt man, som Følge af, at Prøvelegemerne ikke har naaet den forudsatte Styrke eller af andre Grunde, anser en Belastningsprøve for ønskelig uden dog at nære Tvivl om Bygværkets Soliditet, bør Prøvelasten ved Etagede skillelser og lignende indendørs Konstruktioner ikke overstige den største af de nedenfor nævnte Værdier, og ved Broer og lignende udendørs Konstruktioner bør den overstige den Last, Konstruktionen er dimensioneret for. Disse Belastningsprøver bør ved Brug af almindelig Portlandcement ikke foretages før 45 Døgn, ved Broer 60 Døgn efter Støbningens Afslutning med Tillæg for kolde Døgn efter Reglerne i § 51.

Saafremt der foreligger grundet Formodning om, at Konstruktionen eller en Del af samme har for ringe Bæreevne — paa Grund af ringe Styrke hos Prøvelegemerne, Overlast, Udførelsesfejl, eller en saadan Svækkelse af Betonen som Følge af Frost, for tidlig Udtørring, stærk Opvarmning eller lignende, at man kan befrygte, at Konstruktionens eventuelle Brud sker pludseligt — uden at man dog har fundet Anledning til at kassere Konstruktionen — bør man, forinden Bygværket tages i Brug, foretage en tilstrækkelig omfattende Prøvning af den paagældende Del af Bygværket med en Last, der mindst bør overskride den i Beregningerne indførte med den

¹⁾ Denne Afkortning kan f. Eks. for hver Procent, Middelstyrken af samtlige Prøvelegemer er for ringe, ansættes til $1 + 3\%$ af Tilbudssummen for Jærnbetonkonstruktionen, under Forudsætning af, at Antallet af Prøvelegemer er lig med eller større end det ovenfor fastsatte. Er Antallet mindre, bør Afkortningen formindskes i samme Forhold, som det foreliggende Antal Prøvelegemer er mindre end det krævede Antal.

største af Værdierne $0,2(g+p)$ og $0,5p$, hvor g er Egenvægten incl. Slidlag, Udfyldningsmateriale o. lign., p den øvrige Del af Lasten. Disse Belastningsprøver bør ved Brug af almindelig Portlandcement ikke foretages før to (ved Broer tre) Maaneder efter Støbningens Afslutning med Tillæg for kolde Døgn efter Reglerne i § 51.

Lasten bør anbringes med rimelig Forsigtighed, men fordeles paa den Maade, der medfører størst Paavirkning af den Konstruktionsdel, hvis Bæreevne tilsigtes undersøgt, og den bør forblive 24 Timer paa Konstruktionen.

Resultatet af en Belastningsprøve kan betragtes som tilfredsstillende, naar Bygværket ikke har lidt synlig Skade, og naar der i den sidste Trediedel af de nævnte 24 Timer ikke har vist sig nogen Tilvækst til Formforandringerne, samt naar den blivende Formforandring efter mindst 12 Timers Aftastning højst udgør 25 % af den totale Formforandring. I Tvivlstilfælde bør Prøven gentages, og der maa da ikke vise sig nogen Forsøgelse af de blivende Formforandringer. Formforandringerne bør maales saa nøjagtigt som muligt.

Hvor intet andet er forudsat, bæres Udgifterne ved disse Prøver af Bygherren, medmindre de skyldes Aarsager, som kan lægges Entreprenøren til Last.

Normer for Husbygnings-Konstruktioner

udgivne af Dansk Ingeniørforening.

Revideret Udgave 1930.

Indhold:

I. Egenvægt og Last.	II. Tilladelige Spændinger.	III. Andre Bestemmelser.
1. Egenvægt af Byggematerialer og Fyldstoffer.	11. Byggegrund.	20. Overdækning af Muraabninger.
2. Egenvægt af Mure og Vægge.	12. Murværk.	21. Murbjælker i Skeletbygninger.
3. Egenvægt af Etageadskillelser og Trapper.	13. Natursten (Monolither).	22. Gesimser.
4. Egenvægt af Tage.	14. Beton.	23. Udfyldningsvægge af Jærnbeton i Skeletbygninger.
5. Snetryk.	15. Jærnbeton.	24. Vinddragere.
6. Vindkræfter.	16. Blødt Staal.	25. Skorstene.
7. Tabel over Sne- og Vindtryk.	17. Staalstøbegods og smedet el. valset haardt Staal.	
8. Jordtryk.	18. Støbejern.	
9. Vægt af Stoffer, der lagres i Bygninger.	19. Træ.	
10. Tilfældig Last paa Etageadskillelser, Trapper o. lign.		

I. Egenvægt og Last.

1. Egenvægt af Byggematerialer og Fyldstoffer.

Mørtel og Beton: kg/m ³	Metaller: kg/m ³	kg/m ³
Cementmørtel..... 2100	Staal..... 7850	Moler, lufttøret, knust... 625
Kalkmørtel..... 1700	Svejsjern..... 7800	Slaggeuld..... 250
Gipskalkmørtel (Rabitz)..... 1500	Støbejern..... 7250	Kiselgur..... 200
Jærnbeton..... 2400	Bly..... 11400	Risskaller..... 160
Beton af Natursten..... 2300	Kobber..... 8900	Tørvesmuld..... 150
Beton af Mufstensskærver..... 2000	Bronze..... 8600	Kork (se Korkvarer).
Slaggebeton..... 1500	Tin..... 7400	
Gipsstøbning, Slaggegipsplader..... 1000	Zink..... 7200	
Coccolithplader..... 850		Forskelligt:
Vægplader af Cement og Slaggessand..... 1200	Træ, lufttørt:	Asbestpap..... 1200
Bygnings-Cellebeton..... 1200	Europæisk Naaletræ..... 550	Skifer..... 2700
Isolations-Cellebeton..... 300	Eg, Bøg, Yellowpine (Pitch-pine)..... 800	Glas..... 2600
Cellegipsplader..... 600		
	Korkvarer:	Slidlag: kg/m²
Murværk af:	Raakork..... 250	2 cm Cementpuds..... 42
Basalt..... 3000	Raakorkkrummer..... 120	2 - Terrazzo..... 44
Granit, Marmor, tørt Kalksten..... 2700	Letkorkkrummer..... 60	2 - Lerfliser i Cementmørtel (alt 3,5 cm)..... 72
Sandsten..... 2300	Asfaltkorkplader } til Varme- } 240	6 - Ølandsfliser i Cementmørtel (alt 11 cm)..... 260
Kridtsten, Savonnière..... 2000	Harpikskorkplader } isolering } 110	2 - støbt Asfalt..... 30
Klinker..... 1900	Maskinisoleringsplader..... 340	5 - presset Asfalt..... 100
Fuldbrændte eller haardbrændte Mursten..... 1700	Korkparketplader..... 580	1,5- Linotol, Magnesit, Papyrolith, Linoleum med Underlag..... 20
Molersten, massive..... 1200		3 - Bræder paa 10x10 cm Strøer i 1 m Afstand..... 22
Betonsten, massive..... 2300	Fyld, løs, tør:	10 - Træbrolægning..... 110
Cementmursten..... 2100	Jord, Ler, Sand, Grus, Singel, Naturstensskærver..... 1600	
Kalksandsten..... 1800	Jord, Ler, Sand, Grus, i vaad Tilstand..... 1900	
Rhinske Svømmesten..... 1000	Murstensskærver..... 1000	
Bygnings-Cellebeton..... 1200	Slagger, Koksaske..... 800	

1,5^t, el. lign. Hvis der findes større Laster paa Jorden i mindre Afstand fra Muren end 2h, skal der regnes med det derved eventuelt forarsagede større Jordtryk.

9. Vægt af Stoffer, der lagres i Bygninger. Oplagrede Stoffer maa ikke regnes at veje mindre end angivet i efterfølgende Tabel. Naar Stofferne lagres i Sække, kan der, saafremt en særlig Værdi ikke er angivet nedenfor, regnes med 80% af de angivne Vægte. Ved nogle af Stofferne er i Parentes tilføjet Vinkelen, som den naturlige Skrånt danner med et vandret Plan.

Agroder.	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
Byg (30°)	700	Papir	1100
Bælgfrugter	850	Reoler med Bøger, Arkiv-	
Frø af Hør og Raps	650	skabe	500
Gryn	650	Smør i Driter	650
Græs og Kløver	350	Sukker (se Puddersukker)	500
Halm og Hø, løst	100		
Halm og Hø, presset	350	Brændselstoffer.	
Havre (30°)	500	Brændselsvædsker (se Væd-	
Hvede (30°)	750	sker)	
Jordnødder	400	Bøgebrænde i store Stykker	550
Kaffe lagret i Sække	470	Bøgebrænde i smaa Stykker	400
Kartofler	700	Gaskul (45°)	800
Majs (30°)	725	Koks til Varmeovne (45°)	400
Malt (25°)	550	Kul til Varmeovne (45°)	700
Mel lagret i Sække	700	Trækul	200
Mel af Byg og Rug	700	Tørv	600
Mel af Havre	600		
Mel af Hvede	800	Gødningstoffer.	
Olliekager	1000	Chilisalpeter	1300
Palme-kærner	700	Gødningkalk (30°)	1250
Roer (35°)	700	Raafosfat	1600
Rug (30°)	700	Staldgødning	850
Sojabønner (30°)	720	Superfosfatmel (30°)	1000
Ærter (30°)	850	Thomasfosfatmel	2000
		Mineralske Stoffer.	
		Bøger (se ogsaa Reoler)	800
		Fejeskarn fra Huse	660
		Kød	800
		Kødkonserves	500
		Puddersukker (35°)	800
		Cement i Sække	1200
		Cement i Silo (20°)	1500
		Gødningstoffer (se ovenfor)	750
		Is (i Brudstykker)	750
		Kalksten (Brudsten) til Ce-	
		mentbrænding (45°)	1800
		Kogsalt (45°)	1250
		Kokssakske	800
		Melkalk	500
		Salt (se Kogsalt)	
		Sand (35°)	1700
		Singel, Ærtesten (35°)	1600
		Skærver af Mursten (45°)	1000
		Skærver af Natursten (45°)	1600
		Vædsker.	
		Alkohol	800
		Benzin	750
		Benzol	900
		Brændselolie	900
		Glycerin	1100
		Kreosotolie	1100
		Kultjære (se Stenkultstjære)	
		Linolie	940
		Muelk	1030
		Petroleum	850
		Saltsyre (40%)	1200
		Smørolie	900
		Stenkultstjære	1275
		Svovlsyre (87%)	1800
		Terpentinolie	870
		Vand	1000
		Vin	1000
		Æter	750
		Øl	1050

I Lagerbygninger bør den tilfældige Last, der lægges til Grund for Beregningen, til enhver Tid gøres bekendt for Brugeren ved tydelige Opslag paa synlige Steder i hver Etage.

10. Tilfældig Last paa Etageadskillelser, Trapper o. lign.	kg/m ²
I Boliger, Kontorer, mindre Butikker, samt som Regel i Tagetager	200
Gennemgange og paa Trapper til nævnte Lokaler	300
Loftsrum, der paa Grund af ringe Højde eller Adgangsforholdene (f. Eks. Hanebjælkeloffer uden Trappeadgang) eller Bygningens Anvendelse (f. Eks. Kirkeloffer) kan paaregnes kun i ringe Grad belastede, mindst	100
Skoleværelser	300
Gennemgange og paa Trapper til Skoleværelser	400
Stormagasiner med tilhørende Gennemgange og Trapper	400
Kirker, Teatre, Koncertsale	400
Gennemgange og paa Trapper til nævnte Lokaler	500
Gymnastik-, Bal- og Forsamlingsstue med tilhørende Gennemgange og Trapper	500
Gaarde uden Indkørsel samt havede Gaarde, mindst	500
Porte og Gaarde med Indkørsel, for saa vidt Hjultryk paa mindst 1,5 ^t ikke er farligere, mindst	800
Paa Altaner	400
flade Tage, der benyttes til Legepladser el. lign.	500
flade Tage, der efter Adgangsforholdene maa antages at ville blive benyttede til Ophold for Mennesker, og som ikke falder ind under havede Gaarde, Legepladser el. lign.	200

Lasten fra lette Skillerum (Maksimalvægt 100 kg/m²) kan enten føres i Regning ved, at Etageadskillelsens tilfældige Last forøges med 100 kg/m², eller maa gøres til Genstand for særlig Beregning.

I Beboelseshuse, Skoler, Stormagasiner og Forretningsbygninger kan ved Beregning af Dimensionerne for saadanne Konstruktionsdele, som er bestemt til at optage den tilfældige Last fra mere end 2 Etager, som f. Eks. Søjler, Dragere, Vægpliller, Fundamenter o. lign., en Formindskelse af Lasten finde Sted efter følgende Regel:

Den tilfældige Last paa Taget, øverste og næstøverste Etage indsættes med fuld Værdi; for de følgende Etagers Vedkommende kan den tilfældige Last (excl. Skillerum) formindskes med 10% for den første, 20% for den anden, 30% for den tredje og 40% for de følgende Etager. Rækværker paa Altaner, Tage, Trapper o. lign. dimensioneres for en vandret Kraft af mindst 40 kg/m.

II. Tilladelige Spændinger.

11. Byggegrund. Hvor Trykfordelingen paa Fundamentets Underflade ikke er meget uensformig, kan det tilladelige *Middeltryk* ved Fundering i frostfri Dybde efter Grundens Beskaffenhed regnes til 2-4 kg/cm². Som Vejledning ved Fastsættelsen inden for de nævnte Grænser af det i hvert enkelt Tilfælde tilladelige Middeltryk kan man gaa ud fra følgende Værdier:

1. *Meget god Byggegrund, f. Eks.:*
Fastlejret, tørt eller middelfugtigt, groft Sand og Grus } 4 kg/cm²
Meget fast, rent Ler, der ikke er udsat for at udblødes
2. *God Byggegrund, f. Eks.:*
Fastlejret, meget fugtigt groft Sand og Grus } 3
Fastlejret, ikke meget fugtigt Sand og Grus med indtil ca. 1/3 Ler }
Fast, nogenlunde rent Ler, der ikke er udsat for at udblødes
3. *Temmelig god Byggegrund, f. Eks.:*
Finere, tørt Sand } 2
Meget fugtigt Sand og Grus med indtil ca. 1/3 Ler }
Fugtigt Sand og Grus med forholdsvis mere Ler

I Tilfælde, hvor en korrekt Beregning af største Kantryk gennemføres, f. Eks. ved Skorstene, Støttemure o. lign., kan den tilladelige Værdi af Kantryk regnes til 1 1/2 Gange de ovenfor angivne Værdier.

Saaframt Funderingsdybden er større end 1 m, kan den tilladelige Paavirkning som Regel forøges med Vægten af den lodret over Fundamentets Grundflade afgravede Jord. En Overskridelse af de anførte Paavirkninger ved særlig fast Byggegrund eller ved særlig stor Funderingsdybde maa specielt motiveres.

Ved rammede Pæle maa der dels tages Hensyn til Grundens Bæreevne, dels til Pælens Styrke.

Lasten paa Pælene inkl. disses Egenvægt maa af Hensyn til Grundens Bæreevne i Almindelighed ikke overskride:

$$P = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{Q^2}{Q+q} \cdot \frac{h}{e} + Q + q \right),$$

hvor Q = Ramslagets Vægt i kg, q = Pælens Vægt i kg, h = Faldhøjden i cm, e = Pælens Nedsynkning i cm for et Slag, og n er Sikkerhedsgraden, der kan sættes til 4 under Forudsætning af, at $Q \geq q$. Hvis Ramklødsen ikke falder frit, forøges n til mindst 5.

Hvis Byggegrundens Karakter er ukendt, maa Bæreevnen helst bestemmes ved Belastningsforsøg. Naar saadanne foretages, kan Sikkerhedsgraden sættes til 3.

Af Hensyn til Pælens Styrke beregnes den tilladelige Paavirkning som for Søjler af det paa-gældende Materiale, idet s^c sættes til 35 kg/cm² for Fyr eller Gran og for Jærnbeton til 1/2 af det s^c , som gælder for Jærnbetonsøjler ifølge Dansk Ingeniørforenings Normer for Jærnbetonkonstruktioner.

Som Søjlelængde indsættes Pælens frie Længde i Vand og Luft, hvorimod Fyld og Jord, selv meget blød, regnes at give Pælen fuld Støtte mod Sideudbøjning.

Ved koniske Pæle regnes med Tværsnittet i Midten af Søjlelængden.

12. *Murværk.* Piller og Mure, hvis frie Højde (l) overskrider 35 Gange det mindste Tværsmaal (b) — for ikke rektangulært Pille tværsnit den mindste Side (b) i det smalleste omskrivelige Rektangel — bør i Almindelighed ikke regnes bærende, og det samme gælder, naar $l \geq 35b$, hvis b saavel i absolut Maal som i Forhold til l ligger under de Grænser, som anerkendt Praksis sætter.

I andre Tilfælde kan der, naar $l \geq 12b$, regnes med de nednævnte Trykspændinger, og naar $l > 12b$ med disse Værdier multipliceret med $(12b:l)^2$, forudsat at Pællen eller Muren er centralt belastet, ikke paavirket af Sidekræfter og iøvrigt ikke ved Belastningsmaade eller Afstivningsmaade afviger fra anerkendt Praksis. Ved Udregning af Trykspændingen skal Pællens eller Murens Egenvægt medregnes.

Fuldbrændte Mursten, Molersten, Kalksandsten i Kalkmørtel	Trykspænding
» » » Bastardmørtel	8 kg/cm ²
» » » Cementmørtel	12 »
Haardbrændte Mursten i Bastardmørtel	16 »
Mergelklinker og tilsvarende stærke Sten i Bastardmørtel	16 »
» » » Cementmørtel	20 »
Cellebetonblokke i Bastardmørtel: 1/3 af Blokkens Styrke	28 »
Kvadermurværk af Natursten i Cementmørtel: 1/3 af den tilladte Spænding for Stenene (§ 13), dog højst 50 kg/cm ² .	
Skalmur af Natursten bagmuret med Mursten eller bagstøbt med Beton: Den for Bagmuren eller Bagstøtningen tilladte Spænding.	

Det forudsættes, at Stenenes Middelstyrke mindst har følgende Værdier:

Fullbrændte Mursten, Molersten, Kalksandsten	150 kg/cm ²
Haardbrændte	225 „
Mergelklinker og tilsvarende stærke Sten	300 „
Hvis sidstnævnte Sten ikke er synligt klinkbrændte, skal deres Styrke undersøges.	
Er Middelstyrken lavere end forudsat, formindskes den tilladte Spænding proportionalt.	
Kalkmørtelen maa i tørret Tilstand ikke indeholde under 7 1/2 % Kalkhydrat bestemt med Holmblads Mørtelprøveapparat, Cementmørtelen maa ikke være magrere end 1:3, Bastardmørtelen maa ikke være cementfattigere end svarende til Blandingsforholdet 1 Maal Cement : 2 Maal Kalk : 10 Maal Sand.	

13. Natursten (Monolither). For Piller af Natursten gælder samme Regler som for Murværk (§ 12). Er $l \geq 12b$, maa følgende Trykspændinger ikke overskrides:

Granit	75 kg/cm ²	Stærke Sandsten	30 kg/cm ²		
Basalt	60 „	Svage „ (Cotta)	15 „		
Marmor og stærke Kalksten	30 „	Natursten, hvis Trykstyrke undersøges: 1/15 af	Kridsten	5 „	Trykstyrken.

14. Beton. For Piller og Vægge af Beton gælder samme Regler som for Murværk (§ 12). Er $l \geq 12b$, maa følgende Spændinger ikke overskrides:

Beton af Singel eller Na- turstenskærver	} Blandingsforhold 1:2:4 1:3:5 1:3:6 1:4:6 1:4:7 1:4:8	} Trykspænding kg/cm ²	30	22	20	16	15	14
Murstenskærvebetoni Fun- damenter			} Blandingsforhold 1:4:7 1:4:8	} Trykspænding kg/cm ²	8	7		
Beton, hvis Styrke undersø- ges (ved mindst 20 cm Tærn.)	} 1/2 af Tærningstyrken efter 28 Døgns Hærdning, dog højst 35 kg/cm ²	} Forskydningspændingen maa ikke overskride 1/10 af den tilladte Trykspænding.						

15. Jærnbeton. For dette Materiale gælder de i Dansk Ingeniørforenings Normer for Jærnbetonkonstruktioner fastsatte Spændinger.

16, 17, 18. Staal og Støbejern. (Angaaende disse Materialer henvises til Originaludgaven).

19. Træ. Ved Omsætning af Trædimensioner regnes 1 Tomme = 2,5 cm uden Hensyn til Tommens Nationalitet.

De i det følgende angivne tilladelige Spændinger gælder under Forudsætning af, at der regnes med den farligste Stilling af Lasten.

Hvis Træet styrkeprøves ved Leveringen, fastsættes Sikkerhedsgraden til 4 for Tryk og Bøjning og 6 for Træk og Forskydning, hvorved der vil være at tage Hensyn til Træets Fugtighedsgrad.

Hvis Træet ikke styrkeprøves, kan der, under Forudsætning af, at Træet er af god Kvalitet, og at der ikke i Trækstænger eller i Bjælkers Træside forekommer store eller talrige Knaster, regnes med følgende tilladelige Spændinger og Konstanter:

	Fyr, Gran	Ask, Bøg, Eg	Pitchpine
Træk (s^t), Bøjning (s^b) \neq Fibrene	90	110	110
Tryk \neq Fibrene (s^c)	60	80	80
do. Endetræ mod Endetræ	40	60	60
do. do., med mindst 1 mm tykt Blikindlæg	50	70	70
do. \perp Fibrene	15	35	25
Forskydning $\left\{ \begin{array}{l} \text{Kraften} \neq \text{Fibrene} \\ \perp \end{array} \right.$	10	12	10
Sikkerhedsgraden n i Søjleformlerne	30	35	30
Konstanten α i Søjleformlerne	5	5	5
	1/4	1	1

For ubearbejdet Rundtømmer kan den tilladelige Bøjningsspænding forøges 25 %.

Ved Tryk \perp Fibrene formindskes den tilladelige Spænding med 20 %, saafremt Trykfladens Afstand fra Træstykkets Ende maalt i Fiberretningen er mindre end Træstykkets Tykkelse maalt i Trykretningen.

Ved Bøjning med Normaltryk uden Søjlevirkning kræves:

$$\frac{N}{F} \cdot \frac{s^b}{s^c} + \frac{M}{W} \leq s^b.$$

Ved Bøjning med Normaltræk kræves:

$$\frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq s^t.$$

Naar m Stykker Tømmer samles til en enkelt Bjælke ved Fortanding eller Fordybning, skal den tilladelige Bøjningsspænding multipliceres med $0,8^{m-1}$.

Ved Bolteforbindelser skal Boltene beregnes for Bøjning, med mindre man ved særlige Forholdsregler udelukker Bøjningsspændinger. Skal Kraften P overføres fra eet Stykke Træ til to

symmetrisk om dette og tæt paa dette liggende Lasker, kan det bøjende Moment i Boltene sættes til $1/15 P \cdot a$, hvor a er Afstanden mellem Laskernes Midter.

Centralt paavirkede Søjler og Trykstænger beregnes efter Formlerne:

$$F = F_0 + \alpha \cdot \zeta^2 \text{ saalænge } F \leq 2F_0 \quad \text{og} \quad I_{\text{ nødv.}} = \frac{n \cdot P \cdot l^3}{\pi^2 \cdot E} \text{ for } F > 2F_0.$$

For $n = 5$ og $E = 100\,000$ kan sættes $I_{\text{ nødv.}} = \sqrt[3]{0} \cdot P \cdot l^3$.

$P =$ Trykket i kg.

$I =$ Inertimomentet i cm⁴.

$l =$ Søjleens fri Længde i m.

$\alpha = S^c : 4\pi^2 E.$

$F =$ det nødvendige Tværsnit i cm².

$\zeta = F^2 : I.$

$F_0 = P : s^c.$

$S^c =$ Trykbrudstyrken i kg/cm².

For l skal som Regel indføres Afstanden mellem de nærmeste fastholdte Knudepunkter. Gaar Stolpen eller Trykstængen uden Afbrydelse gennem fastholdte Knudepunkter, kan l regnes lig med 0,9 Gange Knudepunktsafstanden.

For Stilladser maa de tilladelige Spændinger afpasses efter Forholdene.

For Træ, der anvendes uden Vand, skal Spændinger og beregnede Bæreevner formindskes 40 %. For Funderingspæle regnes med de i § 11 angivne tilladelige Spændinger.

Naar Træ fra ældre Konstruktioner anvendes paany, skal de tilladelige Spændinger fastsættes i Overensstemmelse med Træets Tilstand.

For Bjælker maa den beregnede Nedbøjning hidrørende fra den tilfældige Last ikke overstige 1/400 af Spændvidden. Elasticitetskoefficienten i aksial Retning ved Træk, Tryk og Bøjning regnes lig 100 000 kg/cm², med mindre en anden Værdi er paavist i Forbindelse med de ovenfor nævnte Styrkeprøver.

Elasticitetskoefficienten ved Tværtryk regnes at være for

Eg 10 000 kg/cm² Pitchpine 6000 kg/cm² Fyr og Gran 1500 kg/cm².

III. Andre Bestemmelser.

20. Overdækning af Muraabninger. Muraabninger skal efter Forholdene overdækkes med muret Stik, Murbue, Træplanke, Jærndrager, Jærnbetondrager el. lign. Har en Muraabning større Bredde end 1,75 m, eller virker der over Aabningen større Enkeltkræfter, skal Overdækningens Bæreevne efterses. Herved kan en Drager eller Murbue, der overdækker en Aabning i en fortløbende Mur, beregnes saaledes, at den kan bære en Højde af Muren lig Aabningens halve Vidde, foruden de Tryk fra Etageadskillelser o. lign., der overføres til Muren indenfor en Højde lig Aabningens hele Vidde over Aabningens Overkant, dog at en Betingelse for, at denne Regel skal kunne komme til Anvendelse, er, at andre Gennembrydninger eller Blendinger i samme Mur eller Enderne af Muren befinder sig i en Afstand, der mindst er lig den overdækkede Aabnings Vidde, fra denne Aabnings Sider eller Overkant; er denne Betingelse derimod ikke opfyldt, maa hvert Tilfælde undersøges for sig.

21. Murbjælker i Skeletbygninger. Murbjælker skal i Almindelighed dimensioneres for saavel Udfyldningsmurværkets Egenvægt som de andre Kræfter — lodrette og vandrette — de kan blive paavirket af.

Vandrette Murbjælker af Jærn, som ikke er for stive i lodret Retning, saaledes at de kan bøje sig tilstrækkeligt ned for Egenvægten af det overliggende Felts Udfyldningsmurværk, og som ikke skal bære anden lodret Last, kan dog dimensioneres uden Hensyntagen til Murlasten, saafremt det underliggende Murværk, der forudsættes udført med ren Cementmørtel, passer stramt under Bjælkerne og kan taale Lasten fra det overliggende, eller, hvis der findes Aabninger i det underliggende Murværk, over hvilke Bjælkerne skal være bærende, dimensioneres for de til selve Muraabningerne svarende Spændvidder og Egenvægten af Udfyldningsmurværket i det overliggende Felts Højde, saafremt Murværket ved Aabningernes Sider er tilstrækkelig stærkt.

I alle Tilfælde skal Forbindelserne mellem Søjler og Bjælker dimensioneres for Murlast svarende til Egenvægten af det over de vandrette Bjælker liggende Felts Udfyldningsmurværk og Søjlerne selv for Murlasten fra de betragtede Bjælker og oppefter i hele Bygningens Højde.

22. Gesimsær. Ved Dimensionering af Gesimsær maa disse ikke regnes støttede af Tagkonstruktionen, saafremt denne Støtte kan svigte under en Brand.

Gesimsen skal være i auerkendt forsvarlig Forbindelse med en saa stor Del af Bagmuren, at Sikkerheden mod Vipning er mindst 1,5, naar Vipningen regnes at ske om en Linie, der ligger 3 cm indenfor den upudsede Murflade under den betragtede Del af Gesimsen. Den lodrette Trykspænding i denne Linie maa højst være 25 % større end den for centralt Tryk tilladelige Værdi, naar den Del af Muren, der ligger udenfor nævnte Linie regnes uvriskom.

23. Udfyldningsvægge af Jærnbeton i Skeletbygninger. Ydervægge skal som Regel udføres med mindst 10 cm Tykkelse.

Brandvægge maa ikke være tyndere end 15 cm (foruden de mulige Pudsninger) og skal krydsarmes i begge Sider med mindst 7 Stkr. 7 mm Rundjærn pr. m i begge Retninger i hvert Net. Maskevidden maa ikke forøges, selv om der bruges sværere Jærn, og Jærnmængden maa ikke forringes, selv om der bruges spinklere Jærn. Alle Jærn skal kroges i Enderne og skal sammenbindes i alle Krydsningspunkter med Jærntraad.

24. **Vinddragere.** Hvis en Tagkonstruktions Understøtninger ikke direkte er i Stand til at optage de vandrette Paavirkninger fra Vindkræfterne, skal disse Paavirkninger paa anden Maade kunne overføres til andre Dele af Bygningen, der er i Stand dertil. Særskilt Vinddrager kan udelades i saadanne Tilfælde, hvor selve Tagbeklædningen kan fungere som Vinddrager.

25. **Skorstene.** Skorstene o. l. skal, selv om de er sammenbyggede med eller ligger i Læ af andre Bygninger, beregnes for den i § 6 angivne Vindkraft virkende i hele Højden.

For murede Skorstene maa største Trykspænding, naar der ved Beregningen ses bort fra Trækspændingen, ikke overskride 12 kg/cm² (som i § 12 angivet), naar der anvendes fuldbændte Sten i Bastardmørtel, eller 16 kg/cm², naar der anvendes haardbændte Sten i Bastardmørtel, og desuden maa, under samme Beregningsforudsætning, ingen Fuge aabne sig længere ind end til Skorstenens Akse.

For Jærnbetonskorstene maa, saalænge der ikke er vedtaget særlige Normer for disse, Trykspændingen i Betonen ikke overskride 30 kg/cm², Trækspændingen i Jærnet ikke overskride 900 kg/cm².

SAGREGISTER

J = Jærnbetonnormer (Side 559)

H = Husbygningnormer (Side 573)

A	§	Beton	§	Beton	§
Abrams	se Beton		Brudforkortelse	141, 176, 786
AdhæSIONSSPÆNDING				Brudforlængelse	222, 241, 786
Brudværdi	se Glidspænding		Bøjningsstyrke	221, 377, 486, 786
Forankringslængde	se dette		Cement pr. m ³	115, 126, 749, J 44
Fordeling langs Stangen	11, 239-40, 510			Dækklag paa Jærn	se Jærns Afstand
normal, tangential	9		fabrikblandet 739
svindspændinger	18, 239-40		fabrikstøbt 709, 723
tilladelig	22, 128-30, 510, 515-8, J 13, 15, 30			farvet 770
ved Bøjning	507-19, 527, J 13, 15			Flydeevne	749-50, se Rysteprøve
AdhæSIONSSTØD	255		flydende se Rendebeton
Afformning, -skalling	se Forme		Forskydning se dette
Afrivning	se Beton		Friktionsvinkel 722
Afstandsholder	se Jærn		Frostfasthed	35, 110, 750, J 41
Ahlers Vand-Cement-Vægt	99			Frostløbning	110, 736, 750, J 41, 49
Alcement	se Cement		Fugtighedsændringer	223, 708
Ammoniumkarbonat	768		færdigblandet	se fabriksblandet
Arbejdshastighed	5, 746		Granitefterligning 711, 772
Armering	se Jærn		Gravitation se Rendebeton
Asbest	770		Grus se dette
Asbestcement	57, H 4		Hærdningstid	741, se Afformning
asfalterede Murværksforme	711			Højdekloaser 720, 733
Asfaltslidlag	773		Kalktilsætning 119, 750
Assurance	se Brandforsikring		Kaolinitilsætning 119
Awaliit	768		Kitmassetæthed	76-85, 114-5
				Konsistens 96-8, J 45
				Kontrol se Prøvelegemer
				Kørefuger 740
				Middeltæthed	75, 77, 79, 87-8, 111, 125
				Motertilsætning 119
				mørtelmættet 117-8, J 44
				Nøddesten se Grus
				Olietilsætning 21
				Ophugning 772, 776
				Opvarmning 736
				Overfladebehandling 765-80
				plastisk 96, 740-5
				plastiske Deformationer	786, se Trykelasticitet
				Porængde 87, 92
				Pris 435, 739, 747
				Prøvelegemer 790-1, J 57-8
				Pumpebeton 753
				Rendebeton 746-52
				Rumfangsændringer 223-4, 708, se Svind
				Rystelser	64, 130, 741, J 48
				Rysteprøve 98
				Salttilsætning 38
				Sand se Grus
				Sandblæsning 769, 772
				sandfri 86
				Sidetryk 722
				Skærvinkel 722
				Skuring 767
				Skærvær, Slagger se Grus
				Slagstyrke 111
				Stampest, se Synkningsprøve 779
				Staalbeton 779
				Stampemaskine 6
				Stampning 741, J 45
				Sten se Grus
				Støbebakke 740
				Støbeformand J 32
				Støbelighed	88-9, 105, 109, 117-9, 739
				Støbemast 747
				Støbeskel	487, 755-7, 760, 772, J 46
				Støbetragt 742, 752
				Støbning	735-6, 740-62, 789, J 45, i Vand 37, 174, om Kroge 265
				Stød se Rystelser, Slag
				Svind se dette
				Synkningsprøve 97
				Sætning	265, 268, 742, 745
				tilladelig Spænding	se AdhæSION, Forskydning, Tryk, Træk
				Transport	740, 746, 753, 769
				Trans-Tilsætning 32, 753
				Tryk, Træk se dette
				Tværudvidelse 152
				Tørstøbning 713, 770
				Udbytte 85, 125-6
				Vaadstøbning 770
				Vand-Cement-Forhold	91-9, 750
				Vandets Art 90, J 43
				Vandindhold efter Hærdning	82, 85
				Vanding 754, J 47

B

B	§
Baandjærn se Jærn
Bauxit 68
Beggs Modeller 661
Begyndelses-, se Egen-, Svindspænding	
Belastning se Vægt
Belastningsprøve se Prøve
Beton	
Abrams Lov 91-9
AdhæSION se dette
Afretning 744, 774
Afrivning 775
Afsyring 772, 774
bevirket, se Bjelketværsnit, Funderingspæle, Søjler	
Blanding 739, 791, J 44
Blandingsforhold se dette
blivende, se plastiske Deformationer	

Beton §
 Vandtilsætning 95-6, 739, 750
 Vandtæthed 111, 739
 Varme se dette
 Vridningsstyrke 578
 Vægt se dette
 Ærsten se Grus
 Betonit 770
 Bevidket se Bjælketværsnit
 Murværk, Støbejern, Søjer
 Bindetraad .. se Messing, Jærn
Bjælkebjælger, se ogsaa **Bøjler**
 Baandfjærns 534
 Dimensionering 535-52, 559,
 563-7, J 14, Eks. 569-73
 Dimensioneringsprinciper
 522-6
 faste 533
 Former 533-4
 Forsøgsresultater 528-31
 Forsæteri 525-7
 i Knækpunkter 464-6, 470-2
 Indtægning 732
 Lejebøjler 514, 551
 lukkede 533-4
 Materiale 533
 Minimum 561
 Randbjælkebjælger 533
 rektangulære Bjælker 415-6
 tilladelig Spænding 532, J 14
 Trykarmring se dette
 U- og V-Bøjler 533
 Virkemaade 520

Bjælker
 Adhæsion se dette
 Brudlast 302, 308, 313-4, 317
 Bøjler se Bjælkebjælger
 cirkelformede 474
 Egenvægt se Kropvægt
 Forskydning se dette
 Gittertejer 525-7
 Glidetejer 758
 Huller 725
 Ispænding se dette
 Jærn-Fripunkter 553
 Konsol, se Skraaning, Krag-
 kontinuerlige 322-45, 350,
 420, 445-51, 571, J 8-10
 Kragbjælker se dette
 Kranbjælker 34, 535
 Kropvægt 440, 571
 Leje se dette
 Momentinfluenslinier 332
 Murbjælker se dette
 Nedbøjning se dette
 Opbøjning, se Jærn-Fripunkt
 polygonale 464-74
 simpelt understøttede 320, 569
 Skraajærn se dette
 Skraaning 445-51, 505-6, J 13
 skraatliggende 463
 Spændvidde se Lejedybde
 Støbeskel se Beton
 Støbning 743, 745
 Stedning 476-85, J 36-7
 Svindspændinger se dette
 tilladelige Spændinger, se dette
 Trappebjælker 463
 Tværarmring se Bøjler
 Udbøjningsfare 415

Bjælker §
 variabel Højde 505-6
 Vinkeldrejning 349, 642-3, 649,
 656

Bjælketværsnit
 beviklet 416, 662, J 21
 Inertimomenter se dette
 Jærndiameter 515-8
 kasseformet 502
 normalt armeret 293
 ottekantet 459, 634-5
 overarmet 305, 314
 rektangulært 276-89, 412-6,
 419-21, Eksempler 412-4
 ringformet 606-8
 T-formet se T-Bjælker
 trekantet 460
 Trykarmring se dette
 underarmet 292
 vilkaarligt 272-5, 461-2
 T-formet 458

Blandingsforhold, Betons
 Cementmængde 115, 120, 126,
 J 44
 i Havvand 36
 Korrektioner 123-4
 Maal- og Vægtforhold 73
 Mortels 112-3, 126, 776
 Normer J 44
 Rendebeton 749-50
 Stenmængde 114-8, 121-2
 Valg af 120-2

Brandalarmering, -forsikring 516
 Brandsolering af Beton 49, Staal
 57-60, Træ 57, se Varme
 Brandmure 48, H 23
 Brandtilsæthed 47-52, 677, 759
 Brandtekniske Standarder 52
 Broer se Bygværker
 Byggegrund 171-3, 198, 218-9, H 11

Bygværker af Jærnbeton
 Altanplader 770, se Kragplader
 Baade se Skibe
 Bjælker se dette
 Bokser 48
 Bolværker 129, 198, 208
 Broer 1, 6, 129-31, 354, 387,
 770, 773, J 11, J 29
 Buer se Bøjning
 Cykelbaner 758
 Dæk 5, 52, 129-31, 363, 454-7,
 679, J 29, H 3, 10, hængende
 5, 270-1, plan Underside 454
 Døre 48
 Etageadskillelser se Dæk
 Fundamenter, se dette
 Funderingspæle se dette
 Gesimser se dette
 Huse 5, 8, 40, 770, se Skelet-
 bygning
 Hvelvinger se Bøjning
 Jærnbasesveller 6
 Kar 6, 8, 713
 Kedelmurværk 44
 Klipper 5, 711
 Lagerbygninger H 9
 Ledningsmaster 238
 Ligtister 8
 Maskinstativer 6
 Master se Ledningsmaster

Bygværker af Jærnbeton §
 Mure se Vægge
 Orgelpiber 5
 Ovne 44
 Panseplader 5
 Piller 5 se Søjler
 Pontoner, Pramme 7
 Pæle se Funderingspæle
 Rammer se Bøjning
 Røgkanaler 43-4, 53-6
 Siloer 710-11, 722, H 9
 Skeletbygninger 5, 40, H 21, 23
 Skibe 7
 Skorstene 52-6, 710, H 6, 11, 25
 Skure 40, H 6
 T-formet 40
 Statuer 5
 Støtemure 405, 467, H 8, 11
 Svinghjul 6
 Søjler se dette
 Tage, T-Bjælker se dette
 Teatre 51, H 10
 Tekstilsfabriker 2
 Trapper se dette
 Trykkerier 2
 Trækstænger se dette
 Tunneler 33, 710-1, 758
 Vandbeholdere 33, 44, 264,
 405, 711, 713, 757
 Vandbygning 6, 35-7, 129, 757,
 se Bolværker
 Vandledninger 264
 Varmtvandsbeholdere 44
 Vogne 5-6
 Vægge se dette

Bøjler
 Bjælkebjælger se dette
 Fastbinding 730, 732
 Fremstilling 726, 730
 Nakkebjælger 30
 Ring-, Stygbaand 147
 Støbebjælger 261-2, 481, 483
 Søjler, Trækstænger, se dette
 Trykarmring se dette
 Øjebaand 147, 730

Bøjning med Normalkraft
 Armerede Tværsnit 586-668
 Bevikling 662
 Buer 584, 588, 709, 734, 755,
 757, 764, J 10, 28, 36
 cirkulært Tværsnit 175
 Forskydning se dette
 Hvelvinger se Buer
 ideelt Moment 613
 Jærnnulpunkter 617
 8-kantet Tværsnit 634-5
 Rammer 661, J 10
 rektangulært Tværsnit 175,
 585, 591-600, 614-31, 664-5,
 668, Eksempler 614, 616-7,
 620-4, 629-31
 ringformet Tværsnit 602-8
 skævvinklet Armering 672
 Søjlemomenter 641-60, 687-90
 Søjler 168, 197, 638-60, J 24,
 Eks. 640, 702-5
 tilladelig Spænding 584, 586-7,
 639
 Tryk 583-668, 672-3, 687-90
 J 28

Bøjning med Normalkraft §
 Trykarmring 612, 622-31
 Træk 590, 594, 597-600, 631,
 672-3
 T-Tværsnit 595-601, 632-3, 666,
 668, Eks. 633
 Tværarmring 662
 uarmerede Tværsnit 583-5
 variabel Bjælkehøjde 667-8
 vilkaarligt Tværsnit 583, 586-
 90, 609-17, 663

Bøjningskurver, se Nedbøjning
Bøjningsrevner
 Afstand 241, 297-300
 Revenspænding 242, 247, 295,
 299, 377, 532, 673, 736
 Sikkerhed mod 247, 295, 532, 736
 Bøjningstryk, se Trykspænding

C §
 Carboly 725
 Celite 119
 Cellebeton 5, 57, H 1, 2
 Celleplader se Plader
Cement
 Atca-Schmelzzement 68
 Alcemint 67-73, 85, 225, 776,
 786
 Ciment electrique, fondu 68
 Citadurcement 763
 Electrociment 68
 hurtighærdnende 66-72, 763,
 786
 Højvoscement 37, 65
 Jærnpotlandcement 65
 Kvalitet J 39
 Lagring 737
 Molerement 37, 69, 71
 plastiske Deformationer 786
 Portland 65-6, 73
 Portland 93, 737, J 54
 Rumfangsændringer, se Beton
 Udmaaling 737
 upakket 737
 Valle Smålteenl 68, 71
 Varmvedvikling 69, 223
 Velocement 66, 749
 Vægtl 66, 68, 73, J 44, H 9
 Vægtfylde efter Hydrering 82

Cement-gun, -kanon, se Mortel-
 sprøjte
 Ceresin 711
 Clapeyron 325-30
 Considere 29, 176
 Contex 711
 Continostat 661
 Creconto 768

D §
 Dagbog 788
 Dilatation se Svind
 dynamisk Virkning 130, J 4
 Dæklag se Jærn

E §
 Egenspændinger 132, J 31, se
 Svind
 Egenvægt se Vægt

ekscentrisk, se Bøjning m. Nor-
 malkraft
 Ekspansionsbolte 725
 Elasticitet, se Jærn, Tryk, Træk
 Elektricitet 38-9
 elektrisk Installation 725
 Enkeltkræfters Fordeling 388-9,
 397, J 4, 12, H 8
 Etageadskillelser, se Bygværker
 Eulers Søjlformel 155-6

F §
 fabriksstøbt se Beton
 Ferets Styrkelov 84
 fineness modulus se Grus
 Flammeskæring 2
 Forankringslængde 22, 31, 512
Forme
 Afformning, -skalling 763-4,
 780-1, J 51
 Afsværtning 714
 asfalteret Mur 711
 Bolte 721, 725
 Bræddeforme 711-2, 751
 Brædders Rensning 764
 Buestillinger 713
 Bølgeblik se Staalblik
 Basninger 725
 Dimensionering 712, 714, 722
 flyttelige 710
 Fremstilling 709-25
 Gips 711, 770
 Gipspropper 725
 Gideforme se flyttelige
 Hjørnelister se Søjlforme
 Hvidning se Kalkning
 Hvelvinger 709, 713, 719
 Indsløbninger 725
 Jærnblik se Staalblik
 Jærntraad 723
 Jærntraadsvæv 711
 Kalkning 711
 Karforme 713
 Kassetelefter 719
 Kiler 716
 Kilerammer 723
 Klammer 723
 Klamp 712
 Klatreforme se flyttelige
 Linoteam, Masonite, Murværk
 711
 Normer J 50-1
 Oprunding 709
 Overforme 713
 Pap, Papir 711, Papkasser 456
 Pladerforme 712-3
 Priser 435, 709, 711
 rektangulære Bjælker 720
 Rendebeton 751
 Rensning 732, 764
 Revler 723
 Ridebrædder 712, 715, 717
 Ridebræddesafstand 712
 Ridebræddesunderlag 717
 Rivejærnsforme 711
 Skruer 715, 725
 slidning se Klatreforme
 Smøring 711

Forme §
 Staalblik 711-2
 Staalrørstolper 715
 Stolpeafstand 717
 Stolper 712, 714-8
 Søjlforme 722-4, J 50
 Søjner 711-2, 715
 sømfaste Klodser 725
 Sømklodser 711
 T-Bjælker 719
 Tilsyn 788-90
 Tryk paa Sidelræ 714, H 19
 Træpropper 725
 Tvingere 723
 Tømmerstilladser 718
 Udsparinger 725
 Underlag 712
 Vanding 732
 Forskalling 454 se Forme

Forskydningspændinger
 Armering mod 520-82, 663-8,
 711
 Brudværdi 486-7, 492, 528-32,
 711, 778
 ekscentrisk Normalkraft 663-8
 Hovedspænding 492-5
 Kassebjælke, se Bjælketværsnit
 kontinuerlig Bjælke 497, 505-6,
 J 13
 Kragbjælke se dette
 krydsarmet se Plader
 Paddehatplade 685
 rektangulært Tværsnit 488-96,
 664-5, Eks. 489
 Reunesikkerhed 532
 sand Værdi 491, 530
 Skraaning 497, 505-6
 skraa Trækspænding 492-6
 Støbeskel 487, 778
 Søjler se dette
 T-Bjælker se dette
 tilladelige i Beton 128-30, 499,
 532, 578, J 30, H 14, i Jærn
 127-30, 499, J 30
 Trajektorier 495
 Trykarmring 490, 503
 variabel Bjælkehøjde 505-6,
 667-8
 vilkaarligt Tværsnit 503-4

Friktionsvinkler 722, H 9
 Frost se Beton
 Fullerkurve 88
 Fundamenter 171-5, 218-9 706,
 J 25, H 10, 11, 14

Funderingspæle
 Aba 217
 Abhoff 216
 Afstand 210
 beviktede 205
 Bæreevne 206-9
 Compressol 214
 Dimensioner 199-202
 Egenskaber 198
 Eksplosionspæle 216
 Forlængelse 198-9
 Franki 216
 Havvand 35, 198, 203
 Hercules 215
 hule, koniske 199
 Mastpæle 215

Funderingspæle	§	Grus, Sand, Sten	§	Jærn	§
Mosebund	198	Normer	100, J 40-2, 54	Barungsstrammer	253
Normer	J 26, H 11	Nødesten	100, 739	Bevikingsjærn	188, 731
Pedestal	216	Opvarmning	736	Bindetraad	61, 147, J 34
Perforator	214	Perlesten	100	Bolteforbindelser	271
Rammede	208	Priser	107, 111, 739	Brudforlængelse, -spænding	28, 63-4, 726
Ramning	204-5	Samsagrus	107	Bukkemasjiner	728-9
Raymond	215	Sand	100-8	Bulbeisen	se Vulsjærn
Stimplepæle	216	Silovogn	738	Børejærn	se Plader
Skrappæle	207, 212, 216	Stigel	100, 739	Bøjler	se dette
Spanspæle	208	Skærver	46, 100, 111, 143, 220-1, 739, 749	Bøjning	727-30, 733
Strauspæle	217	Skærvsand	107-8, 111, 143, 772, 776	Bejningsradius	558, 727, J 35
Støbning	203	Slagger	5, 40, 110, H 1	Bølgjærn	25, se Zig-zag-Jærn
støbe i Jorden	198, 213-7	Sten, Definition	100	Cup-, Diamondjærn	25
tilledelige Spændinger	202, J 26, H 11	Styrkeindeks	104, 107, 221	Dækklag	se Afstand
Transport	204	Udmaaling	se Maalekar	Elasticitet	63
Trykluftpæle	217	Taarbækgrus	107	Endekroge	514, 518
Trækpæle	209	Tæthed	73	Farco-Metal	366
Træpæle	198, 218-9, H 11	Vand-Sand-Maaler	738	flåse Længder	62
under Mure	210-19	Vandbehov	77	Fladjærn	23, J 36
under Søjler	169, 210	Vandbygning	36	Flugespænding	28, 63-4, 294, 296, 726
Wilhelm	216	Vandindhold	73	Forankringslængde	se dette
Futura Bukkemaskine	728	Vægt	73, H 1, 9	Fordeleingsjærn	se Plader
		Ærtesten	100, 739	forud belastet	247, 786
		Gulvpuds	se Slidlag	Fripunkter	se Bjælker
		Gunite	se Mørtelsprojte	Glidespænding	se dette
				Hjørnelister	se Forme
				Indlægning i Formen	731-4
				Indstævning	18, 743
				i Stidlag	779
				Johnsons, se Knude-, Ribbe,	
				Jordahlske	26
				Kahnjærn	26
				Knudejærn	25
				Krumnings-, se Bejningsradius	
				Lagerlængder	61
				Løveringsbetingselser	62-4, 726, J 33
				Lugjærn	25
				Maaltolerance	62
				Modtagelse	726
				Monterjærn	63
				Muffeforbindelser	253
				Normaldimensioner	61, J 34
				Overvægt	62
				Pladegiller	366
				Pris	61-2, 435, 726
				Profiljærn	23, 387, 519, 709, J 36
				Proportionalitetsgrense	63
				Prøvning	63-4, 788, J 33
				Ransome	25
				Rensning	15, 788, J 35
				Retning	726-7
				Ribbejærn	25, 27-8, 519, 727
				Rivejærn	711
				Rundjærn	61
				Rust	32-9, 90, 147, 534, 743, 773, 779
				Ruststryk	38
				St-Staal	64
				Skraajærn	se dette
				skævvinklet Armering, se dette	
				Slejer	467
				Specialjærn	25-8, 63
				Staal, blødt	63, J 33
				— haardt	64, 149, 726, 786, J 33
				Staal 48	64

G

Gentagne Paavirkninger, se Værdighedsforsøg	
Gesimser	709, H 22
Gips	se Forme
Gitterteori	se Bjælker
Glasindlæg	se Ovenlys
Glidlejer	se Bjælker
Glidespænding	9-31, 485, 552, 558, 754
Glitning	775
Granitmørtel	se Beton
Gravitationsystem	se Beton
Grøt	332, 784
Grundundersøgelse, se Byggegrund	

Grus, Sand, Sten

Aarhusgrus	107
Bedømmelse	101-8
Betongrus	107
Bjærgarter	110-11
Byggegrund	171-3
Definitioner	100
fineness modulus	116
Frostfæstet	736
Fullerkurve	se dette
Grovhedsstal	116
Grus' Definition	100
Handelsformer	107
Humusindhold	101
Inundator, se Vand-Sand-Maaler	
Kalksten	45-6, 107, 110-1, 220, 772
Karborundum	776
Kornkurver	88-9, 104-9, 749, 753, 776
Kornstørrelse	73, 100, 103-9, 749, 776
Lerindhold	106
Maalekar	738, J 44
mangelfuld Sortering	123
Murstenskarver	46, H 1
Møengrus	107

H

Hampetovsslidlag	773
Havvand	35-8, 90
Hennebique	8
Hjultryk	se Enkeltkræfter
Hovedspænding, se Forskydning	
Huller	se Bjælker, Plader
Huse	se Bygværker
Hvidtning	769
Hvælvinger	se Bøjning
Højdeklodser	se Beton

I

Indspænding	
delvis	349-61, 447-8, 570, J 11
fuld	321, 349
i Mur	131, 349, 445
Indstøbningslængde, se Forankringslængde	
Inertimoment	153, 273-5, 285, 609-10, 786-7, J 9
Inertiradius	161-4
Inundator	se Grus
Isolering, se Brand, Lyd, Varme	

J

Jordtryk	H 8
Jærn	
Adhesion	se dette
afdræjt	15, 29
Afkortning	726
Afstand fra Overflade	24, 34, 49, J 38
Afstand i Bjælker	421
Afstandsholdere	731-4
Ankerplader	266-9
Ankerskinner	26
Baanjærn	61, 534, 540

Jærn

Stølper	715
Strækmetal	se Pladegiller
Støbejern	se dette
Stød, se Bjælker, Plader, Søjler, Trækstænger	
Surfastal	779
Svejsjærn	63
Svejsning	252
Thacher Jærn	25
tilledelig Spænding, se Forskydning, Tryk, Træk	
Traadøve	49, 58, 60, 711
Trækstyrke, se Brudspænding	
Union Byggestaal	726
Vortejærn	26
oredet	25
Vulsjærn	519
Vægtfylde	28, 62, H 1
Vægttolerance	62
Zig-zag-Jærn	465
Øjstænger	271
Jærnprocent	148, 276, 588

K

Kalciumklorid	223, 766
Kalliumbikromat	743
Kalkmørtel	H 12
Kalksten	se Grus
Karborundum	se Grus
Karborundumsten	766-7
Keppelglas	se Ovenlys
Kitmasse	se Beton
Konsol	se Bjælker, Plader
Kontrol	se Beton
Korkgulve	773, H 1
Kornkurver	se Grus
Kragbjælke	321, 346, 418, 506, 573
Kragplade	228, 373, 514, 517
Kranbjælke	se Bjælker
Krogstad	255
Krydsarmeret	se Plader
Kiernormalt, -punkt, -radius	589

L

Last	se Vægt
Lejebjælker	423
Lejedybde	
delvis Indspænding	355
kontinuerlige Bjælker	322
Normer	J 7
Plader	363
simpel Understøtning	320, 572
Lejetryk	320-3, 333-9, 341-2, 355, J 8
Ler	se Byggegrund, Grus
Linoleum	50, 711, 773, H 1
Linotol	770, 773, H 1
Lithurin	780
Lydfordplantning	3, 773
Lynafledning	38-9, 55
Lysglas	se Ovenlys

M

Magnesit	se Linotol
Magniumfluat	768

Maling	se Oliemaling
Melan	786
Messingbindetraad	147
Mikroasbest	se Asbest
Modelforsøg	661
Modstandsmomenter	
rektangulært Tværnit	282-4, 288, Eks. 370, 373, Tabel-lær 280, 370, 373
T-Tværnit	430
ulikaarligt Tværnit	274
Molerblokke	59, 454-5, H 1, 2
Molerement	se Cement
Moler-C-Masse	773
Mønter	8, 63
Mortella	768
Mosebund	198
Murankere	423
Murbjælke	572, H 20-1
Mure	se Vægge
Mursalte	711
Murværk, bevirket	176
Mushroom	se Paddehat
Münting	780
Mørtel om Jærnene	18, 743
Mørtelslidlag	se Slidlag
Mørtelsprøjte	769

N

Naturstensklædning	770
Nedbrødning	2
Nedbøjning	
Alderens Indfyldelse	763
Armeringsvinklens Indfl.	673
Belastningshastighedens Indfl.	785
blivende	783, 785-6
Bøjlers Indfyldelse	785
Formier	320-1, 408, 787
Influenzlinie	787
Jærnprocentens Indfl.	785
Jærnspladens Indfl.	785
krydsarmerede Pladers	408, 786
Maaleapparater	784
Tidens Indfyldelse	786
Træbjælkers	712, H 19
ved Prøvebelastninger	783-4
Normer	J 1, H 1
Nupubest	661
Nyttchøjde	272
Nyttelast	se Vægt

O

Oliemaling	768
Ovenlys	52, 457
Overarmering, se Bjælketværsnit	
Overfladebehandling	se Beton

P

Paddehatplader	677-705, J 17, Eks. 691-701
Papkasser	se Forme
Parabelkonstruktion	323

Plader

Bøjler	se Bjælkebøjler
Børejærn	364
Celleplader	454-7
circulære	401, 409
delvis indspændte	357-62, Eks. 444
Dimensioneringstabeller	278, 280, 370, 373
Egenvægtsbestemmelse	372
enkelt armerede	363-78, Eks. 370-1, 373-4, 444
Enkeltkræfter	se dette
Fordeleingsjærn	366, 451, 733
Forskydning	se dette
Huller	248, 390, 409-10, 725
Højdeklodser	se Beton
Indspænding	se dette
Inertimomenter	se dette
Jærnafastand	364, 410
Jærnarbejde	733, 744
Jærndiameter	364-6, 410, 515-18
Jærnprocent	279
Klinkerindlæg	379
Konsol	se Skraaning
kontinuerlige	se Bjælker
Kragplade	se dette
krydsarmerede	393-411, 489, 517, 672-6, J 16, Eks. 395, 403
kvadratiske	404, 407-8
Leje	se dette
Modstandsmomenter, se dette	
Nedbøjning	se dette
Opbøjningspunkter	359, se Skraajærn
overarmerede, se Bjælketværsnit	
Paddehat	se dette
polygonale	464-7
Profiljærn	se Jærn
rektangulære	398-400, 407-8
Revner	se dette
Skraajærn	se dette
Skraaning	367, 499, 505-6, J 13
skraalliggende	463
skævvinklet Armering	672-5, 684
Spændvidde	se Lejedybde
Støbning	744-5
Stød i Jærn	22, 368, 479-85, J 36-7
tilledelige Momenter	373
Trappeplader	463-6, se Trapper
Trykarmering	se dette
Trækarmering	364-6, 410, 672
Tværmomenter	347
Tykkelse	363, 410
økonomiske Spændinger	279, 386
Poissons Tal	152
Porfyrit	771
Portland	se Cement
Priser paa Jærnbeton	1, 435, 455
Prismestyrke	se Trykstyrke
Profiljærn	se Jærn
Prøvebelastning	781-3, J 62

Provelegemer, se Beton, Jern
Puder 678
Puds 765, 768-80
Pæle se Funderingspæle

R

Rammer se Bygværker
Rankine se Søjler
Rawplugs 725
Regnestok 281
Rendebeton se Beton
Revner
i Puds 773-4, 777
i Vægge 5, 227-9
Midt mod 229, 247
Rustdannelse ved 33
Udbedring 760
usynlige 241
ved Bøjning, se Bøjningsrevner
— Forskydning 486-7, 492,
495, 498, 520, 529-32
— Glidning 24, 299
— langvarig Belastning 786
— Overbelastning 781
— skævvinklet Armering 673
— Spændingsveksling 786
— Svind 5, 227-9, 248-50, 758,
763
— Temperaturændring 44
— Træk 231-50
Vidde 233, 241, 786
Ribbeplader, d. s. s. T-Bjælker
Ringbaand se Bøjler
Ritter se Søjler
Rotalith se Ovenlys
Rust se Jern
Rystelser 2, 5, 64, 180, 741, 764
Rækværker H 10
Røntgenstråler 783
RørledningsGennemførelse 725

S

Sand se Grus
Sandblest 769
Sandpotter 764
Skraajærn
Afstand 556, 562-4
Diameter 562
Endepunkter 558
Fripunkter 553
Forankringslængde 558
Glidspænding 558
Krumningsradius 558
nødv. Tværnit 522-5, 557,
559-67
Opbøjningspunkter 568
Opbøjningsvinkel 554-5
Pladers 358-9, 365, 410
Skraatvægdiagram 554-5
Skydelære 788
Skærver se Grus
Skævvinklet Armering 669-76,
684
Slagbrædt 744
Slagger se Grus
Slidfasthed 776, 779-80
Slidlag 773-9, H 1

Slyngbaand se Bøjler
Sløjfer se Jern
Smøring se Forme
Snetryk se Vægt
Sprinklers 51
Spunds se Funderingspæle
Spændinger, se Adhæsions-, Egen-,
Glide-, Svind-, tilladelige, Var-
me-
Staalcementon 779
Stampning se Beton
Stavgulve 773
Sten se Grus
Stenskuring 767
Stillads se Forme
Stirækmetal se Jern
Støbe se Beton
Støbejern 196, J 19, 22, H 1
Stød, Slag se Beton
Stødning, se Bjælker, Plader,
Søjler, Trækstænger
Surfantal se Jern
Svejsning se Jern
Svind
Aarstidens Indfl. 735
Blandingsforholdets Indfl. 223,
776
Cementsortens Indfl. 106, 223,
786
Fuger 758-62, J 3
Høje Temperaturer 45
Lagingsmaadens Indfl. 223-8
Lers Indfl. 106
Krumning af Plader 786
Revner se dette
Yandings Indfl. 754
Svindspændinger
Adhæsions se dette
Armerings Indfl. 235-48, 250,
475
Bjælker og Plader 475
Lagingsmaadens Indfl. 224-8,
242
Støbemaadens Indfl. 708
Uarmeret Beton 227-9, 248-9
tilladte 708, J 5
Svumning 766
Sækkeskuring 767
Søjler
Armering 146-7, 149, 185-9,
690, 786, J 20, stiv 711
beviklede 176-96, 662, 731,
J 21-2, Eks. 183, 192-4
brudte Hjørner 145, 724
Bøjler 147, 150-2, 780, J 20
centralt Tryk 145-96, J 20
cirkulære 153
Dimensionering 167, 786, H 10,
Eks. 160, 164-5
ekscentrisk Tryk, se Bøjning
fabriksstøbe 723
Foden 169-70, 409, Eks. 574,
676, 705
Forme se dette
Forskydning 486
Fjndament se dette
Hjørnelister 724
Hængesøjler, se Trækstænger
Indspændingsgrad 156, 641

Søjler

Inertimomenter se dette
Jærnarbejdet 730-1
Jærndiameter 146
Jærnprocent 148-9, 167, 588,
786, J 20
Kvadratiske 153, 161-2, 165
Lastreduktion H 10
Længde, teoretisk 157, J 23
Momenter se Bøjning
n 148-9, 786
ottekanlede 153, 634-5, 724
Rankine se Ritter
rektangulære 153, 161, 163,
166
Ritters Formel 157-9
Sammensyning 786
Seighed se Beton
Spændingsbestemmelse 148,
639, Eks. 160
Styrke se Trykstyrke
Støbeskel 757
Støbning 722, 742
Stød i Jern 22, 168, 186, J 37
Svindfuger 758
Svindspændinger 148
Søjlebaand se Bøjler
T-formede 153, 632-3
tilladelig Spænding, se Tryksp.
Udbøjning 154-60, 784
Vinkeldrejning 641-60

T

Tag 5, 52, 129, 679, 761, J 29,
H 4, 6-7, 10
Tagrenders Befestelse 725
Talkum 770
T-Bjælker
Bøjler se Bjælkebøjler
Bøjning med Normalkraft, se
dette
delvis Indspænding, se Ind-
spænding
Dimensionering ved tyk Plade
429, 440-2, 444
do, ved tynd Plade med Krop
430, 433, 440, 461, Eks. 433
do, ved tynd Plade uden Krop
431-2, 440-4, Eks. 432, 437,
442-4, 448, 571
Egenvægt 440, 571
Forskydning 497-9, 505-6, 532,
Eks. 569-71
Hovedets Tværkræfter 500-1
Inertmoment 153
Jærnfstand 421
Konsol se Bjælker
Kropdimensioner 419, 421,
441-3, økonomiske 434-9
Modstandsmoment 430, 433
Momentbestemmelse 445-8
nyttig Pladebredde 418, J 18
polygonale 468-72
Randbjælker 418, 533
Revnspænding 422
Skraajærn se dette
Skraaninger se Bjælker
Spændingsbestemmelse 424-8,
461, Eks. 424, 428

T-Bjælker

Svindspændinger se dette
Trykjærn 452-3
Trækjærn 420, 451
tyk, tynd Plade 425
Temperatur se Varme
tilladte Spændinger
Adhæsions se dette
Beton, se Forskydning, Tryk,
Træk, Vridning
Broer J 29
Byggegrund 171
Forskydning se dette
Fundamenter 169, J 25
Funderingspæle se dette
Gesimser se dette
Jærn se Træk
Lefekvadere J 25
Murværk H 12
Natursten J 25, H 13
Profiljærn 26, 387
Skorstene 55, H 25
Støllader 712, 714, H 19
Svind se Svindspændinger
Tage 129, J 29
Tolerance 371
Træ 714, H 11, 19
Tilsyn 788-90
Torkret se Mørtelsprøjte
Transmissioner 26, 725
Transversal se Tvær
Trapper 47, 463, 776, H 3, 10
Trass se Beton
Trykarbejdslinie, Betons 139-43
Trykarmering ved Bøjning
Bøjler 381, 533
ekscentrisk Normalkraft, se
Bøjning
Normer J 19
rektangulære Tværnit 379-86,
416, 461-2, 622-31, Eks. 384,
462
skævvinklet Armering 672
T-Bjælker se dette
vilkaarligt Tværnit 461-2,
609-10
Tryk, ekscentrisk se Bøjning
Trykelasticitet, Betons 139-44,
150, 152, 786

Trykspænding, tilladelig

Bøjningstryk 128-30, 279,
318-9, J 30
centralt Tryk 128-30, J 30
ekscentrisk Tryk 584, 639

Trykspænding, tilladelig
Skorstene 55, H 25
Søjler 167, 197, 639, 786
narmeret Beton H 14

Trykstyrke, Betons

Alderens Indfl. 137, 786
Armerings Indfl. 149-51, 671
Blandingsforholdets Indfl. 18,
77, 83, 85-6, 112-6, 126,
221, 486
Bøjningstryk 306
Cementfugers 269
ekscentrisk 583
Frosts Indfl. 134
Klimateksthedens Indfl. 83-5,
114
Konsistensens Indfl. 17, 97
Lagingsmaadens 135-6, 754
Legemsformens 133, 791
Prismestyrke 133, 791
Sandets Indfl. 103-6, 126, 221
Sandfri Beton 86
Skærvers Indfl. 111, 143
Spændingsvariationers Indfl.
138
Temperaturens Indfl. 45, 134
Vandmængdens Indfl. 91-9,
136, 486
Vægtens Indfl. 86
Trægulve 773, H 19

Træk

centralt 230-4, 670
ekscentrisk se Bøjning
Elasticitet 222, 234
skraat se Forskydning
Styrke 220, 486, 670, 754
till. Betonspænding 264, 587,
639, J 30
till. Jærns pænding 55, 127-30,
264, 279, 318-9, J 30
Trækpæle, se Funderingspæle
Trækstænger
Armering 264
Støbning 265, 268
Stød 251-63, 265, 270-1, J 36
Træ som Armering 1
Tværarmring se Bøjler
Tværkraftberegning 331, 571
Tyngdepunktsbestemmelse 273,
275

U

U-Bøjler 533
Udbydelse J 3

V, W

Vand se Beton
Vandbygning se Bygværker
Vandglas 780
Varighedsforsøg 138, 786
Varmehus 736
Varmeisolering 725, 773, se
Brand
Varmeledningsvevne 40-2, 55,
707-8
Varmespændinger 44, 223, 391-2,
706-8, 735, J 5
Varmeuvidelse 43-6, 759, J 5
V-Bjælker 533
Vedligeholdelse 1, 5
Veje 6, 97, 108-9, 762, 779
Velo se Cement
Vinddragere H 6, 7
Vindtryk H 24
Sandets Indfl. 103-6, 126, 221
Winklers Tabeller 338
Vridning 577-82, till. Sp. 578
Vægge 5, 41, 52, 167, 761, J 27,
H 1, 2, 6, 12-14, 23, se Brand-
mure
Vægt
Beton 86, 142, H 1, 2
bevægelig Last H 10
Byggematerialer H 1
Cement se dette
Dæk, Etageadskillelser H 3
Fyld se Bøjning
Grus, Sand, Sten se dette
Isolationsstoffer H 1
Jord H 1 se Jordtryk
Jærnbeton se dette
Jærnbeton 86, J 3
Lagervarer H 9
Mure, Vægge H 1, 2
Slidlag H 1
Sne H 5, 7
Tage H 4
Trapper H 3
Vindtryk se dette

Z

Zeiss Maaleuhr 784
Zinksulfat 768

Ø

Øjebaand se Bøjler

Rundjærnstabel.

Dia- meter	Jærnenes Antal												Dia- meter	Vægt kg/m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
mm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	mm	
1	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,09	1	0,006
2	0,03	0,06	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,38	2	0,025
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,63	0,70	0,77	0,84	3	0,055
4	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,00	1,13	1,26	1,48	1,51	4	0,099
5	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,78	1,96	2,16	2,35	5	0,154
6	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,82	3,12	3,40	6	0,222
7	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,70	3,08	3,47	3,84	4,24	4,63	7	0,302
8	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,53	5,02	5,54	6,04	8	0,395
9	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,08	5,72	6,36	6,99	7,64	9	0,499
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	8,64	9,44	10	0,617
11	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50	10,45	11,39	11	0,746
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,19	11,31	12,43	13,53	12	0,888
13	1,33	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,30	10,62	11,95	13,27	14,61	15,92	13	1,042
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	16,93	18,49	14	1,208
15	1,77	3,53	5,30	7,07	8,84	10,60	12,38	14,14	15,90	17,67	19,45	21,21	15	1,387
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,11	22,12	24,14	16	1,578
17	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,42	22,70	24,97	27,22	17	1,782
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,26	17,82	20,36	22,90	25,45	28,02	30,59	18	1,998
19	2,84	5,67	8,51	11,34	14,18	17,02	19,85	22,68	25,51	28,35	31,21	34,04	19	2,226
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	22,00	25,14	28,28	31,42	34,52	37,70	20	2,466
21	3,46	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,24	27,70	31,17	34,64	38,12	41,60	21	2,719
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	41,80	45,62	22	2,984
23	4,16	8,31	12,46	16,62	20,77	24,93	29,08	33,24	37,39	41,55	45,71	49,85	23	3,261
24	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24	49,78	54,39	24	3,551
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	53,98	58,88	25	3,853
26	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,10	58,41	63,72	26	4,168
27	5,73	11,45	17,18	22,90	28,63	34,35	40,08	45,80	51,53	57,26	62,99	68,72	27	4,495
28	6,16	12,31	18,47	24,63	30,79	36,94	43,10	49,26	55,38	61,58	67,31	73,04	28	4,834
29	6,60	13,21	19,81	26,42	33,02	39,62	46,23	52,84	59,44	66,85	73,53	80,22	29	5,185
30	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,68	77,75	84,82	30	5,549
31	7,55	15,09	22,64	30,19	37,74	45,29	52,84	60,38	67,93	75,48	83,03	90,58	31	5,925
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,42	88,47	96,51	32	6,313
33	8,55	17,11	25,86	34,21	42,78	51,32	59,87	68,42	76,97	85,53	94,08	102,63	33	6,714
34	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,63	81,71	90,79	99,86	108,93	34	7,127
35	9,62	19,24	28,86	38,48	48,11	57,73	67,35	76,97	86,59	96,21	105,83	115,46	35	7,553
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,60	101,79	111,97	122,15	36	7,990
37	10,75	21,50	32,26	43,01	53,76	64,51	75,27	86,02	96,77	107,52	118,27	129,03	37	8,440
38	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,73	102,07	113,41	124,75	136,09	38	8,903
39	11,94	23,89	35,84	47,78	59,73	71,68	83,63	95,57	107,51	119,46	131,40	143,35	39	9,378
40	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,97	100,53	113,10	125,66	138,23	150,79	40	9,865
41	13,20	26,41	39,61	52,81	66,01	79,22	92,42	105,62	118,82	132,03	145,23	158,44	41	10,364
42	13,85	27,71	41,56	55,42	69,27	83,12	96,97	110,83	124,68	138,54	152,39	166,25	42	10,876
43	14,52	29,04	43,56	58,09	72,61	87,13	101,65	116,18	130,70	145,22	159,74	174,26	43	11,400
44	15,20	30,41	45,61	60,82	76,08	91,23	106,43	121,64	136,84	152,05	167,25	182,46	44	11,936
45	15,90	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,32	127,23	143,13	159,04	175,94	191,85	45	12,485
46	16,62	33,24	49,86	66,48	83,10	99,71	116,33	132,95	149,57	166,19	182,80	199,42	46	13,046
47	17,35	34,70	52,05	69,40	86,75	104,09	121,44	138,79	156,14	173,49	190,84	208,19	47	13,619
48	18,09	36,19	54,29	72,38	90,48	108,58	126,68	144,77	162,87	180,96	199,06	217,15	48	14,205
49	18,86	37,71	56,57	75,43	94,28	113,14	132,00	150,86	169,72	188,57	207,33	226,28	49	14,803
50	19,63	39,27	58,90	78,54	98,17	117,81	137,45	157,08	176,71	196,35	216,98	235,62	50	15,413