



U.S. DEPARTMENT OF  
THE BUREAU OF  
BELLON



Pref. W. 100  
27. 10. 18. 1. 1. 1.

# JÆRNBETON

I

TEORI OG PRAKSIS.

1<sup>STE</sup> DEL.

JÆRNBETONENS EGENSKABER.  
KONSTRUKTIONSELEMENTERNES BEREGNING,  
UDFORMNING OG FREMSTILLING.

AF

**E. SUENSON**

INGENIØR

PROFESSOR VED DEN POLYTEKNISKE LÆREANSTALT

ANDEN UDGAVE

KØBENHAVN

P. E. BLUHME'S BOGHANDEL

TRYKT HOS J. JØRGENSEN & CO. (IVAR JANTZEN)

1918

Den stærke Udvikling, der har fundet Sted paa Jærnbetonens Omraade, siden denne Bog første Gang blev udgivet, har medført, at 2. Udgave er svulmet betydeligt op, til Trods for, at Forhold, hvorover jeg ikke har været Herre, har tvunget mig til at udskyde Jærnbetonens specielle Anvendelser til Behandling i en senere udkommende 2. Del. Dog er Funderingspæle medtagne i Tilslutning til Søjler, ligesom i 1. Udgave, og i Indledningen er indskudt nogle Oplysninger om de nu saa aktuelle Jærnbetonfartøjer. De øvrige Anvendelser, som lejlighedsvis er nævnte, er sammenstillede i Sagregistret under »Anvendelser«.

Ved Formlernes Udledning er der gaaet ud fra den almindelig anerkendte Forudsætning, at Betonen ingen Trækspændinger optager, og at der er Proportionalitet mellem Spændinger og Formforandringer, men der er samtidig lagt Vægt paa at klarlægge de sande Spændingsforhold, saavel inden Betonen er revnet, som paa Brudstadiet, hvor den nævnte Proportionalitet ikke længere er til Stede. Uden Kendskab til disse Forhold konstruerer man i Blinde. Dette er Grunden til, at der ved Siden af den rette Arbejdslinie er indført en parabolisk Trykarbejdslinie for Betonen; den anskueliggør Brudfænomenerne og  $n$ 's Variation og muliggør en Beregning af de herhen hørende Forhold. Hvorvidt Parabolen passer mere eller mindre godt med de ved middelstore Spændinger udførte Deformationsmaalinger er i denne Forbindelse af underordnet Betydning. Hovedsagen er, at den paa den simplest mulige Maade danner et Bindeled mellem Forholdene, som de er ved smaa Spændinger, og som de er paa Brudstadiet.

Bogen er skrevet under Forudsætning af, at Læseren har Kendskab til den tekniske Elasticitetslære og Statik, idet saadanne Formler, som ogsaa bruges ved homogent Materiale, ikke er udledede paany, men kun bragt i Erindring. Bestemmelse af Snitkræfter og bøjende Momenter er der saaledes som Regel ikke gaaet ind paa, dog er der af Hensyn til Bogens Brug som Haandbog medtaget nogle simple Formler for Momenter i Søjler, der er sammenstøbt med Dragere, og en Samling Formler for Momenter og Transversalkræfter i kontinuerlige Bjælker og Bjælker over 1 Aabning med forskellig Last og Understøtningsmaade.

Afsnittet om strakte Bygningsdele er mere omfattende end vanligt i slige Lærebøger, idet jeg der har behandlet Svindspændinger og Revnedannelse. De herhen hørende Forhold er nogenlunde simple i Konstruktioner, der er

paavirkede til rent Træk, og er man først bleven fortrolig med dem der, overføres Resultaterne ret let til Konstruktioner med Bøjningsspændinger.

Ved Udledelsen af Spændingsforholdene i Bjælker og Plader er der ikke gjort Brug af Modstandsmomentet, men Momentet er opløst i en Trækraft og en Trykkraft, der er behandlet hver for sig, en Fremgangsmaade, som sjældent bruges ved homogene Tværnsnit, men som er paa sin Plads ved Jærnbeton-tværsnit, fordi den giver et bedre Overblik over Forholdene, der her er mindre simple. Indenfor Jærnbetonkonstruktionerne er der ofte ingen skarp Adskillelse mellem de bærende og de baarne Dele; alle mulige Bjælkeformer forekommer, og den Konstruktor, der blot arbejder med det matematiske Begreb Modstandsmomentet uden at gøre sig nærmere Rede for de optrædende Kræfter, kan let komme galt afsted. Ved Behandling af simple rektangulære Tværnsnit kan man dog ofte i Praksis med Fordel gøre Brug af Modstandsmomentet, naar man har Tabeller over dette, og saadanne Tabeller er medtagne dels gældende for Plader med de mest brugte Tykkelser og Jærndtlæg, dels gældende i al Almindelighed for rektangulære Tværnsnit med kendt Jærnprocent.

Udledelsen af Spændingerne i Plader og Bjælker kunde have været forenklet i en vis Forstand ved straks at behandle det mest omfattende Tilfælde, nemlig Tværnsnit med Trykarmering og med Betonen medvirkende til Træk, og saa blot omforme de fundne Ligninger ved at sætte henholdsvis Betonens Trækspænding og Arealet af det trykkede Jærn lig Nul, eftersom det ene eller det andet Tilfælde foreligger. En saadan Fremgangsmaade tiltaler den, der forud er fortrolig med Stoffet, men jeg har dog anset det for rigtigst ogsaa paa dette Punkt at begynde med det enkle Tilfælde og derefter gaa over til det sammensatte, et Princip, der er anvendt overalt i Bogen, og som jeg tror er til Fordel for Tilegnelsen.

Alle de udviklede Formler er saavidt muligt søgt bekræftede eller korrigerede ved Hjælp af de foreliggende Forsøgsresultater, kun gennem disse opnaas en dybere Indsigt i Forholdet mellem Teori og Virkelighed. Navnlig maa det tyske Jærnbetonudvalgs omfangsrige og overordentlig grundige Forsøgsrækker nævnes. Det er dette Udvalg, der har opstillet de Bestemmelser for Udførelse af Jærnbetonbygværker, der her i Bogen er citerede som *De tyske Bestemmelser* (1915), og som under 13. Januar 1916 er vedtagne af det preussiske Ministerium for offentlige Arbejder. Der er ogsaa medtaget mange Fotografier og Tegninger, visende hvorledes de forskellige Bygningsdele gaar i Stykker. Gennem Studiet af Brudfænomenerne lærer man at imødegaa dem paa rationel Maade, og man bliver fortrolig med Materialet og i Stand til at udfinde Aarsagen til de Revner, der fremkommer i mangelfuldt udførte Konstruktioner.

Bogstavsymbolerne er i alt væsentligt de samme som i første Udgave, kun er Afstanden mellem et Tværnsnits Tryk- og Trækcentrum betegnet med  $m$ , mens den tidligere Betegnelse  $\mu$  har faaet en anden Anvendelse; iøvrigt henvises til Listen paa Side 293. Jeg har fastholdt det Princip saavidt muligt at undgaa Indekser ved de Betegnelser, der stadig gaar igen i Beregningerne, og som derfor helst maa være simple, ogsaa af Hensyn til deres Afskrivning paa Maskine; jeg har derfor ikke helt kunnet slutte mig til den i Dansk Ingeniørforenings Jærnbetonnormer optagne Bogstavliste, men har bibeholdt Betegnelserne  $h$  for Nyttehøjden og  $f$  for et Jærnareal; Indeksen  $j$  (for Jærn), som nu ogsaa bruges i Norge og Sverrig, har jeg heller ikke fundet Anledning til at ændre.

I første Udgave var Momenter overalt udtrykt i kgm og Spændvidder i m, hvilket var til Fordel for Bogens Brug i Praksis, men besværliggjorde de teoretiske Udviklinger, og da den ny Udgave medtager betydeligt mere Teori end den gamle, er jeg de fleste Steder gaaet over til at regne med kgcm og cm. Listen Side 293 giver iøvrigt de fornødne Oplysninger om Enhederne.

Afsnittet om Arbejdets Udførelse er for en meget stor Del udarbejdet paa Grundlag af mine egne Erfaringer, og jeg maa stærkt understrege dets Betydning. Allfor ofte er der et skrigende Misforhold mellem den Vægt, der lægges paa Dimensioneringen, og den, der lægges paa Udførelsen; der vaages med pinlig Nøjagtighed over, at Betonspændingen ikke overstiger den tilladte Værdi med en eneste Atmosfære, men om Betonen ved Udførelsen kun opnaar Halvdelen eller Tredjedelen af den forudsatte Styrke, det tager man sig let. Ved Jærnbetonkonstruktioner kan man ikke, som ved Træ- og ofte ved Jærnkonstruktioner, skille Projektering og Udførelse fuldstændig ad; saasart man kommer ind paa Konstruktioner, der afviger fra det mest almindelige, maa man ved Detailtegningernes Fremstilling gennemtænke Udførelsen fra først til sidst, Led for Led, kun derved sikrer man sig en god Konstruktion. Navnlig i dette Afsnit er en Del Fotografier af veludført Jærnarbejde medtaget.

Overhovedet har jeg bestræbt mig for, belært af egen Erfaring, at fremhæve de tekniske Krav, ogsaa i Bogens teoretiske Afsnit. Teoretiske Forsyndelser og Regnefejl kan man undertiden slippe godt fra i Ly af den almindelige Sikkerhedskoefficient, men de tekniske Forsyndelser har man sædvanligvis ingen Sikkerhedskoefficient til at dække over.

Ligesom i *Byggematerialer* er tættrykt Petit anvendt i et betydeligt Omfang, dels for at spare paa det for Tiden saa dyre Papir, dels for at udskille de Afsnit, der er af mindre almen Betydning, enten fordi de behandler specielle Konstruktionsformer og uddyber specielle Æmner, eller fordi der deri udlædes Formler, der vel har almindelig praktisk Betydning, men hvis Udledning sker rent mekanisk, efter forud kendte Principer, og derfor er en ret ufrugbar Læsning. Ved Eksamen paa den polytekniske Læreanstalt vil der ikke blive eksamineret i disse Afsnit.

Det udførlige Register i Forbindelse med Sagregistret bag i Bogen vil forhaabentlig gøre det let for den, der kun søger Oplysning om et enkelt Spørgsmaal, at finde sig tilrette.

København i Januar 1918.

E. SUENSON.



## INDHOLD.

	Side		Side
I. Indledning . . . . .	1	β. Brug af Profiljærn . . . . .	20
II. Historisk Oversigt . . . . .	7	γ. Rundjærns Minimalafstand fra Overfladen og indbyrdes . . . . .	21
III. Jærnbetonens Egenskaber . . . . .	8	b. Consideres Kroge . . . . .	22
A. Betonens Evne til at hindre Rustdannelse . . . . .	8	α. Form og Virkemaade . . . . .	22
B. Elektricitets Indvirkning paa Jærnbeton . . . . .	10	β. Nødvendig Forankringslængde . . . . .	26
C. Adhæsionen mellem Jærn og Beton . . . . .	10	c. Ankerplader . . . . .	28
1. Jærnets Indflydelse paa Glidespændingen . . . . .	11	d. Øjstænger . . . . .	33
a. Udtrækningsdiagrammer . . . . .	12	4. Specialjærn . . . . .	33
b. Indstøbningslængdens Indflydelse . . . . .	12	D. Jærnbetons Forhold i Varme og Ild . . . . .	35
c. Flydegrænsens Betydning . . . . .	14	1. Varmeledningsevne . . . . .	35
d. Jærndiameterens Indflydelse . . . . .	15	2. Varmeudvidelse . . . . .	36
e. Jærnoverfladens Beskaffenhed . . . . .	15	3. Varmes Indflydelse paa Trykstyrken . . . . .	37
f. Sammenfatning . . . . .	16	4. Brandsikkerhed . . . . .	38
2. Betonens Indflydelse paa Glidespændingen . . . . .	16	5. Isolering af Jærkonstruktioner . . . . .	40
a. Vandmængdens Indflydelse . . . . .	16	IV. Jærnet og dets Egenskaber . . . . .	42
b. Cementmængdens, Mørtelmængdens og Hærdningsmaadens Indflydelse . . . . .	17	A. Blødt Staal . . . . .	42
c. Stampningens Indflydelse . . . . .	19	B. Haardt Staal . . . . .	43
d. Alderens Indflydelse . . . . .	19	C. Specialjærn . . . . .	44
e. Olies Indflydelse . . . . .	19	V. Betonens Raastoffer og Blandingsforhold . . . . .	45
3. Jærnenes Forankring og Stødning i Praksis . . . . .	20	A. Cementen . . . . .	45
a. Simpel Overdækning . . . . .	20	B. Sandet . . . . .	46
α. Nødvendig Forankringslængde . . . . .	20	C. Stenene . . . . .	46
		D. Vandet . . . . .	47
		E. Betonens Blandingsforhold . . . . .	47
		VI. Konstruktionselementernes Beregning og Udformning . . . . .	49
A. Tilladelige Spændinger . . . . .	49	b. Søjler paavirkede af et ekscentrisk Tryk . . . . .	71
B. Trykkede Bygningsdele . . . . .	50	α. Dimensionering . . . . .	71
1. Uarmeret Betons Forhold overfor Tryk . . . . .	50	β. Bestemmelse af de fra Bjælke til Søjle overførte bøjende Momenter . . . . .	73
a. Betonens Trykstyrke . . . . .	50	Mellemsøjler . . . . .	75
b. — Trykelasticitet . . . . .	52	Ydersøjler . . . . .	75
2. Søjler . . . . .	54	3. Funderingspæle . . . . .	76
a. Centralt paavirkede Søjler . . . . .	54	a. Egenskaber . . . . .	76
α. Søjlers Form og Armering . . . . .	54	b. Form og Armering . . . . .	76
Søjlekroppen . . . . .	54	c. Støbning . . . . .	77
Søjlefoden . . . . .	55	d. Ramning . . . . .	78
Fundamentet . . . . .	57	e. Bæreevne . . . . .	79
β. Spændingsbestemmelse . . . . .	57	f. Huses Fundering paa Pæle . . . . .	81
γ. Armeringens Virkning . . . . .	58	g. Andre Funderingsmaader . . . . .	83
Tværuddvidelse . . . . .	58	C. Strakte Bygningsdele . . . . .	83
Armeringens Indflydelse paa Styrke og Seighed . . . . .	58	1. Uarmeret Betons Forhold overfor Træk . . . . .	83
Længdearmeringens Virkning . . . . .	59	a. Betonens Trækstyrke . . . . .	83
Tværarmeringens Virkning . . . . .	60	b. — Trækelasticitet . . . . .	84
δ. Faren for Udbøjning . . . . .	61	c. — Rumfangsændringer under Hærdningen . . . . .	84
Almindelige Bemærkninger . . . . .	61	d. IndreKræfter, fremkaldte af Svindet . . . . .	85
Eulers Formel . . . . .	62	e. Svindrevner i uarmerede Betonkonstruktioner . . . . .	86
Ritters — . . . . .	63	2. Armeret Betons Forhold overfor Træk . . . . .	87
Dimensioneringsformler for kvadratiske Søjler . . . . .	67	a. Spændingsbestemmelse . . . . .	87
Udenlandske Dimensioneringsregler . . . . .	67	b. Revnedannelse . . . . .	87
ε. Dimensionering af almindelige Søjler . . . . .	68	c. Spændingsforhold i et revnet Prisme . . . . .	89
ζ. Beviklede Betonsøjler . . . . .	68	d. Jærnbetons Trækstyrke . . . . .	90
η. — Støbejernsøjler . . . . .	71		

e. Jærnbetons Trækelasticitet . . . . .	Side 91
f. Svindspændinger og Revnedannelse	93
a. Svindets Indflydelse paa Styrke og Brudforlængelse . . . . .	93
β. Svindspændingernes Fordeling over et Prisme . . . . .	94
γ. Jærnprocentens Indflydelse paa Svindspændingerne . . . . .	95
δ. Revnedannelse som Følge af et ydre Træk, hvis Størrelse er uafhængig af Svindet . . . . .	96
e. Revnedannelse som Følge af et ydre Træk, hvis Størrelse vokser med Svindet . . . . .	97
z. Oversigt over Revnedannelse i Iulthærdnet Jærnbeton . . . . .	98
3. Dimensionering af strakte Bygningsdele	99
a. Almindelige Regler . . . . .	99
b. Hængesøjler . . . . .	99
<b>D. Bygningsdele paavirkede til Bøjning . . . . .</b>	<b>100</b>
1. Enkelt armerede Plader . . . . .	100
a. Pladernes Form og Armering . . . . .	100
b. Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger . . . . .	102
c. Dimensioneringsformler uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger . . . . .	104
d. Tabel over Tværskitskonstanterne $\varphi$ , $\beta$ , $\gamma$ , $\mu$ . . . . .	110
e. Inertimomenter og Modstandsmomenter . . . . .	110
a. Formler for Inertimomenterne . . . . .	110
β. Formler for Modstandsmomenterne . . . . .	115
γ. Tabel over Modstandsmomenterne . . . . .	116
f. Spændingsbestemmelse med Hensyntagen til Betonens Trækspændinger . . . . .	120
g. De formelle Spændingers Afhængighed af $n$ . . . . .	120
h. De virkelige Spændingsforhold . . . . .	122
a. Forskellige Spændingsstadier . . . . .	122
β. Den neutrale Aksens virkelige Beliggenhed . . . . .	123
γ. Jærnprocentens Indflydelse paa Pladers Bæreevne . . . . .	123
δ. Jærnspejdingen i Brudøjeblikket . . . . .	125
e. Betonspejdingen i Brudøjeblikket . . . . .	126
Parabolsk Trykdiagram for overarmerede Plader . . . . .	126
Rektangulært Trykdiagram for underarmerede Plader . . . . .	128
z. De virkelige Spændingsforhold belyst ved en Eksempelrække . . . . .	129
2. Kontrolbjælker og tilladelige Spændinger . . . . .	132
a. Kontrolbjælker . . . . .	132
b. Tilladelige Spændinger . . . . .	134
3. Momentbestemmelse for almindelige Plader og Bjælker . . . . .	136
a. Momentbestemmelse efter Elasticitetsteorien . . . . .	136
α. Bjælker (Plader) over en enkelt Aabning . . . . .	136
β. Simpelt understøttede Bjælker . . . . .	136
γ. Indspændte Bjælker . . . . .	137

β. Bjælker (Plader) med Mellemunderstøtninger . . . . .	Side 139
Almindelig Teori . . . . .	139
Bjælker over 2-4 Fag med konstant Tværskit og Faglængde og Lasten jævnt fordelt indenfor hvert enkelt Fag . . . . .	140
Bjælker over 2 Fag . . . . .	140
— — 3 — . . . . .	141
— — 4 — . . . . .	142
Oversigt over Momenter og Lejetryk . . . . .	142
Bjælker over uendelig mange Fag med konstant Tværskit og Faglængde . . . . .	144
Maksimalmomentkurver for Bjælker over 2-4 Fag med konstant Tværskit og Faglængde og Lasten i den for hvert enkelt Punkt farligste Stilling . . . . .	145
Bjælker med variabel Faglængde . . . . .	148
b. Kritik af Elasticitetsteoriens Resultater . . . . .	149
c. Momentbestemmelse under Forudsætning af delvis Indspænding . . . . .	149
α. Begrebet delvis Indspænding . . . . .	149
β. Praktiske Fordele ved at regne med delvis Indspænding . . . . .	153
d. Momentbestemmelse under Forudsætning af givne Momentnulpunkter . . . . .	155
4. Dobbelt armerede Plader . . . . .	155
a. Almindelige Bemærkninger . . . . .	155
b. Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger . . . . .	157
c. Spændingsbestemmelse med Hensyntagen til Betonens Trækspændinger . . . . .	158
d. Dimensionering uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger . . . . .	158
5. Plader armerede med Profiljærn . . . . .	159
6. belastede — Enkeltræfter . . . . .	159
7. Krydsarmerede Plader . . . . .	160
a. Kvadratiske Plader . . . . .	160
b. Rektangulære Plader . . . . .	163
c. De Plader hørende Bjælker . . . . .	165
d. Paddehatsystemet . . . . .	165
8. Bjælker med rektangulært Tværskit . . . . .	167
9. T-Bjælker med tyk Plade . . . . .	168
a. Bjælkehovedet . . . . .	168
b. Bjælkekroppen . . . . .	170
c. Spændingsbestemmelse . . . . .	171
d. Dimensionering af simpelt understøttede Bjælker . . . . .	172
e. Dimensionering af kontinuerlige Bjælker . . . . .	173
α. Momentbestemmelse . . . . .	173
β. Bjælker med Konsoller . . . . .	174
γ. — uden — . . . . .	175
f. Vinkelformede Bjælker . . . . .	176
10. T-Bjælker med tynd Plade . . . . .	177
a. Enkelt armerede Bjælker . . . . .	177
α. Dimensionering naar Konstruktionshøjden er rigelig . . . . .	177
β. Spændingsbestemmelse uden Hensyn til Bjælkekroppen . . . . .	179
γ. Spændingsbestemmelse naar Bjælkekroppen medregnes . . . . .	180

δ. Dimensionering naar Konstruktionshøjden er knæben . . . . .	Side 181
b. Dobbelt armerede Bjælker . . . . .	183
Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger og Kroppens Trykspændinger . . . . .	183
Dimensionering uden o. s. v. . . . .	184
Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger, men med Hensyn til Kroppens Trykspændinger . . . . .	184
Spændingsbestemmelse med Hensyntagen til Betonens Trækspændinger og Kroppens Trykspændinger . . . . .	184
11. Den økonomiske Højde af T-Bjælker . . . . .	185
a. Bjælkebredden er konstant . . . . .	185
b. Bjælkebredden vokser med Højden . . . . .	187
12. Bjælker med trekantet Tværskit . . . . .	188
<b>E. Bygningsdele paavirkede til Forskydning . . . . .</b>	<b>189</b>
1. Forskydningsspændingernes Bestemmelse, naar Jærnet ingen Forskydning optager . . . . .	189
a. Plader og rektangulære Bjælker . . . . .	189
α. Forskydningsspændinger . . . . .	189
β. Skraa Trækspændinger . . . . .	190
γ. Hovedspændingernes Størrelse og Retning . . . . .	191
b. T-Bjælker . . . . .	194
α. Forskydning i Bjælkekroppen . . . . .	194
β. — i Bjælkehovedet . . . . .	194
c. Bjælker med variabel Højde . . . . .	196
d. Bjælker med vilkaarligt Tværskit . . . . .	196
2. AdhæSSIONsspændingernes Bestemmelse . . . . .	197
a. Den teoretiske Maksimalværdi . . . . .	197
b. Valg af Jærndiameter . . . . .	197
α. Jærn uden Kroge . . . . .	197
β. — med — . . . . .	198
c. AdhæSSIONsspændingens Middelværdi . . . . .	199
d. Brug af Specialjærn . . . . .	202
3. Forskydningforsøg . . . . .	203
4. Armering mod Forskydning . . . . .	206
a. Armeringens Art og Virkemaade . . . . .	206
α. Tværarmeringens Indflydelse paa Revnedannelsen . . . . .	206
β. Tværarmeringens Indflydelse paa Brudlasten . . . . .	208
γ. Længdearmeringens Virkemaade . . . . .	209
b. Tilladelige Spændinger . . . . .	210
c. Bøjleindlæg . . . . .	211
α. Bøjlerens Indflydelse paa Glidespændingen . . . . .	211
<b>VII. Arbejdets Udførelse . . . . .</b>	<b>255</b>
A. Forskallingsarbejdet . . . . .	255
1. Almindelige Bemærkninger . . . . .	255
2. Pladeforskalling . . . . .	255
3. Bjælkeforskalling . . . . .	259
4. Søjleforskalling . . . . .	261
5. Brug af høvlet og pløjet Forskalling . . . . .	264
6. Udsparinger og Indstøbninger . . . . .	264
B. Jærnarbejdet . . . . .	265
1. Jærnets Tildannelse . . . . .	265
2. Jærnets Indlægning i Formen . . . . .	269
C. Støbearbejdet . . . . .	272
1. Støbningens Udførelse . . . . .	272
2. Støbester . . . . .	277
D. Afskalling . . . . .	279
E. Overfladebehandling . . . . .	280
F. Provetilstand . . . . .	282
G. Dilationsfuger . . . . .	285
Dansk Ingeniørforenings Husbygningsnormer . . . . .	288
Liste over Bogstavssymboler . . . . .	293
Sagregister . . . . .	295
Rundjærnstabel . . . . .	299

β. Bøjlerens Dimensioner og Form . . . . .	Side 212
γ. — Beregning . . . . .	213
Det totale Bøjleareal en Bjælke . . . . .	213
Bøjleantallet i en Gruppe . . . . .	215
Bøjlegruppernes Afstand . . . . .	215
Mørseh' Gitterteori . . . . .	218
d. Ophøjning af Længdejærnet . . . . .	219
α. Skraajærnenes Antal og Form . . . . .	219
β. — Beliggenhed . . . . .	220
γ. Spændingen i de lige Jærn . . . . .	221
δ. Eksempler paa Beregningen . . . . .	224
Eks. 1: Kontinuerlig Bjælke . . . . .	224
— 2: Delvis indspændt Bjælke . . . . .	228
— 3: Murbjælke . . . . .	230
— 4: Overragende Bjælke . . . . .	231
— 5: Søjlefod . . . . .	232
e. Mørseh' Gitterteori . . . . .	233
<b>F. Bygningsdele paavirkede til Vridning . . . . .</b>	<b>234</b>
<b>G. Bygningsdele paavirkede af en ekscentrisk Normalkraft . . . . .</b>	<b>236</b>
1. Spændingsbestemmelse . . . . .	236
a. Den neutrale Akse falder udenfor Tværskittet . . . . .	236
b. Den neutrale Akse falder indenfor Tværskittet . . . . .	237
α. Rektangulært Tværskit med enkelt Armering . . . . .	238
β. Rektangulært Tværskit med dobbelt Armering . . . . .	244
γ. T-formet Tværskit med tynd Plade . . . . .	245
2. Dimensionering . . . . .	245
a. Den neutrale Akse falder udenfor Tværskittet . . . . .	245
b. Den neutrale Akse falder indenfor Tværskittet . . . . .	246
α. Tilnærmelsesmetode naar Ekscentriciteten er stor . . . . .	247
β. Almindelig Tilnærmelsesmetode . . . . .	247
γ. Dimensionering paa Grundlag af et tænkt Moment uden Normalkraft . . . . .	249
Rektangulært Tværskit med given Bredde, $f^c = 0$ . . . . .	250
Rektangulært Tværskit med given Højde og Bredde, $f^c = 0$ . . . . .	251
Rektangulært Tværskit med given Højde og Bredde, $f^c$ søges . . . . .	252
T-formet Tværskit . . . . .	254

## Literatur-Forkortelser:

- B. u. E. = Beton und Eisen  
 D. A. f. E. = Deutscher Ausschuss für Eisenbeton  
 H. f. E. = Handbuch für Eisenbetonbau  
 I. M. = International Materialprovningsforbund  
 Ing. = Ingenieuren  
 Mitt. u. F. = Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens  
 T. F. T. A. f. J. = Teknisk Forenings Tidsskrift (Afdeling for Jernbeton)

## Rettelser:

- Side 2: Fodnote <sup>2)</sup> udgaar  
 » 42: I 4. Linie fra oven skal VI rettes til IV.  
 » 51: I 6. Linie fra neden skal Primestyrke rettes til Prismestyrke.  
 » 57: I den sidste Formel skal 1,5 rettes til  $\frac{2}{3}$ .  
 » 64: I Linien over Formel (31) skal  $S_b$  rettes til  $s_b$ .  
 » 72: I Formel (50) skal Faktoren  $\frac{1}{2}$  rettes til  $\frac{1}{3}$ .  
 » 172: I Udtrykket for  $W_j$  midt paa Siden skal 491 rettes til 494.  
 » : I Udtrykkene for  $f_{100}$  og  $f$  nederst paa Siden skal 19,5 rettes til 18,5.

## I. INDLEDNING.

1. Ved **Jærnbeton** eller **armeret Beton** forstås Beton, hvis Sammenhæng er forøget ved indstøbte Jærnstænger og Jærnbånd, den saakaldte Armering <sup>1)</sup>. Uarmeret Beton har kun ringe Styrke overfor Træk og Bøjning, og det er Armeringens Hovedopgave at raade Bod paa denne Mangel, men ogsaa Trykstyrken kan forøges ved hensigtsmæssig Jærndindlæg i Betonen, og for alle Arter af Paavirkninger gælder, at Armeringen forøger Betonens Sejghed, saa at en Overbelastning ikke fremkalder et pludseligt Brud, men først medfører Deformationer, der varsler om Faren, saa denne kan forebygges.

2. Brugen af Jærnbeton har været i rivende Udvikling siden Slutningen af forrige Aarhundrede; paa mangfoldige Omraader har den fortrængt Brugen af Sten, Jærn og Træ <sup>2)</sup>.

Til de Egenskaber, der har haaret Jærnbetonen frem, hører for det første dens store **Varighed** baade i Vand og Luft. Den angribes ikke som Træ af Svamp, eller som Jærn af Rust, og dens Brandsikkerhed overgaar alle andre Byggematerialers.

Dernæst dens **Billighed** i Forhold til Jærn; ved Licitationer herhjemme af større Brokonstruktioner har Maskinfabrikernes Tilbud været c. 50 % dyrere end Jærnbetonfirmaernes. Dertil kommer, at den ingen Vedligeholdelse kræver, saaledes som Jærnet; dette spiller en saa stor Rolle, at en Jærnbro maa være c. 13 % billigere i Anlæg for at kunne konkurrere pekuniært med Jærnbetonen <sup>3)</sup>. En stor Del af Prisen falder paa Forskallingen, og da denne er omtrent ens for lette og svære Konstruktioner, er det navnlig de svære Konstruktioner, der er billige i Forhold til Jærn <sup>4)</sup>.

I **Maskinbygningen** bruges Materialet i Stedet for Støbejærn til store Maskinstativer og Svinghjul <sup>5)</sup>.

I Forbindelse med Billigheden maa nævnes den **Pladsbesparelse**, man opnaar ved at bruge Jærnbeton i Stedet for Murværk til en Bygnings bærende Dele.

<sup>1)</sup> Om Beton armeret med Træ se *Tonindustrie-Zeitung* 1912, S. 351.

<sup>2)</sup> Jærnbeton bruges nu til saa forskellige Ting som Statuer (*B. u. E.* 1911, S. 329), Orgelpiber og kunstige Bjerge i zoologiske Haver (*T. F. T. A. f. J.* 1912, S. 40). Om Pauserplader se *B. u. E.* 1908, S. 77, 107 og 283. Om Automobilkarosserier af Asbestcement se *Motor* 1917, S. 964.

<sup>3)</sup> *Ingeniøren* 1906, S. 360.

<sup>4)</sup> Større Husbygningsarbejder vil under normale Forhold koste 80—90 Kr. pr. m<sup>3</sup> Beton, Etageadskillelser 10—15 Kr. pr. m<sup>2</sup>.

<sup>5)</sup> *T. F. T.* 1908, S. 128 og 180; *B. u. E.* 1908, S. 156. Om Statsbanernes flyttelige Kranfodder se *Ing.* 1915, S. 549.

For Fabrikker er det endvidere af Betydning, at man kan faa store **Lysaabninger**, idet Vinduesaabningerne kan føres helt op til Loftspladens Under-side, et Forhold, der iøvrigt ogsaa er af Interesse for Kældere i almindelige Huse.

**3.0.** Meget omfattende er den Brug, der gøres af Jærnbeton til **Beholdere** for saavel faste som flydende Varer. Undertiden, f. Eks. ved Fremstilling af Bryggerkar o. lgn., spiller det en Rolle, at man kan forme Karret efter Omgivelserne og derved undgaa Pladsspild. Ved Vandbygningsarbejder støbes hule Kasser, der bugseres paa Plads, og som, fyldte med Sten eller Beton, danner urokkelige Blokke.

Til **Pontoner** er Materialet saa godt egnet, at det formentlig ganske vil fortrænge Træ og Jærn paa dette Omraade.

**Fartøjer** af Jærnbeton er billigere end Fartøjer af Jærn<sup>1)</sup> og kræver ingen eller kun ringe Vedligeholdelse, og de bruges i stigende Grad, til Trods for at de er tunge at drive frem.

Materialet har længe været brugt til Pontoner og Pramme<sup>2)</sup>, og under den af Krigen skabte Skibsmangel vil der sikkert ske en betydelig Udvikling paa dette Omraade, idet Fartøjer af Jærnbeton kan fremstilles hurtigere end Fartøjer af Jærn.

**3.1.** Allerede i 1854 fremstillede Franskmanden *Lambot* en Robaad, men Brugen af Materialet i større Stil skriver sig fra 1896 og skyldes Italieneren *Gabellini*, hvis Værft stadig hører til de største paa dette Omraade.

I den sidste Tid er der fremkommet forskellige danske Smaaværfter. I Norge findes Ingeniør *Fougner*s store Værft i Moss og et Værft i *Porsgrund*. I Sverrig bygger *Skånska Cementgjuteriet* Pramme, med hvilke Leret fra *Lomnabugten* transporteres til Cementfabriken i *Limhamn*.

Det danske *Orlogsværft* har siden 1909 haft en Jærnbeton-Ponton i Brug, og der er intet at udsætte paa den. En i 1910 fremstillet Bro-Ponton sank derimod under en natlig Storm; den laa og gned op ad Brohovedet, og et løst, flydende Træstykke, der havde lejet sig mellem dette og Pontonen, skamfede da et ret stort Hul i dens Side. Slige lokale Paavirkninger maa holdes borte ved Hjælp af Fendere (vandrete Trælister) paa de udsatte Steder. Det danske Ingeniørkorps har siden 1912 haft en Stenpram i Brug, og den fejler intet.

**3.2.** Fartøjets Tværnsnit har Form af et lavt Trapez, der ofte nærmer sig stærkt til et Rektangel. Tværhjælkerne i Bund og Dæk ligger i samme lodrette Plan og danner i Forbindelse med Sidespanterne lodrette Rammer, der giver Stivhed mod Sidetryk. Bund og Dæk virker som vandrete Bjælker til at fordele et lokalt Tryk over Spanterne, og ofte forbindes disse yderligere i halv Højde med en vandret Længdebjælke, der støbes sammen med Siden.

I **Længderetningen** faar Fartøjet de værste Paavirkninger, naar dets Midte befinder sig i en Bølgetop eller en Bølgedal<sup>3)</sup>, og Bølgebredden er lig Fartøjets Længde. Overfor disse Paavirkninger virker hele Stroget som en kasseformet Bjælke, idet Siderne optager de forskydende Kræfter, mens Trækkrefterne optages af langsgaaende Jærn i Bund og Dæk. Dette Jærn lægges fortrinnsvis i Kassens Hjørner, men desuden i een eller flere Længderibber.

**Pladetykkelsen** i Bund og Sider varierer paa de forskellige Værfter lige fra 3 til 12,5 cm, men er hyppigst 7—8 cm. Ribberne danner ofte mer eller mindre kvadratiske Felter med 1—2,2 m Sidelinie, og Pladerne beregnes da som krydsarmerede, men der er ogsaa Konstruktorer, der sparer paa Længderibberne og til Gengæld bruger mindre Spanteafstand end 1 m, og Pladerne beregnes da som bærende fra Spant til Spant. Hvis Ribberne ogsaa indvendig forbindes med en Plade, bliver Skroget sammensat af lutter vandtætte Celler, men paa Grund af Vægten bruges det som Regel kun for Bundens Vedkommende og kun undtagelsesvis; oftest udføres Inderbunden af Træ som en vandtæt Plankebund.

Da Stevnene er mest udsatte for Kollision, er der gerne et vandtæt Rum for og agter, adskilt fra Lasterummet ved en Væg af Jærnbeton.

<sup>1)</sup> Jærnbetonpramme skal endog kunne fremstilles for godt og vel Halvdelen af, hvad en Jærnpram koster (*B. u. E.* 1914, S. 80). En Oversigt over de hidtidige Præstationer paa Skibsbygnings Omraade findes i *B. u. E.* 1917, S. 101 (*Boon*).

<sup>2)</sup> Gennemrustedede Jærnpontoner har man repareret ved at udføre Bundens med et tyndt Lag Jærnbeton (*T. F. T. A. f. J.* 1913, S. 16). Gamle udtjente Træpramme har man omstøbt med Jærnbeton (*B. u. E.* 1917, S. 140). Man har ogsaa bygget Motorbaade (*Schiffbau* 1910—11, S. 191, 424; 1911—12, S. 66, 331; *Ingeniøren* 1912, S. 244). Om Konstruktionen af Pramme se *Waller Stross: Schwimmkörper aus Eisenbeton (Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft XVI, Schiffbau* 1912, S. 69, 184; 1913—14, S. 740).

<sup>3)</sup> I første Tilfælde er det højende Moment langt større end i sidste; f. Eks. dobbelt saa stort.

Forholdet mellem Skrogets Egenvægt og den Nyttelast, det kan bære, laa ved de første Udførelser omkring 1, men i den senere Tid er man naaet længere ned, endog til  $\frac{1}{2}$ . Det er dog tvivlsomt, om saa lette Fartøjer i Længden vil vise sig holdbare.

Fartøjernes store Vægt og dermed følgende Dybtgaaende gør dem tunge at trække; Længden bør derfor gøres stor i Forhold til Tværnsnittet.

**Fremstillingen** sker paa to forskellige Maader. Enten støbes Fartøjet i Form i dets naturlige Stilling af en fed, vandtæt Beton, og denne Fremgangsmaade giver utvivlsomt størst Tæthed og Styrke, men paa mange Værfter, f. Eks. de italienske og norske, nøjes man med at støbe Ribberne i Form, mens Pladerne fremstilles i Analogi med Rabitzvægge ved Paaklaskning eller Paasprøjtning<sup>1)</sup> af Mørtelen, til hvis Fastholdelse der paa Jærnstængerne er bundet smaamasket Jærntraadvæv, Sildebensjærn el. lign. Da en saadan Mørtel ikke er vandtæt, tilsættes der for det yderste Lags Vedkommende Ceresit eller andre Tætningsmidler<sup>2)</sup>. Det er dog lidet tiltalende at lade Vandtætheden være afhængig af et Pudslag, der let kan stødes af, og paa Forhaand synes det ogsaa tvivlsomt, om man ad denne Vej kan opnaa den Styrke, som man med Rimelighed kan forlange, at et Fartøj skal have, men hidtil har man, saavidt vides, kun gjort gode Erfaringer. I *Porsgrund* fremstilles Fartøjerne med opadvendende Bund, hvorved man sikrer sig en omhyggelig Udførelse af Yderfladen, og de løber af Stabelen i denne Stilling og vendes først i Vandet (*Jug. Alfensens Patent*).

Fartøjet maa helst sættes sideværts i Vandet; løber det ud paa langs, vil det under Afloebningen kunne blive paavirket af højende Momenter, der er større end de Momenter, der opstaar i det under Brugen.

Om Fartøjernes Forhold ved **Kollision** er kun lidet bekendt. Paa Grund af Stivheden maa et Stød fordele sig over langt flere Spanter end ved et Jærn- eller Træskib, og skulde en Plade blive deformeret saa stærkt, at Jærnet flyder, og Betonen knuses, vil denne dog formentlig for en stor Del blive hængende ved Jærnnettet, saaledes at der ikke bliver et stort Hul for Vandet at strømme ind igennem, men kun Revner og Smaahuller, hvorved Lækken bliver lettere at stoppe<sup>3)</sup>.

Af Hensyn til Vandets, navnlig Havvandets, opløsende Virkning paa Cementen maa det anbefales at tjære Fartøjene udvendig. Man har indvendt herimod, at Sodyrene sætter sig paa Tjæren og ikke paa en glattet Cementflade, hvilket er rigtigt; men Cementen i Overfladen vil for eller senere uadvaskes, og den blottede, ru Betonflade vil da utvivlsomt blive begroet.

**3.3.** Et af det danske Handelsministerium nedsat Udvalg, der har haft nogle til Ministeriets Godkendelse indsendte Projekter til Bedømmelse, har udarbejdet følgende Dimensioneringsregler gældende for den almindeligste Fartøjstype, i hvilken Dækkets Tværhjælker og Bundens Tværhjælker (Bundstokkene) kun er forbundne indbyrdes ved Sidespanterne og sammen med disse danner stive Rammer, af hvilke dog nogle er gennemskaarne for at give Plads til Lugerne.

## Regler

for Bygning af et fladbundet Jærnbeton-Fartøj med ca. 100 t Bæreevne.

### 1. Grundlag for Beregningen.

Dimensioneringen udføres paa Grundlag af Dansk Ingeniørforenings Normer for Jærnbeton-Konstruktioner, for saa vidt som de ikke er ændrede ved nedenstaaende Bestemmelser.

Alle Plader i Bund og Sider skal være mindst 7 cm tykke. Plader, der er under 8 cm tykke, skal regnes simpelt understøttede, saafremt de ikke har to gennemgaaende Jærnet, eet i hver Side. Krydsarmerede Plader kan dimensioneres efter den i *Ingeniøren* 1916, Side 632 angivne Formel (Formel (202) i § 305).

Jærnets Trækspænding maa ikke overstige 1200 at; Betonens Trykspænding maa ikke overstige  $\frac{1}{2}$  af Kontrolbjælkerens Brudspænding og heller ikke 60 at; Betonens Forskydningsspænding maa ikke overstige  $\frac{2}{10}$  af den tilladelige Trykspænding, og hvis den overstiger  $\frac{1}{10}$  af denne, skal hele den forskydende Kraft optages af Jærn.

### 2. Dimensionering af Fartøjets langskibs Forbindelser.

Fartøjet forudsættes ridende paa en Bølge af Form som en Trochoide, hvis Længde,  $L$ , er lig Skibets Længde mellem Perpendikulererne, og hvis Højde er  $\frac{1}{20}$  af Længden. Fartøjets Lasterum forudsættes fuldt lastet med homogen Ladning. De langskibs Forbindelser dimensioneres for den Belastningstilstand, der fremkommer, dels naar Fartøjets Midte befinder sig over en Bølgetop, dels naar den befinder sig over en Bølgedal.

### 3. Dimensionering af Fartøjets tværskibs Forbindelser.

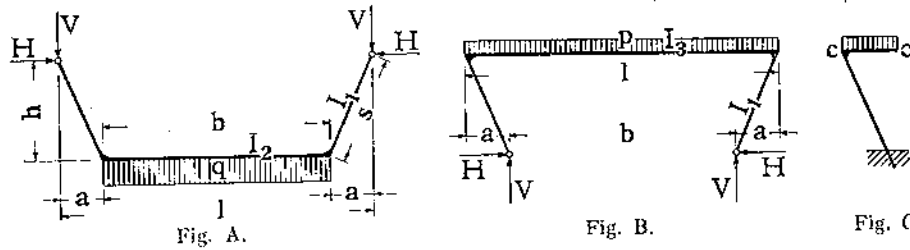
Fartøjet forudsættes fuldt lastet, men saaledes, at Lasten er jævnt fordelt over Halvdelen af Lasterummets Længde, mens den anden Halvdel er fri. Der regnes med et ydre Vandtryk svarende til største dybtgaaende  $\frac{1}{3}$   $L$ . Der ses bort fra Længdebjælkerens fordelende Virkning.

Ved **Bundstokkens** Dimensionering forudsættes den sammen med Sidespanterne at danne en tohængslet Ramme med Hængsler i de Punkter, hvor Spanternes Midtlinie skærer Dæksbjælken

<sup>1)</sup> Mørtelen haves i en lodret Tragte af Form som et Kohorn med fremadvendende vandret Spids, 2,5 cm i Diameter; Trykluffledningen er 13 cm i Diameter og er bagfra ført ind i Spidsen, hvor den ender noget bag Mundingen, saa Tryklufften (6 at) river Mørtelen med sig.

<sup>2)</sup> eller ogsaa fluateres Overfladen (*Schiffbau* 1910—11, S. 101).

<sup>3)</sup> angaaende Reparationen se *B. u. E.* 1917, S. 103.



Midtlinie. Der tages ikke Hensyn til Vandets Sidetryk paa Fartøjet, men regnes med den i Fig. A viste Belastningstilstand, for hvilken man har:

$$H = \frac{q}{4} \cdot \frac{b}{h} \cdot \left( -\frac{b}{3 + 2 \cdot \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{s}{b}} + 2a \right)$$

$q$  er den resulterende Belastning pr. Længdeenhed af Bundstokken; virker den nedad i Stedet for opad, skal den indføres med negativt Fortegn.  $I_2$  og  $I_1$  er Inertimenterne af henholdsvis Bundstokkens og Sidespannets Tværsnit; det er tilladt at regne  $I_2 = I_1$ . Bundstokken undersøges for to Belastningstilstande, nemlig:

$q$  = største opadgaaende Vandtryk ; Bundens Egenvægt,  
 $q$  = mindste ; Bundens Last og Egenvægt.

Det er tilladt at se bort fra Normalkraften i Bundstokken. Sidespanterne undersøges for samme to Belastningstilfælde som Bundstokken, samt for det i Fig. B eller C viste. Det er tilladt at se bort fra Normalkraften i Sidespannet. Dækket dimensioneres for Egenvægt og en bevægelig Last af mindst 700 kg/m<sup>2</sup>. De gennemgaaende Dæksbjælker forudsættes sammen med Sidespanterne at danne en to-hængslet Ramme med Hængsler i de Punkter, hvor Sidespanternes Midtlinier skærer Bundstokkens Midtlinie (Fig. B). Formelen for  $H$  bliver i dette Tilfælde:

$$H = \frac{p}{4} \cdot \frac{l}{h} \cdot \left( -\frac{l}{3 + 2 \cdot \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{s}{l}} + 2a \right)$$

Det er tilladt at regne  $I_2 = I_1$  og at se bort fra Normalkræfterne i Dæksbjælke og Sidespant. Udfor Lugerne regnes Sidespannet indspændt i Bunden (Fig. C). Dæktstrimmelen  $c-c$  (Fig. C) skal som vandret Bjælke kunne overføre Horizontalkræfterne  $H$  (Fig. A) til de gennemgaaende Dæksbjælker ved Lugens Ender. Disse Dæksbjælker dimensioneres for den paagældende Horizontalkraft i Forbindelse med Momenterne fra den i Fig. B viste Belastningstilstand.

#### 4. Fendere og vandtætte Skodder.

Sikkerhed mod lokale Paavirkninger ved Paasejling eller lignende skal opnaas ved, at der gives Skibet en saadan Form, at det under normale Forhold kun kan træffes over Vandlinjen f. Eks. ved stærkt udfaldende Sider i Forbindelse med en Fender ved Hoveddækket, eller ved Anvendelse af flere Fendere.

Vandtætte Skodder anbringes for og agter og skal dimensioneres for Vandtryk fra begge Sider. Ved Beregningen forudsættes Vandoverfladen sammenfaldende med Dækspladens Underside.

#### 5. Overfladebehandling.

Bunden skal udvendig og til Lastevandlinjen være bestrøget med Asfalt, Kulljære eller Blackvarnish.

4. Jærnbetonens Massivitet og dens monolitiske Karakter er ofte en Fordel, navnlig i Tekstilfabrikker, hvor Konstruktionens Stivhed i høj Grad begunstiger Væverstolens gode Arbejde, og i Trykkerier, hvor Fremstillingen af Farvetryk kræver urokkelige Maskiner, da Farverne ellers ikke træffer, hvor de skal; men ogsaa i **Beboelseshuse** er det en stor Behagelighed at være fri for de med Træbjælkelag følgende Rystelser; paa en Jærnbeton-Etageadskillelse gaar man som paa den faste Jord<sup>1)</sup>.

Monoliteten betinger ogsaa, at man i mange Tilfælde kan lade **Aabninger** staa, f. Eks. i en Etageadskillelses Plader, uden derfor at behøve de besværlige Udvekslinger, som er nødvendige ved Jærn- og Trækonstruktioner.

<sup>1)</sup> Jeg mindes fra Ballerne i min Barndom, hvorledes vi maatte tøje Kakkelønnen og indbyde Familien underneften, for at den ikke skulde gaa i Angst for at faa Loftet ned over sig. Og

5. Jærnbetonens Lydforplantningsevne nævnes ofte som en for Materiellets Brug i Boliger uheldig Egenskab, men det er kun til Dels rigtigt.

Den Lyd, der forplanter sig gennem Luften, vil kun i ringe Grad gaa gennem Jærnbeton, fordi her ingen Revner og Sprækker er. Mangen københavnsk Lejer maatte ønske, at han havde en Jærnbetonvæg mellem sig og Naboen i Stedet for den dobbelte Bræddevæg<sup>1)</sup>.

Derimod er Lydfrembringelsesevnen stor. Lægger man et Slidlag af Cementmørtel eller Terrazzo paa en tynd Jærnbetonplade, klinger Fodslagene igennem. Men bruger man blot et blødt Slidlag som Linoleum, bliver Lydisoleringsevnen saa stor, som man med Rimelighed kan forlange af en c. 10 cm tyk Konstruktion. Og ved at støbe en hul Etageadskillelse med Plade baade ved Bjælkerens Over- og Underside og med lyddæmpende Stoffer imellem, bliver Isoleringsevnen bedre end Træbjælkelags, skønt Konstruktionshøjden er ringere. Endelig kan Isoleringsevnen forøges uden Grænser ved Isoleringslag ovenpaa Konstruktionen, hvilket vanskeligt lader sig gøre med Træbjælkelag<sup>2)</sup>.

6. Jærnbeton kræver i højere Grad end andre Materialer **Forudseenhed** hos Konstruktøren, idet der allerede ved Støbningen bør afsættes Huller eller indsættes Bolte til Bæring af Rørledninger, Transmissioner o. dsl. Naar først Betonen er hærdnet, er det baade besværligt og uftalende at hugge Huller i den. Paa Steder, hvor der senere skal føres Rørledninger op eller anbringes Rækværksceptre, kan man indstøbe koniske Gipspropper, der let lader sig slaa ud.

En værdifuld Egenskab er den Lethed, hvormed man under Arbejdets Udførelse kan foretage **Ændringer** i Projektet. Faar man Lyst til at undvære en Søjle, saa lægger man blot noget mere Jærn i vedkommende Drager eller gør den noget højere. En saadan Forandring lader sig langt vanskeligere foretage med valsede Jærndragere, der som Regel er bestilte lang Tid forud.

man behøver ikke at danse for at blive generet af Rystelserne; i min nuværende Bolig kan jeg, hvad enten jeg ligger i min Seng eller sidder paa en Stol, mærke Sitringerne, naar de samme Bjælker paa den modsatte Side af Hovedskillerummet betrædes.

Mange Arkitekter har den Anskuelse, at Jærnbeton ikke hører hjemme i almindelige Boliger, men jeg tror, Fremtiden vil vise det modsatte; Stivheden, Brandsikkerheden og Sikkerheden mod Revner og mod Svamp vil veje for tungt, og endelig synes jeg, de renlige Jærnbetonkonstruktioner maa tiltale enhver, fremfor det Griseri, hvoraf almindelige Etageadskillelser bestaar. Hvad Brandsikkerheden angaar, er det ikke blot behageligt at vide sig boende i et brandsikkert Hus, men det forekommer mig, at Indførelsen af brandsikre Etageadskillelser maa være af saa stor Betydning for Landets Økonomi, at man før eller senere vil paabyde deres Indførelse. Ligesom det nu er forbudt i Byerne at bruge Træ til Husenes Yderflader, vil det ogsaa blive forbudt til Etageadskillelserne. Hver Gang jeg læser om en stor Ildebrand og den udbetalte Assurancesum, tænker jeg paa, at hvis man blot ved Bygningens Opførelse havde anvendt en Brøkdel af dette Beløb til at gøre Etageadskillelserne brandsikre, vilde Ilden være bleven lokaliseret og store Værdier reddet.

<sup>1)</sup> Kun hvis Væggen selv kommer i Svingninger, kan det blive generende, og navnlig hvis Væggen tilfældigvis svinger i Takt med Lydgiveren f. Eks. en Maskine. Slige Clemper undgaas bedst ved at adskille Maskinfundamentet helt fra Bygningen og indlægge et vandret Lag Korkplader i det saa langt nede, at Ankerboltene ikke gennembryder Laget. Korken vil da hindre Svingningerne i at forplante sig gennem Jorden til Bygningens Fundamenter. Ofte indskrænker man sig til at stille selve Maskinen paa en Korkplade (der kan være i eet Stykke eller sammensat af Korkklodser indspændt i en Jærnramme, der forringer Sammentrykningen), men Virkningen er ikke saa stor; formentlig kan den forøges ved at lægge Kork paa Ankerboltens Anlægsflader nede i Betonen. Fjlt egner sig ikke til Isolering af tunge Maskiner, da det i Tidens Løb bliver haardt.

<sup>2)</sup> Til Isolering af Etageadskillelser er et 5-15 cm tykt Lag af fine Slagger eller Sand fortræffeligt. Bertesten og Nøddesten er ikke godt, da Lyden gaar igennem de vide Luftkanaler. Lyden svækkes ved at gaa fra eet Materiale over i et andet, derfor er flere Lag af forskellige Stoffer godt. Ovenpaa Slaggerne kan der lægges et 4-5 cm tykt Betonlag, der ikke bør berøre Vægge og Søjler. Lodrette Rørledninger bør, hvor de passerer Gulvet, isoleres med Filt eller lign. Jærnbetonens Lydforplantningsevne synes større hos belastede end hos ubelastede Konstruktioner (B. u. E. 1911, S. 341). Gennemgaaende Jærnbeton søjler bidrager meget til at forplante Lyden fra den ene Etage til den anden.



7. I arkitektonisk Henseende frembyder Jærnbetonen store Fordele, idet den kan fremstilles i smukke Former uden Brug af forløven Pynt.

Naar der lyses efter en særlig Jærnbetonstil, synes det mig ikke helt med Urette, forsaavidt som Jærnbetonen adskiller sig fra de ældre Byggematerialer ved flere Ejendommeligheder, som vist maa kunne udnyttes kunstnerisk. Til disse hører det intime Sammenhæng mellem de enkelte Konstruktionsdele; i de ældre Konstruktioner blev Bjælkerne lagt ovenpaa Søjerne, her vokser de ud af dem, omtrent som Grenene paa et Træ. Ogsaa den støbte Karakter maa kunne frembringes ved bløde, afrundede Former, som de kendes fra Gihls-, Jærn- og Broncestøbning; Tekniken er jo for en Del den samme.

Men paa den anden Side kan man næppe sige, at Jærnbetonen er traditionsløs; de almindelige Husbygningskonstruktioner former sig i alt væsentligt som Trækonstruktioner; Højden af en Bjælke og Tykkelsen af en Søjle bliver nogenlunde den samme, hvad enten man bruger Træ eller Jærnbeton. Den kunstneriske Genarbejdelse, som Træbjælkeløfterne har været Genstand for, synes mig derfor at maatte komme Jærnbetonen til gode. Paa mange Punkter kan Ligheden følges; Kopbaandene mellem Træbjælken og dens Søjle gaar igen i Konsollen under Betonbjælken; Sprængværker til Bæring af vidtspændte Løfter udføres paa samme Maade af Jærnbeton som af Træ, kun langt bedre, idet de slet ikke sætter sig, mens ophængte Træløfter synker mange Tommer ned i Aarenes Løb.

Saa er der Jærnbetonbindingsværket, som det fremtræder i moderne Forretnings- og Fabriksbygningers Ydervægge, hvor Søjler og Bjælker er støbte, og Felterne mellem dem udmurede. Konstruktionen er nær beslægtet med Træbindingsværket, men indeholder dog saa meget nyt og karakteristisk, at jeg synes, den maa være en ren Lækkerbidsk for en Arkitekt.

Mens jeg er ved Bindingsværket, maa jeg ogsaa nævne de gamle Huse, hvis øvre Etager er bygget ud over Stueetagen. Det er en Konstruktion, til hvilken det forgængelige Træ egnede sig meget lidt, mens Jærnbetonen er som skabt til den, og selv om den næppe vil blive genoptaget i større Udstrækning, kunde den dog maaske friste een og anden Arkitekt.

Man skulde tro, at Jærnbetonen netop maatte være efter Arkitekternes Smag, thi intet andet Materiale taler saa tydeligt til Beskueren om de Kræfter, der virker i det; mindst af alle Jærnet, hvis fligede Profilers Bæreevne ingen Lægmand kan bedømme. Betonsøjle og Betonbjælkenes Tværsnit viser umiddelbart Bæreevnen, derfor bliver der ganske af sig selv Stil over en rationelt dimensioneret Jærnbeton-Konstruktion. Eller vil nogen benægte Stillehøden af et moderne Pakhus' Indre med de svære Søjler og Bjælker, der synes at kunne bære Alverden og danner et Hele, i hvilket Øjet ikke finder en eneste Forbindelse, der leder Tanken hen paa, at noget kunde svigte.

Ofte er Overfladen hæsliq at se paa, men det er vist som Regel Pudsens Skyld; den raa Overflade er ikke grim, den virker alvorligt og kræver en smuk Form for ikke at virke kedeligt, men paa den anden Side synes jeg, at den i høj Grad fremhæver Liniernes Skønhed, fordi der ikke er andet at se paa. Det kan gøre een helt ondt, naar en saadan nøgen Skønhed skal dækkes, selv om Klædningen er pragtfuld.

8. Dekorative Led, der tidligere udførtes af Rørpuds eller Rabitzpuds, bliver nu ofte støbt af Jærnbeton, hvorved man bliver fri for Revner og de dermed følgende Reparationer.

Kunstnerisk profilerede Led, der ikke bagefter skal pudses, kan enten støbes vaadt eller tørt. I første Tilfælde undgaar man ikke Smaabuller 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 guides ind i Hullerne, medens der kun lades det mindst mulige tilbage paa selve Overfladen. I andet Tilfælde 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. 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.

9. Nedbrydning af Jærnbeton-Etageadskillelser volder ikke større Vanskelighed. Pladerne slaas i Stykker med en Mikkert, hvorved Betonen let adskiller sig fra Jærnet, som derpaa overklippes. Hvor Forholdene tillader det, kan man bruge en Ramklods. Bjælkerne mejsles igennem ved Enderne, saa de kun hænger i Jærnene, der derpaa gennemskæres med en Stikflamme. Arbejdet sker særlig let med pneumatiske Mejsler, der udarbejder et Snit af kun ca. 2 $\frac{1}{2}$  cm Tykkelse. Prisen for Nedbrydning af Jærnbetonbygninger angives til 10—15 Kr. pr. m<sup>3</sup> Beton. Se ogsaa B. u. E. 1911, S. 356. Flammeskæring skal ogsaa kunne anvendes paa selve Betonen. Ved et Forsøg i Chicago tog det 2 $\frac{1}{2}$  Minut at skære et 7 cm vidt Hul i en 20 cm tyk Betonplade (T. F. T. 1913, S. 262).

## II. HISTORISK OVERSIGT.

10. Jærnbetonens Oprindelse maa henføres til Midten af forrige Aarhundrede. Omkring 1850, da Portlandcementens Fabrikation fra at være Englændernes Hemmelighed gik over til at blive Fælleseje, og Kunststenindustrien samtidig begyndte at tage Fart, var Anvendelsen af et Jærnskelet inden i Stenene almindelig kendt.

I 1835 gjorde Englænderen Brunel Forsøg med fritbærende Murc armerede med Baandjærn<sup>1)</sup>. Den engelske Arkitekt Tyerman fik i 1854 Patent paa en Jærnbetonkonstruktion<sup>2)</sup>.

I 1855 udtog Franskmanden Lambot Patent paa at erstatte Træ i Skibe og Beholdere med Jærnbeton, og en lille Robaad, han samme Aar lod støbe til Udstillingen i Paris, eksisterer endnu. Men dette Patent førte ikke til noget.

Den første, der for Alvor kastede sig over Sagen, var Handelsgartneren Monier, der muligvis har kendt Lambots Patent og set hans Baad. Han støbte sine Plantebaljer af Jærnbeton, og i 1867 tog han Patent paa Forfærdigelsen af alle Slags transportable Beholdere af dette Materiale. Senere udvidedes Patentet til at gælde Rør og Reservoarer, Broer, Trapper og Jærnbanesveller (1875).

Monier udførte en Del Beholdere af indtil 200 m<sup>3</sup> Rumfang og nogle Broer; men megen Fortjeneste har han næppe haft af det, thi i 1876 undlod han at betale sin Patentafgift, saa at Patentet forfaldt og blev Almenejendom. I de følgende Aar 1877—80 fornyede han det atter og kompletterede det, og han synes at være kommen i Forbindelse med en Tekniker, thi de nye Patenttegninger viser betydelig mere Forstaaelse af Jærnets Virkemaade end de ældre. Disse Patenter, der altsaa var juridisk værdiløse, lykkedes det ham at slaa til Lyd for og faa solgt i de omgivende Lande.

Hans Udhytte blev dog ikke stort, og han havde ikke Held med selv at skabe sig en Forretning i Frankrig. Efter Jordskælvet ved Revicraen i 80'erne agiterede han for Jærnbetonhuse paa Grund af deres Soliditet og fik bygget nogle Villae i Nizza; han paabegyndte ogsaa en Fabrikation af Jærnbeton-Liggister; men det lykkedes ham aldrig at skabe sig den Formue, han havde drømt om. I 1906 døde han. Moniers Betydning er da navnlig den, at han forstod Jærnbetonens Værdi og opreklamerede den uden at bidrage væsentligt til dens tekniske Udvikling.

At Jærnbetonen trængte igennem skyldes navnlig to Mænd, Ingeniør Wayss i Tyskland og Entreprenør Hennebique i Frankrig.

Wayss havde paa en Udstilling i Antwerpen set Moniers Beholdere og Rør. De var for spinkle til at være af Beton, og for svære til at Materialet kunde være Støbejærn (de var asfalterede, derfor sorte); han søgte da nærmere Oplysninger og fik saa stor Tillid til Opfindelsen, at han afkøbte Monier hans Patent og opgav sin Forretning for fuldstændig at vie sig til Indførelsen af det nye Materiale i Tyskland. Sammen med Bauschinger paabegyndte han videnskabelige Forsøg med det, lærte dets Styrke at kende og lærte at lægge Jærnet paa dets rette Plads, nemlig der, hvor Trækspændingerne findes.

Da Monier besøgte Wayss i Berlin, og der paa Arbejdspladsen blev vist ham en Plade med Jærnet liggende i Undersiden, rystede han paa Hovedet og indprentede Arbejderne, at Jærnet altid skulde lægges i Midten. Wayss søgte at forklare ham Fordelen ved den ny Ordning, men den anden blev ved sit og udbød tilsidst ærgerlig: »Hvem er Opfinderen, De eller jeg?« hvortil Wayss svarede: »De er den første, der har forbundet Beton med Jærn, og derfor opkalder jeg ogsaa Systemet efter dem; men jeg er den første, der har anbragt Jærnet rigtig; desværre har jeg ikke taget Patent paa det.«

Wayss undersøgte ogsaa Adhæsionen mellem Jærn og Beton og paaviste Betonens rustbeskyttende Evne; det skyldes hans Energi, at »Moniersystemet«, hvorved forstaaes plane eller hvælvede Jærnbetonkonstruktioner uden Ribber, vandt saa hurtig Indpas i Tyskland.

I Frankrig hvilede Bevægelsen indtil 1892, da Hennebique og Coignet omtrent samtidig tog Patent paa Bjælker af Jærnbeton.

Ideen var ikke ny; Jærnbetonbjælker var allerede anvendt i andre Lande<sup>3)</sup>; ganske vist kun undtagelsesvis, men en stærkere Anvendelse laa i Luften. Alligevel er det Franskmændene og først og fremmest Hennebique, hvem vi kan takke for den rivende Udvikling, Jærnbetonen har faaet. Det skyldes hans Forretningstalent og praktiske Sans, at Jærnbetonen nu paa næsten alle Omraader staar som en farlig Medbejler til baade Murværk, Jærn og Træ.

Blandt konstruktive Forbedringer, der skyldes Hennebique, maa særlig nævnes Jærnets Opadbrøjuing ved Lejerne samt Indlæg af Bejler.

Ingen af de nævnte Foregangsmand var Teoretiker. Det første Forsøg paa at opstille Dimensioneringsformler blev gjort af Koenen i Berlin paa Opfordring af Wayss; den første videnskabelige Behandling foretog Neumann i Brünn 1890. I 1894 fremsatte Coignet og Tedesco en Beregningsmaade, der paa det nærmeste svarer til den nu hyppigst anvendte, hvor man ser bort fra Betonens Trækstyrke.

I Danmark blev Jærnbetonen første Gang anvendt 1891, nemlig til Etageadskillelser i Statens Museum for Kunst (Hvælvinger med indtil 9 $\frac{1}{2}$  m Spændvidde), til det hvælvede Tag paa Hellerup Glasfabrik (12 $\frac{1}{2}$  m Spændvidde) samt til Blokke i en Bølgebryder udenfor Frihavnen.

I 1892 brugtes Materialet til Etageadskillelser i Landbohøjskolens Stalde og i Geværfabrikken. 1892—93 blev der anvendt Jærnbetonplader til Beskyttelse af Frihavens Bolværker mod Peleorm. 1893 paabegyndtes Fremstillingen af Monierløber.

1894 blev Fodgængerbroen ved Langelinie udført (ca. 19 m Spændvidde).

1895—97 blev der bygget 6 Vejbroer og en Gangbro over Kystbanen.

I 1896 blev der støbt en Monierbro (Spændvidde 12,5 m, Bredde 8 m) over en Arm af Odense Aa; Broen blev nedbrudt 1910.

<sup>1)</sup> B. u. E. 1913, S. 169. <sup>2)</sup> Hager: *Theorie des Eisenbetons* 1916, S. 1.

<sup>3)</sup> 1ste Gang, 1886, til Biblioteket i Amsterdam.

### III. JÆRNBETONENS EGENSKABER.

#### A. Betonens Evne til at hindre Rustdannelse.

11. Det er en praktisk Erfaring, at Betonen <sup>1)</sup>, naar den er tilstrækkelig tæt, i en lang Aarrække beskytter Jærnet mod Rust <sup>2)</sup>. Om Beskyttelsen varer evigt lader sig naturligvis ikke afgøre, men foreløbigt har man ikke gjort foruroligende Erfaringer <sup>3)</sup>.

12. Naar Betonen er i Stand til at beskytte Jærnet, skyldes det dels dens **alkaliske Karakter** og dels dens **Tæthed**. Det Vand, der findes i Betonen, er mættet med Kalk og beskytter derfor Jærnet mod Rust, og vandrer der Vand ind udefra, vil dette ligeledes mætte sig med Kalk. Cementens Stærkning og Hærdning beroer nemlig hovedsagelig paa Udskillelse af smaa Krystaller af Kalciumhydroxyd  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ : Kalk af samme kemiske Sammensætning som læsket Kalk, af hvilken der derfor altid vil være store Mængder i Betonen <sup>4)</sup>.

Kalciumhydroxyd er ganske vist meget tilbøjeligt til at optage Kulsyreanhydrid fra Luften og omdanne sig til Kalciumkarbonat, og en saadan Omdannelse sker der ogsaa i Betonen, overalt hvor denne er i Berøring med Luften, men god Beton er for tæt til, at Kulsyren kan trænge ind, og Karbonatdannelsen bliver derfor rent overfladisk.

Er der Revner i Betonen, gennem hvilke Luften kan trænge ind til Jærnet, er Muligheden for et lokalt Rustangreb tilstede, men er Revnerne fine, vil Luftcirkulationen i dem være saa ringe, at Angrebet ingen Betydning faar under normale Forhold <sup>5)</sup>.

<sup>1)</sup> Talen er her udelukkende om Beton af Portlandcement. Ved Vandbygningsarbejder i Tyskland bruges undertiden Kalk-Trass-Beton med Jærnindlæg, men om Jærnets Varighed under disse Forhold vides intet nærmere; den er dog sikkert stor, hvis Betonen er tæt.

<sup>2)</sup> Nogle mener endog at have konstateret, at rustne Stænger bliver rustfri efter nogen Tids Indstøbning, men det beroer dog sikkert paa en Fejltagelse. Man har villet forklare Rustens formentlige Forsvinden ved at den opløses af Mørtlen, mens denne endnu er flydende, idet der da i Mørtlen skulde findes surt Kalciumkarbonat,  $\text{CaH}_2(\text{CO}_3)_2$ , som er i Stand til at opløse Jærnoxid (se *Den Tekniske Forenings Tidsskrift* 1909, S. 261 og *B. u. E.* 1912, S. 48). Men da Luftens Kulsyre ikke kan trænge ind i den vandfyldte Mørtel, vil der næppe kunne danne sig nævneværdige Mængder af det pågældende Karbonat. Iøvrigt har jeg selv konstateret, at Jærnstænger, der var rustne ved Indstøbningen, ogsaa var rustne, da de 6 Maanedere senere blev trukne ud (*Ingeniøren* 1908, S. 130).

<sup>3)</sup> En i Grenoble 1886 bygget Vandledning med 25 m Trykhøjde blev 15 Aar efter (1901) undersøgt, og man fandt Mørtlen uforandret, og alt Jærnet, selv de 1 mm tykke Bindetraade, sammenhængende med Mørtlen og ubeskadiget (*Ingeniøren* 1901, S. 208). Af en i München 1892 nedlagt Rørledning blev et Rør taget op 1902, og Traadene var ganske rustfri. I begge disse Tilfælde har Mørtlen dog formentlig været meget fed. I Østrig har man undersøgt nogle 13-aarige Buebroer, hvis Underside havde været stærkt udsat for Lokomotivvæg. Jærnet, der var dækket af 1-3 cm Beton af Blanding 1:3, var uforandret, kun paa eet Sted, hvor Betonen var synlig porøs, var Jærnet ret stærkt rustent (*B. u. E.* 1908, S. 375).

Senere Undersøgelser af en Mængde tyske Jærnbetonbroer (*Ing.* 1916, S. 237) har vist, at ingen er helt fri for Rustangreb, og at dette udgaar fra Revnerne i Betonen. Rustdannelsen var stærkest, naar det dækkende Mørtelag var tyndt, og voksede med Broens Alder og navnlig med Luftens Forurening.

Skulde det mod Forventning vise sig, at Jærnets Varighed i en vel udført Konstruktion kun er midlertidig, vil man kunne forøge den ved at bruge forzinket Jærn og ved at behandle Betonens Overflade med Tætningsmidler.

<sup>4)</sup> Andre vædte Metaller som Zink, Bly, Tin, Kobber og Aluminium, der i Modsætning til Jærnet angribes af Alkalier, iltes i Berøring med Beton.

<sup>5)</sup> Ved Belastning af en Jærnbetonbjælke vil Betonen revne, naar dens Trækspænding har naaet Brudværdien, men er der meget Jærn i Bjælken, vil Revnerne være yderst fine. *Probst* udsatte i flere Dogn saadanne Bjælkers Underside for en Blanding af  $\text{H}_2$ , Kulsyreanhydrid og Vanddamp, uden at det paavirkede Jærnet. Først naar Bjælkerne overbelastedes saa stærkt, at

13. En Betingelse for Jærnets Bevarelse er naturligvis, at det er helt indhyllet i Mørtel; træder det frem i Betonens Overflade, vil det ruste, saafremt de øvrige Betingelser (Ilt og Fugtighed) er tilstede. Ved Betonkonstruktioner, der er udsatte for fugtig Luft, maa man derfor i særlig Grad drage Omsorg for, at Jærnet overalt bliver fuldkommen dækket. Under almindelige Forhold kan Tykkelsen af det **dækkende Betonlag** sættes til 1 cm for indendørs og 2 cm for udendørs Konstruktioner, men hvor Luften er rig paa Syredampe, gaar man undertiden op indtil 5 cm <sup>1)</sup>.

Jærnbeton-Konstruktioner maa selvfølgelig ligesom almindelige Betonkonstruktioner beskyttes mod **gennemsvivende Vand**, der lidt efter lidt vil opløse Kalken. Vandbeholdere, Tunnellofter o. lgn. maa derfor enten støbes af en vandtæt Beton eller forsynes med et vandtæt Isolationslag.

14. Tætheden spiller en særlig stor Rolle for Jærnbeton, der skal modstaa **Havets Paavirkninger**. Angaaende almindelig Betons Forhold i Havvand henvises til *Byggematerialer* 1911, § 1164-70, for Jærnbetonens Vedkommende kommer yderligere Faren for Jærnets Rusten til. Erfaringerne paa dette Omraade gaar ikke langt tilbage, men alt tyder dog paa, at Jærnbeton-Konstruktionerne har en lignende Varighed som de narmerede Beton-Konstruktioner.

Af Beretningerne fra den 11. internationale Skibsfartskongres i Petrograd 1908 <sup>2)</sup> fremgaar, at man de fleste Steder har gjort gode Erfaringer med Jærnbeton i Havvand, naar blot Blandingen har været fed (c. 500 kg Cement pr. m<sup>3</sup> Grus), og Jærnet har ligget 2-3 cm fra Overfladen. Endvidere fremhæves Betydningen af at stryge med Kultjære eller ren Cement. Ved den 12. Kongres 1912 var alle enige om Jærnbetonens Ypperlighed <sup>3)</sup>.

Revnerne gæbde som Folge af Jærnets Flyden, først da begyndte Jærnet at ruste (*E. Probst: Einfluss der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit*).

Ved lignende Forsøg i Dresden (*D. A. f. E.* Heft 31, S. 70) gjordes følgende interessante iagttagelse. En Bjælke (Nr. 16) belastedes saa stærkt, at den formelle Jærnspejding ( $\sigma_j = 2620$ ) laa ved 69  $\frac{1}{100}$  af Flydegrænsen. Ved denne Last var der 10 tydelige Revner, af hvilke 1 gik tværs over Undersiden, mens de øvrige kun var synlige i Hjørnerne. Bjælken blev derpaa i Løbet af 3 Aar belastet 591 500 Gange. I de første 2 Aar var Lasten saa stor, at den gav  $\sigma_j = \frac{1}{100} \cdot 2620$  at, i det sidste Aar gik man op til  $\sigma_j = 1000$  at. Bjælken opbevaredes indendørs, men 10 Gange om Aaret blev den lagt i Vand i tre Dogn, uden at Belastningsvekslingerne afbrødes. Ved den paatølgende Undersøgelse viste det sig, at Flertallet af de gamle Revner havde forlængt sig, og at nye var komne til, men det, som navnlig har Interesse, er, at da man blot-tede Bjælken Jærn ud for een af de gamle Revner, der stadig kun var synlig i Bjælken ene Hjørne (Forsøgsberetningen er ikke helt klar paa dette Punkt, men jeg gaar ud fra, at Bjælken blev undersøgt i belastet Tilstand), saa viste alle 4 Jærn sig rustangrebne i Revnens Forlængelseslinie. Revnen maa altsaa faktisk have strakt sig tværs over hele Bjælken Underside, men den har været for fin til at kunne ses, og dog har den givet Anledning til Rustangreb.

De fine Revner er altsaa ikke absolut ufarlige, og da de i Tidens Løb kan udvides af Temperaturvariationer, bør man i særlige Tilfælde, f. Eks. naar Luften er meget syreholdig, ved Bygverkets Projektering have sin Opmærksomhed henvendt paa dette Punkt.

<sup>1)</sup> Man bør dog formentlig lægge mere Vægt paa, at det dækkende Betonlag er tæt, end paa at det er tykt. Tykkelsens Virkning har man ikke kunnet paavise ved Forsøg (*D. A. f. E.* Heft 31, S. 83).

<sup>2)</sup> Se Havningeniør *Vedels* Referat i *T. F. T.* 1908, S. 254.

<sup>3)</sup> Se Docent *Munch-Petersens* Referat i *Ingeniøren* 1912, S. 555. Af Varighedsforsøg skal nævnes: Prof. *Möller* har anbragt Plader af 1 C: 2  $\frac{1}{2}$  S: 2 Si ved Nordøens Kyst saaledes, at de ved Flod var under Vand, ved Ebbe over Vand. Efter 13 Aars Forløb var Jærnene rustfri, overalt hvor deres Afstand fra Betonens Overflade var over 5 mm (Referat af *J. M.*'s Kongresforhandlinger i København 1909, tysk Udgave Side 132).

Ingeniør *H. Wortmann* har i Ymuidens Hav ophængt 4 smaa Bjælker saaledes, at de skiftevis var vaade og tørre, og med en Belastning svarende til  $\sigma_j = 1225$  at. Efter 3 Aars Forløb var Betonen fri for Revner og Jærnet blankt (*B. u. E.* 1908, S. 404), bortset fra nogle enkelte overfladiske Rustpletter. 1 m<sup>3</sup> Beton indeholdt 400 kg Cement (*J. M.* 1909, IX, 1 d, S. 7). Se dog *Ingeniøren* 1914, S. 144.

I Ravenna ved det adriatiske Hav findes Jærnbetonpæle, der har holdt sig fortrinligt i 12 Aar, og i Limfjorden findes Pæle, der fra 1906 til 1913 intet har lidt. I det nordlige Norge har man derimod gjort daarlige Erfaringer ved Anvendelsen i Vandbygning paa Grund af Frostens Virkning (*J. M.* 1912, Kongresforhandlinger, Sektion B, S. 92).



Groft Sand er langt at foretrække for fint, navnlig naar der spares paa Cementen. Bruges fint Sand, bør Blandingsforholdet ikke være magrere end  $1:1\frac{1}{2}$ <sup>1)</sup>.

Muligvis har den af Ingeniør A. Poulsen fremstillede Moler-Cement (Portlandcement sammenmalet med Moler) en Fremtid for sig som Havvands-Cement. Den svinder imidlertid meget stærkt under Hærdningen, og naar dette Svind hæmmes af en Armering, faar Betonen Revner, en Mangel, som det volder Vanskelighed at komme ud over.

## B. Elektricitets Indvirkning paa Jærnbeton.

15. Over dette Emne har *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton* gjort en Del Forsøg, der er refererede i Hæft 15. Sendes en elektrisk Strøm gennem en i Beton indstøbt Jærns spiral, følger den Jærnet uden at paavirke Betonen paa nogen skadelig Maade; er Jærnet derimod afbrudt, saa at Strømmen tvinges igennem Betonen, vil der, saafremt Betonen er vaad, og saafremt Strømmen er ensrettet, udvikles Ilt ved Anoden, som derfor rustet og sprænger Betonen; er Betonen tør, som i Hushygningskonstruktioner, eller er det Vekselstrøm, rustet Jærnet ikke. En direkte skadelig Virkning af Strømmen paa Betonen (se de nedenfor omtalte amerikanske Forsøg) kunde man ikke paavise, skønt man prøvede forskellige Betonsorter. Ledningsmodstanden er meget ringe i vaad Beton, men stiger overordentlig stærkt, efterhaanden som Betonen tørrer.

I Amerika har man ogsaa gjort Forsøg, der viser, at armeret Beton ikke beskadiges af elektriske Strømme<sup>2)</sup>, og at armeret Beton kun beskadiges, naar den er vaad, og naar Strømmen har direkte Adgang til Jærnet, ved at dette rager ud eller er dækket af et ganske tyndt og mangelfuldt Betonlag. I slige Tilfælde sker Ødelæggelsen kun i Nærheden af Jærnet; er dette Anode, vil det ruste, som ovenfor beskrevet, er det Katode, vil den omgivende Beton blive mør og løsne sig fra Jærnet, og dette Tilfælde er det farligste, da det ikke giver Anledning til Sprængninger og overhovedet ikke kan ses udvendig. Til sætning af Chlorider befordrer i høj Grad Elektrolyse, 1% Kogsalt eller Kalciumchlorid, hundreddobbelt Ødelæggelsen. Vil man sikre sig mod lysen, 1% Kogsalt eller Kalciumchlorid, hundreddobbel Ødelæggelsen. Ubeskyttet Jærn Elektrolyse, bruges en fed, vandtæt Beton (Vandtæthedsmidler er uvirksomme). Ubeskyttet Jærn bør ikke forekomme i Fundamenter, hvor der er Fare for, at det kan optage Returstrømme (B. u. E. 1913, S. 132).

16. Et Lynnedslag i en Jærnbeton-Konstruktion vil ingen Skade forvalde i Henhold til de Forsøg, man har gjort med at lade stærke Udladninger foregaa gennem Beton. Udladningerne følger Jærnet, og, hvor dette er afbrudt, gaar de gennem Betonen uden at gøre væsentlig Skade. Er Betonen vaad, ser man slet ingen Virkning af Gennemslaget, der antagelig fordeler sig over et stort Areal; er Betonen tør, danner der sig et »Lynrør« fra det ene Jærn til det andet; dette Rør er, efter at den første Udladning har fundet Sted, ganske fint, men ved gentagne Udladninger smelter Væggene sammen til en sort, glasagtig Masse, saa at Rørvædder kan vokse til 2,5 mm. Selv Lynrør af 4 m Længde fremkalder ingen Sprængning af den omgivende Beton. Trods alt plejer man dog ikke at behandle Jærnbeton-Bygninger anderledes end andre Bygninger, hvad Lynafledning angaar<sup>3)</sup>. Til direkte lagtagelse af Lynets Virkning er der i Tyskland bygget et 12 m højt Jærnbeton-Stillads, men der foreligger endnu ingen Resultater<sup>4)</sup>.

## C. Adhæsionen mellem Jærn og Beton.

17. Cementmørtel hefter mere eller mindre stærkt til Omgivelserne og de Genstande, der er indstøbt i den. Naar Beton revner, gaar Brudfladen ofte tværs gennem Stenene i Stedet for at følge disses Overflade. Man skelner mellem normal og tangential Adhæsion.

<sup>1)</sup> Se T. F. T. 1913, S. 212-13.

<sup>2)</sup> Se f. Ex. *Ingeniøren* 1915, S. 156.

<sup>3)</sup> Se B. u. E. 1913, S. 290. Om almindelige Lynaflederanlæg se *Den tekniske Forenings Tidsskrift* 1912, S. 105 (Ernst).

Det anbefales at forbinde Armeringen i et kobberklædt Spir med Kobberet foroven og for neden. En særlig metallisk Forbindelse mellem de enkelte Jærnstænger anses for overflødig; man mener, at den almindelige Tværarmering danner tilstrækkelig Forbindelse.

<sup>4)</sup> Det eneste Lynnedslag i Jærnbeton-Bygninger, der er omtalt i Literaturen, skete i en Villa i U. S. A. og synes ingen Skade at have forvoldt (B. u. E. 1905, S. 261).

Bach og Graf har prøvet at indstøbe 1 mm tykt Jærnblik i Cementmørtel-legemer (Fig. 1) og trække dem over, hvorved det viste sig, at Mørtlen adhærerede væsentlig stærkere til rustent end til glat Blik, og at Vandhærdning gav langt højere Værdier end Lufthærdning, nemlig 19,2 mod 7,7<sup>at</sup>, naar Blikket var rustent<sup>1)</sup>. Saa høje Værdier for Adhæsionsspændingen vinkelret paa Fladen faar man dog kun ved særlig omhyggelig Støbning, i Praksis tør man slet ikke regne med den.

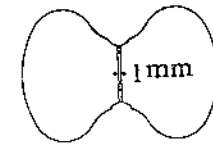


Fig. 1.

Det er den tangential Adhæsionsspænding, der har Betydning for Praksis, og dens Brudværdi bestemmes ved at

trække eller trykke en indstøbt Jærnstang ud af en Betonklods og dividere den hertil fornødne Kraft med Stangens indstøbte, prismatiske Overflade. Det saaledes bestemte Tal, der i det følgende betegnes ved  $S_{01}$ , kaldes ogsaa for **Glidespændingen**<sup>2)</sup>. De fundne Værdier varierer meget stærkt, lige fra næsten Nul til 65,2<sup>at</sup>. Forsøgsanordningen har været som

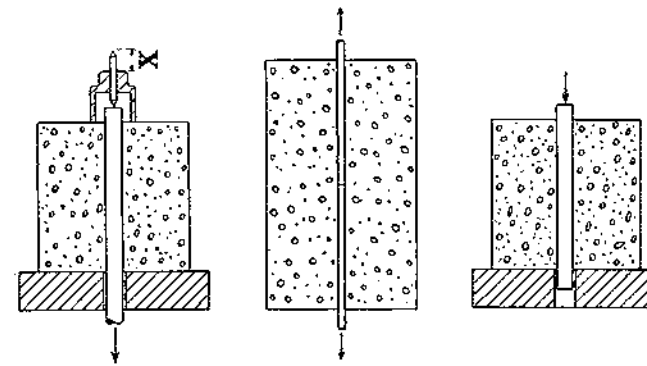


Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

vist paa Fig. 2-4. Den tilspidsede Dorn øverst paa Fig. 2 tjener til at maale Stangens Glidning; denne er nemlig lig Formindskelsen af Længden  $x$ , der med en Mikrometerskrue kan maales meget nøjagtigt<sup>3)</sup>. Naar Jærnstangen strækkes (Fig. 2 og 3), vil dens Diameter formindskes, hvorved den lettere løsner sig, medens det omvendte er Tilfældet, naar Stangen trykkes (Fig. 4); og ved Forsøgene har ogsaa den sidste Ordning givet størst Glidespænding. De fleste Forsøg er udførte efter Fig. 2<sup>4)</sup>.

Glidespændingens Størrelse afhænger baade af Jærnets og Betonens Beskaffenhed, og vi vil behandle de to Faktorer hver for sig.

## 1. Jærnets Indflydelse paa Glidespændingen.

18. Hvis Jærnet ikke er prismatisk, men forsynet med Fordybninger og Fremspring, kan det ikke glide i Betonen uden at beskadige denne. Forsøger man at trække et saadant Jærn ud, vil det springe, saafremt Indstøbningslængden er tilstrækkelig stor, og i modsat Fald vil det forsøge at glide og enten afskære den Beton, der er indstøbt i Fordybningerne, eller ogsaa sprænge hele Betonklodsen efter Længden i flere Stykker.

<sup>1)</sup> *Handbuch für Eisenbetonbau* I 1912, S. 360.

<sup>2)</sup> De første Forsøg er gjort af Bauschinger, der fandt en Glidespænding af 40-47<sup>at</sup>, og af Tedesco, der med 6 Døgn gamle Mørtelprismer fandt 20-25<sup>at</sup>.

<sup>3)</sup> *Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens* Hæft 22, S. 7.

<sup>4)</sup> Om Fordelene ved Anordningen i Fig. 3, der kun er brugt af mig selv, se § 57.

**a. Udtrækningsdiagrammer.**

19. Er Stangen absolut glat og prismatisk, vil den kun fastholdes som Følge af Cementens Vedhængning og som Følge af Friktionen; naar Trækket har naaet en vis Størrelse, glider Jærnet ud af Betonen efterladende et Hul med ubeskadigede Vægge. Fig. 5 viser Udtrækningsdiagrammer<sup>1)</sup>, hvor Trækket er afsat som Ordinat og Variationen af  $x$  (se Fig. 2) som Abscisse. Inden Maksimallasten er naaet, er Bevægelsen formentlig elastisk; under Maksimallasten ophæves Adhæsionen, og Jærnet begynder at glide, kan hæmmet af Friktionen, der hurtigt formindskes<sup>2)</sup>. Dia-

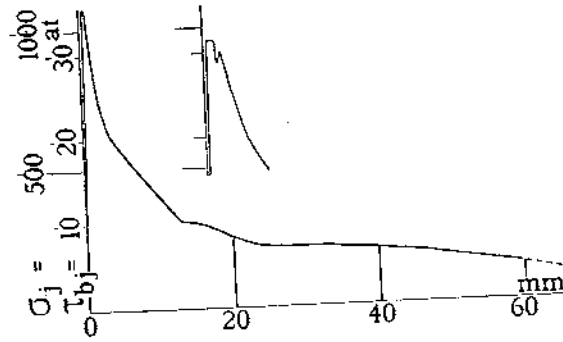


Fig. 5.

grammet tilhøre paa Figuren, af hvilket kun Toppen er gengivet, er optaget paa tilsvarende Maade, men paa hvert enkelt Belastningstrin ventedes saa længe, at Stangen kom i fuldstændig Ro; Maksimallasten blev saaledes holdt i 50 Minutter, hvorved Stangen fik Tid til at glide. Hurtige Forsøg giver altsaa noget for høje Værdier<sup>3)</sup>.

**b. Indstøbningslængdens Indflydelse.**

20. Adhæsionsspændingens Brudværdi, Glidespændingen,  $S_{bj}$ , bestemmes som ovenfor nævnt ved at dividere Trækkraften i Stangen med dennes ind-

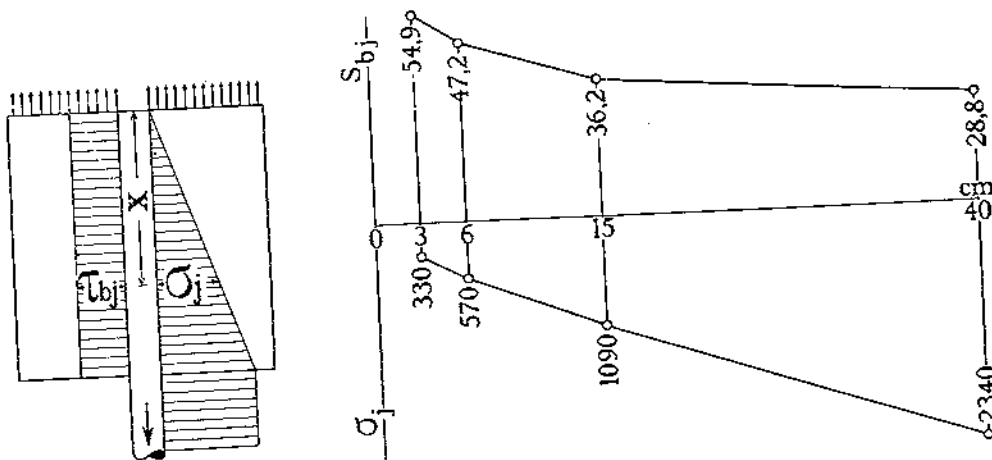


Fig. 6.

Fig. 7.

støbte, prismatiske Overflade, forudsættes altsaa ensformig fordelt. Forholdene er grafisk fremstillede i Fig. 6, hvor Adhæsionsspændingen er afsat vandret ud til venstre fra Stangen og den tilsvarende Trækspænding i Stangen vandret

<sup>1)</sup> Optagne af Bach (Mitt. u. F. Heft 22, S. 11 og 22).  
<sup>2)</sup> Glat afdrejede Stænger kan undertiden blive saa ru under Glidningen, at Friktionen efterhaanden vokser, endog op over den oprindelige Glidespænding (Mitt. u. F. Heft 22, S. 37).  
<sup>3)</sup> De to Diagrammer kan dog ikke direkte sammenlignes, da Betonen var noget forskellig.

ud tilhøre. Paa en Længde  $dx$  af Stangen maa Summen af Adhæsionsspændingerne være lig den Trækkraft, som Stangen paa Strækningen  $dx$  afgiver til Betonen; er Stangen cylindrisk med Diameter  $d$ , har man derfor:

$$\tau_{bj} \cdot \pi d \cdot dx = \frac{1}{4} \pi d^2 \cdot d\sigma_j$$

eller

$$\frac{d\sigma_j}{dx} = \frac{4}{d} \cdot \tau_{bj}.$$

Kurverne for  $\tau_{bj}$  og  $\sigma_j$  bestemmer derfor hinanden.

Hvis Adhæsionsspændingen fordelte sig ensformig over den indstøbte Overflade (Fig. 6), maatte den til Stangens Udtrækning nødvendige Kraft  $P$  være proportional med den indstøbte Stanglængde, men talrige Forsøg har vist, at  $P$  vokser langsommere end Stanglængden. Eksempelvis fandt Bach den paa Fig. 7 viste Variation af Glidespændingen; denne er afsat opefter som Ordinal, og Indstøbningslængden som Abscisse; nedad er Jærnets maksimale Trykspænding afsat<sup>1)</sup>.

Dette forklarer Mörsch paa følgende Maade<sup>2)</sup>: Under de paa Fig. 2 viste Forhold vil Jærnet ved  $a$  (Fig. 8) være strakt, mens Betonen er trykket. Ad-

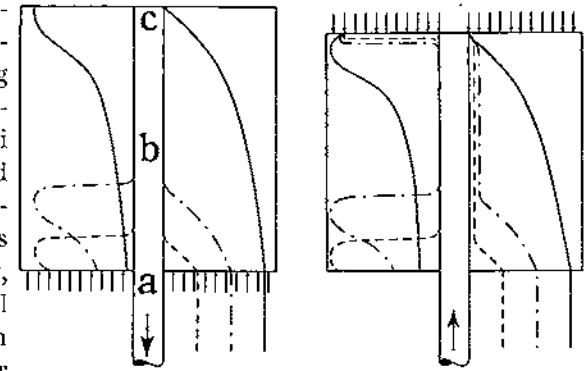


Fig. 8.

Fig. 9.

hæsionen maa derfor straks ophæves umiddelbart ved Overfladen, mens Friktionen virker og overfører Stangens Træk til Betonen, hvorved Spændingen i begge Materialer aftager. Med Spændingen formindskes den indbyrdes Forskydning, og i en vis Dybde naas derfor et Punkt, hvor den ikke er stærk nok til at overvinde Adhæsionen, men hvor Adhæsionsspændingen er lige under Brudværdien, og paa den følgende Strækning vil da Trækket i Jærnet meget hurtig overføres til Betonen, saa at begge Materialer bliver spændingsløse.

I Fig. 8 er denne Spændingstilstand fremstillet ved en punkteret Linie forneden til venstre, mens den tilsvarende Kurve til højre angiver Jærnets Normalspænding. Naar Trækket i Stangen forøges, skrider Glidningen et Stykke frem, som de stiplede Kurver viser, og naar Trækket yderligere forøges, naas tilsidst Brudstadiet, hvis Spændinger er fremstillede ved fuldt optrukne Linier. Dersom Indstøbningslængden er  $bc$  i Stedet for  $ac$ , falder Stykket  $ab$  af den optrukne Kurve borte, mens den øvrige Del af Kurven forbliver usorandret. Den samlede Glidemodstand vokser derfor ikke proportionalt med den indstøbte Overflade, men væsentlig langsommere.

Hvis Stangen trykkes ud af Betonen (Fig. 4), vil der ogsaa ved Jærnstangens øvre Ende optræde Adhæsionsspændinger (Fig. 9), saa at Spændingskurven i Begyndelsen har to Kulminationspunkter, der, efterhaanden som Trykket forøges, rykker nærmere sammen for tilsidst, naar Maksimallasten er naaet, at falde sammen i den fuldt optrukne Kurve. Adhæsions- og Friktionsspændin-

<sup>1)</sup> Stængerne blev trykket ud, Mortlens Blandingsforhold var 1:3 (Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1911, S. 859).

<sup>2)</sup> Der Eisenbetonbau 1912, S. 69. Den grafiske Fremstilling her afviger noget fra Mörsch'.

gerne er viste større i Fig. 9 end i Fig. 8 paa Grund af Jærnets Tværuvidelse i første Tilfælde.

Hvis Stangen trækkes ud som paa Fig. 3, vil Forholdene i Princippet være som Fig. 9 viser, naar blot alle Pilene vendes om, og Adhæsions- og Friktionsspændingerne formindskes noget.

21. Glidespændingens Afhængighed af Indstøbningslængden har ogsaa vist sig ved **Bøjningsforsøg**, som *Bach* har udført med Bjælker (Fig. 10), armerede med et enkelt Stykke 25 mm Rj. og belastede med to Enkeltkræfter, der forøgedes, indtil Jærnet gled ved en af Enderne<sup>1)</sup>. Inden Jærnet glider, vil der paa Strækningen mellem de to Kræfter, hvor Momentet overalt har samme Værdi, danne sig lodrette Revner, der fra Bjælkens Underside strækker sig op til den neutrale Flade<sup>2)</sup>, og den Trækraft, der virker i Tværsnittet gennem een af de ydre Kræfter, kan derfor kun overføres gennem Jærnet, og man er i Stand til at beregne den ved at gøre visse Forudsætninger. Denne Trækraft forudsættes nu, ligesom ved direkte Trækforsøg, jævnt fordelt over Indstøbningslængden  $l$ , der tilsyneladende er 58 cm, men som regnedes kun at være 50 cm, eftersom den yderste Ende af Jærnet var holdt adskilt fra Betonen<sup>3)</sup>.

I Jærnenes Endeflader var der indskruet Stifter, hvis Bevægelse vinkelret paa Bjælkens Endeflader maalt med Mikrometerskrue. Det tilsvarende Arrangement for Jærn med Kroge er vist paa Fig. 20.

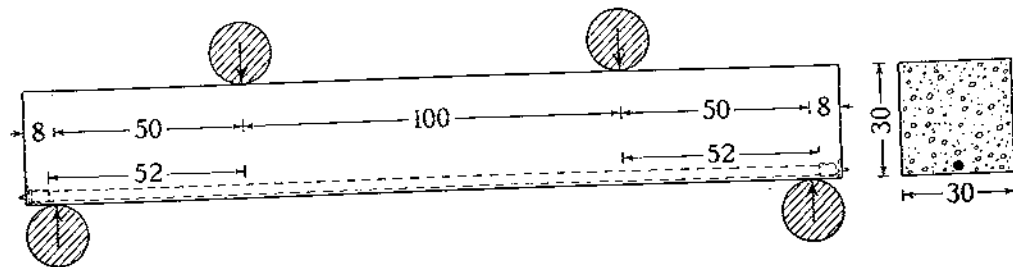


Fig. 10.

Ved at variere  $l$  og dermed Bjælkens Spændvidde, fandtes:

Indstøbningslængde $l$ cm . . . . .	75 (= 30 d)	50 (= 20 d)	25 (= 10 d)
Glidespænding $S_{gl}$ at $l$ % . . . . .	21,7	22,9	35,7
— $i$ % . . . . .	95	100	156

Ved Bedømmelsen af disse Tal maa der tages Hensyn til, at Lejetrykket er størst i sidste Tilfælde, og med Lejetrykket vokser formentlig Friktionen mellem Jærn og Beton.

22. Til Trods for Indstøbningslængdens store Indflydelse paa Glidespændingen regner man i Praksis med en konstant Værdi af den tilladelige Adhæsionsspænding.

### c. Flydegrænsens Betydning.

23. Selv om Indstøbningslængden gøres nok saa stor, kan Trækraften  $P$  aldrig overstige Jærnets Flydegrænse, thi ved den stærke Forlængelse og Tvær-

<sup>1)</sup> Mitt. n. Forschungsarbeiten, Heft 72—74.

<sup>2)</sup> Den første Revne fremkom ved samme højende Moment uden Hensyn til Indstøbningslængden og Bjælkens Spændvidde.

<sup>3)</sup> I Virkeligheden dog kun paa de yderste 6 cm, saaledes at den sande Indstøbningslængde var 52 cm, men af Grunde, som jeg ikke vil udrede her, regnedes der kun med 50 cm. Ved Bedømmelsen af Resultaterne maa der tages Hensyn til, at  $l$  i Virkeligheden var 2 cm større end forudsat, hvilket mærkes mest paa den lille Indstøbningslængde.

sammentrækning, der kendetegner Flydningen, vil Adhæsionen ophæves. Naar man ved de mer eller mindre hurtige Laboratorieforsøg ofte er kommet op paa betydelig højere Spændinger, skyldes det, at Flydningens Forplantelse op gennem Stangen varer nogen Tid, i hvilken Belastningen kan forøges. Hvis man i længere Tid vilde holde Jærnet paa Flydegrænsen, er der næppe Tvivl om, at det vilde glide. Glidespændingens Størrelse kan derfor kun findes ved Forsøg med lav Jærns spænding<sup>1)</sup>.

### d. Jærndiameterens Indflydelse.

24. Glidespændingen vokser med Rundjærnets Diameter, selv om Jærns spændingen ved Udtrækningen er langt under Flydegrænsen. Dette kan dels skyldes det sværere Jærns større Ruhed, dels at Betonen slutter sig bedre til Jærnet, jo større Krumningsradius er, men den væsentligste Aarsag er dog sikkert, at Stangens Spænding og dermed dens Længdeforøgelse og Tværforkortelse bliver mindre, naar Diameteren vokser<sup>2)</sup>. I Praksis regnes dog med samme tilladelige Adhæsionsspænding for svære og spinkle Jærn.

### e. Jærnoverfladens Beskaffenhed.

25. Jærnoverfladens Beskaffenhed spiller en meget stor Rolle. Saaledes fandt *Bach*, at afdrejede Stænger kun gjorde halv saa megen Modstand som Stænger, der havde Valschuden paa, men var rustfri<sup>3)</sup>, og for stærkt rustne Stænger var Glidespændingen aller 44 pct. højere end disse. Ved disse Forsøg var Stængerne saa rustne som vel muligt (Fig. 11), og i Praksis synes der derfor aldrig at være Anledning til at rense Jærnet for Rust. Ikke desto mindre vil jeg anbefale at afbørste de løse Rustflager, navnlig naar Jærnet er udsat for skiftende Paavirkninger, som i Tidens Løb kunde tænkes at fremkalde en Glidning af Jærnet indenfor Rustskallen<sup>4)</sup>.

<sup>1)</sup> Ovenstaaende Bemærkninger er muligvis noget for absolute; Flydningen ved Flydegrænsen er jo kun en Brøkdel af den hele, og det kunde jo tænkes, at den Forlængelse og Tversammentrækning, der bragte Stangens Ujævnheder ud af Indgreb med Betonen, først indtraadte ved en Spænding, der laa noget højere end Flydegrænsen. Flydegrænsens Betydning er formentlig første Gang paavist af *Service français des phares et balises*, der med Cement havde indstøbt 25—36 mm Rj. i Stenblokke, 60 cm dybt.

<sup>2)</sup> Naar et 10 mm og et 20 mm Rj. er indstøbt 20 cm, og der trækkes i dem med saa store Kræfter, at  $r_{gl}$  bliver 30 at,  $\sigma$ : med henholdsvis  $\pi \cdot 1 \cdot 30 \cdot 20 = 600\pi$  og  $\pi \cdot 2 \cdot 30 \cdot 20 = 1200\pi$  kg, saa er Normalspændingen henholdsvis  $600\pi : \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1^2 = 2400$  at og  $1200\pi : \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2^2 = 1200$  at.

Eksempelvis fandt *Bach* følgende Værdier for Glidespændingen:

Indstøbt Længde i cm	Jærnstangens Tværsnit					
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
10	10	20	40	20.20	10.40	4.40
15	17,1	25,1				22,6
20	14,1	18,5	27,7	26,2	19,6	22,6
25	12,2	15,6				
30	13,6	18,1				
	11,3	15,3	26,8	19,8	18,4	

Betonen var 3 Maanedere gammel, og Sammensætningen var 100 Maal Grus (sammenblandet i Forholdet 100 Maal Si : 150 Maal S) : 25 Maal Cement og 15 Rumprocent ( $\sigma$ : 7,89 Vægtprocent) Vand.

<sup>3)</sup> Naar Bjælker som Fig. 10 armeredes med afdrejede Jærn, fandt *Bach* og *Graf* (*D. A. f. E.* Heft 9, S. 83), at Lasten ikke kunde forøges væsentlig ud over den Last, ved hvilken Bjælken revnede.

<sup>4)</sup> *Kirsch* har ved nogle Forsøg (*I. M.* 1909, IX, 4), der dog ikke er særlig tillidvækkende, fundet, at gentagne Paavirkninger forringer Glidespændingen, naar Jærnet er rustent, og kun da.

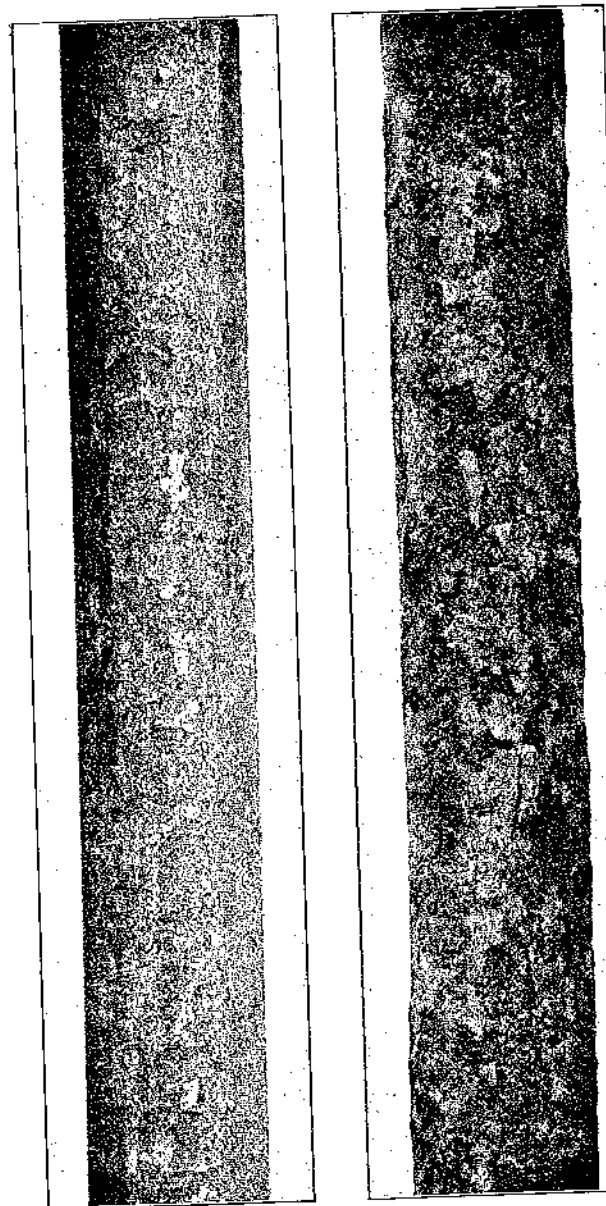


Fig. 11<sup>1)</sup>. Rustfrit og stærkt rustent Rundjærn fra Bachs Adhæsionsforsøg. Det første er i Indleveringstilstanden, det andet har ligget ude fra April til August.

Ligesom en ujævn Jærn-overflade vil ogsaa en lille Skævhed eller Krumning i Jærnet i høj Grad forøge Glidespændingen <sup>2)</sup>.

#### f. Sammenfatning.

26. Resultatet af det foregaaende er, at et indstøbt snorlige Jærn ikke kan belastes over Flydegrænsen uden at glide, mens det paa den anden Side godt kan glide, inden Flydegrænsen er naaet, naar Indstøbningslængden er for kort. I Praksis maa man derfor sørge for, at Indstøbningslængden er tilstrækkelig til, at Jærnet kan belastes op indtil Flydegrænsen.

Indstøbningslængden maa derfor vokse med Jærnets Tvær-snit og Flydegrænse og med Overfladens Glathed.

## 2. Betonens Indflydelse paa Glidespændingen.

### a. Vandmængdens Indflydelse.

27. Glidespændingen bliver størst, naar Jærnet indstøbes i en jordfugtig Beton; baade mere og mindre Vand forringer den <sup>3)</sup>. I Praksis er man nødt til at arbejde med en vaadere Beton,

og om man gør den lidt mere eller mindre vaad, spiller ingen stor Rolle, som følgende Forsøg viser <sup>1)</sup>:

Vandtilsætning i Vægt % . . .	6,8	7,8	9,0	10,0
Konsistens . . . . . for tør		ret tør	ret vaad	for vaad
Glidespænding i at . . . . .	24,9	21,7	20,0	18,2
— i % . . . . .	100	87	80	73
Tærningstyrke i at . . . . .	274	224	201	166
— i % . . . . .	100	82	73	61
Trækstyrke i at . . . . .	20,0	19,0	17,0	17,3
— i % . . . . .	100	95	85	87

Den første Konsistens var kun jordfugtig, de to mellemste skulde svare til den tørreste og vaadeste Konsistens, der i Praksis bruges til Jærnbeton. Alle senere refererede Forsøg af *Bach* er udført med een af disse to Konsistenser. Den ret tørre Beton havde en saadan Konsistens, at man kunde vente at faa den tættere ved Stampning, medens en egentlig Stampning af den ret vaade Beton ikke lod sig udføre. Til Tærningerne (30<sup>cm</sup>) brugtes Stampere, der vejede 12<sup>kg</sup>, og hvis Klods var 8,5<sup>cm</sup> høj og havde en kvadratisk Grundflade paa 12 × 12<sup>cm</sup>. Naar man lod en saadan Stampere to Gange i Træk falde ned fra 20<sup>cm</sup> Højde paa Midten af en færdigstøbt Tærning af ret tør Beton, saa trængte den anden Gang ca. 8<sup>cm</sup> ned i Betonen. Den ret vaade Beton var derimod saa blød, at naar man stillede Stampere paa dens Overflade, sank den omtrent lige saa dybt ned i Betonen, alene under Indflydelse af Egenvægten <sup>2)</sup>.

### b. Cementmængdens, Mørtelmængdens og Hærdningsmaadens Indflydelse.

28. Glidespændingen vokser stærkt med Mørtelens Cementindhold. I Fig. 12 ses Variationen, som *Bach* og *Graf* fandt den for Mørtel, der dels hærdnede vaadt hele Tiden, dels kun 7 Døgn og derpaa i Luften <sup>3)</sup>. Man

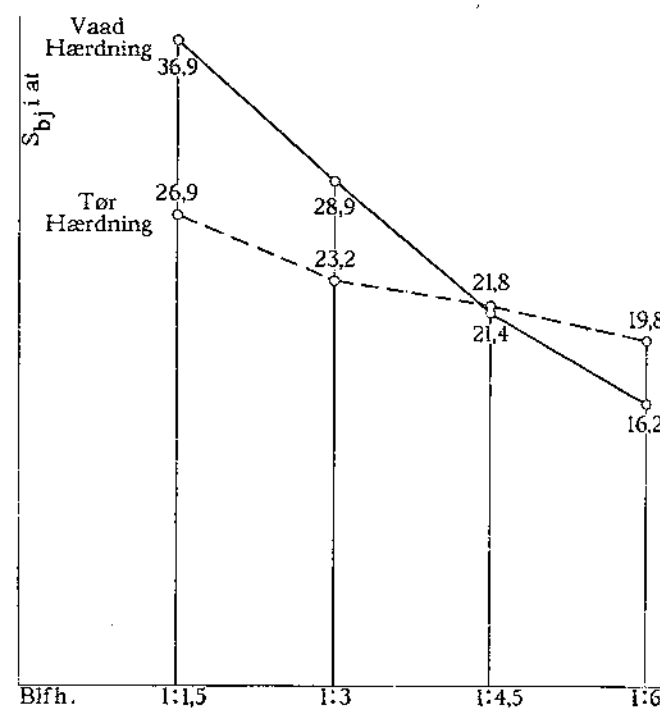


Fig. 12.

til det afvigende Forhold skyldes, at hans Jærn stod lodret ved Stampningen, medens Bachs laa vandret, saaledes at der har samlet sig Vand under det, desto mere jo vaadere Betonen var (*Baumaterialienkunde* 1906, Side 1). Der er dog Grund til at tillægge Bachs Forsøg størst Vægt, da de er bleve bekræftede ved alle hans senere Forsøg, og da de er udført med store Prismere med 22<sup>cm</sup> Sidelinie, medens Feret brugte 7<sup>cm</sup> Tærninger.

<sup>1)</sup> Forsøgene er udført af *Bach* og *Graf* (*Mitt. u. F.* Heft 72—74) med Bjælker som Fig. 10. Betonen hærdnede under fugtigt Sand og var 45 Døgn gammel ved Prøvningen. Det var Grusbeton 1:2:3. Konsistensbetegnelserne har jeg selv indført; de originale Betegnelser er: jordfugtig, Vandtilsætning *a* og *b*, Støbebeton.

<sup>2)</sup> *Mitt. u. Forschungsarbeiten*, Heft 72—74, S. 15.

<sup>3)</sup> Mørtelen var ca. 50 Døgn gammel og udstøbt i en blød Konsistens (10,0, 10,2, 10,6 og 13,6 % Vand). Rundjærnet var 20<sup>mm</sup> tykt og blev trukket ud af Prismerne, hvis Størrelse var 22·22·20<sup>cm</sup> (*Armerter Beton* 1910, S. 277; her gengivet efter *H. f. E.* I 1912, S. 369.)

<sup>1)</sup> *Mitteilungen über Forschungsarbeiten*, Heft 72—74, S. 9.

<sup>2)</sup> Naar saaledes Jærn med rektangulært Tvær-snit undertiden giver større Glidespænding end Rundjærn (ofte er Forholdet det modsatte, se *Engineering News* 1904, Nr. 10 og *Wayss & Freytag: Der Eisenbetonbau*, 2den Udg. Side 49) kan det skyldes slige Skævheder og specielt en Vridning omkring Længdeaksen, hvilket jo ingen Indflydelse har paa Rundjærnet.

<sup>3)</sup> *Bach* har prøvet Virkningen af forskellige Vandtilsætninger liggende mellem 12 % og 21 % af den knastørre Cement-Sand-Singel Blandings Volumen, men fandt, at 15 Volumenprocent (7,89 Vægtprocent) var den mindste Vandmængde, hvormed de paagældende Materialer vilde kunne forarbejdes til Jærnbeton i Praksis, og denne Vandmængde var desuden den, der gav størst Adhæsion; tilsattes 18 % i Stedet for 15 %, sank Glidespændingen omtrent til det halve (1 Maaned gamle Prover).

Feret har saa nøjagtigt som muligt gentaget Bachs Forsøg, men fandt, at Glidespændingen voksede med Vandmængden, indtil denne var kommen op paa 21 %. Han mener, at Grunden

vil se, at Cementmængdens Indflydelse er langt større ved **vaad Hærdning** end ved **tør Hærdning**. Dette skyldes formentlig, at Cementen ved vaad Hærdning faar bedst Lejlighed til at udvikle sine Egenskaber, saa at Klæbekraften bliver større<sup>1)</sup>. Men desuden spiller Svindspændinger af lignende Art som de i Fodnote <sup>1)</sup> omtalte, utvivlsomt en Rolle.

For 45 Døgn gamle Bjælker af Grusbeton med tilhørende Tryk- og Trækprøvelegemer fandt *Bach* og *Graf* følgende absolutte (og relative) Brudspændinger: Ved udelukkende vaad Hærdning<sup>2)</sup>:

Blandingsforhold	1:3:4	1:2:3	1:1½:2
Beton af ret tør Konsistens	$S_{bj}$ 17,5 (81)	21,7 (100)	32,9 (152)
	$S^c$ 146 (65)	224 (100)	282 (126)
	$S^t$ 13,9 (73)	19,0 (100)	23,2 (122)
Beton af ret vaad Konsistens	$S_{bj}$ 17,3 (87)	20,0 (100)	30,6 (153)
	$S^c$ 138 (69)	201 (100)	264 (131)
	$S^t$ 12,4 (73)	17,0 (100)	22,8 (134)

Ved 7 Døgn vaad Hærdning, derpaa i Luften<sup>3)</sup>:

Blandingsforhold	1:3:4	1:2:3	1:1½:2
Beton af ret tør Konsistens	$S_{bj}$ 13,0 (68)	19,2 (100)	21,1 (110)
	$S^c$ 149 (56)	264 (100)	310 (117)
	$S^t$ 10,5 (79)	13,3 (100)	13,1 (98)
Beton af ret vaad Konsistens	$S_{bj}$ 13,0		20,9
	$S^c$ 130		278
	$S^t$ 8,6		12,3

For alle tre Blandingsforhold ses den vaade Hærdning at have givet størst Glidespænding<sup>4)</sup>.

**29.** Glidespændingens Variation med Blandingsforholdet paavirkes stærkt af **Cementens Karakter**<sup>5)</sup>.

Mellem Glidespændingerne for **Skærvebeton** og **Grusbeton** fandt *Bach* ingen stor Forskel, og det var ogsaa uvæsentlig, om Singelmængdens (5—15 mm) Forhold til Sandmængden (0—5 mm) varierede mellem 100 Si : 53,7 S og 100 Si : 167 S (efter Maal). Derimod gav **Mørtel 1:2** en 60 pCt. større Glidespænding end **Grusbeton 1:2:3**, hvilket stærkt taler for at omgive Jærnene med Mørtel<sup>6)</sup>.

<sup>1)</sup> Den større Glidespænding, man som Regel finder ved vaad Hærdning, forklares *Bach* (*Mitt. ü. Forschungsarbeiten*, Heft 45—47, S. 61) ved, at Betonens Volumenforøgelse medfører et Pres mod Jærnet. Men naar et Legeme udvider sig, vil ogsaa dets Hulrum udvide sig. Virkningen skyldes snarere en Afsættning af Krystaller i Jærnoverfladens Smaagruber.

<sup>2)</sup> *Mitt. ü. Forschungsarbeiten*, Heft 72—74, S. 42.

<sup>3)</sup> Heft 95, S. 17.

<sup>4)</sup> Ved Siden af Betonens større Klæbekraft skyldes dette formentlig ogsaa de Adhæensions-spændinger, der opstaar i Bjælken under Hærdningen og altsaa er til Stede, inden Forsøget begynder. Ved Vandhærdning (Betonen udvider sig) vil disse Spændinger virke i modsat Retning af, ved Lufthærdning (Betonen trækker sig sammen) i samme Retning som de Adhæensionsspændinger, Belastningen fremkalder. Den tilsyneladende Glidespænding bliver derfor mindre ved Lufthærdning end ved Vandhærdning, navnlig naar Betonens er fed og altsaa stærkt svindende.

<sup>5)</sup> Med en svagere Cement end den, for hvilken den sidste Tabel gælder, men i øvrigt under tilsvarende Forhold, fandtes (Heft 95, S. 24):

Blandingsforhold	1:3:4	1:1½:2
Beton af ret tør Konsistens	Glidespænding . . . 11,0 (100)	12,0 (109)
	Tærningestykke . . . 97 (100)	212 (218)
	Trækstyrke . . . . . 6,4 (100)	11,2 (175)
Beton af ret vaad Konsistens	Glidespænding . . . 11,3 (100)	12,8 (113)
	Tærningestykke . . . 79 (100)	198 (250)
	Trækstyrke . . . . . 6,3 (100)	10,1 (160)

<sup>6)</sup> For Mørtelen var Glidespændingen lig  $\frac{1}{8}$  af Tærningestykkens, mens den for almindelige Betonsorter gerne ligger mellem  $\frac{1}{10}$  og  $\frac{1}{11}$  af Tærningestykkens. Tallene gælder for blaa (ikke rustent) Jærn (*Mitt. ü. Forschungsarbeiten*, Heft 72—74 og Heft 95, S. 12).

Naar Jærnet umiddelbart før Indstøbningen blev overstrøget med **Cementvælling** eller Mørtel 1:1, steg Glidespændingen ca. 12 pCt. i en saa fed Blanding som 1:2:3<sup>1)</sup>; i magrere Beton maa Virkningen derfor kunne blive betydelig<sup>2)</sup>.

**c. Stampningens Indflydelse.**

**30.** Det ligger i Sagens Natur, at en omhyggelig Stampning er af største Betydning for Adhæsionen, idet den presser Cementvællingen ind mod Jærnstangen og driver Luftblæserne tilvejs; disse vil ellers blive siddende paa Stangen og formindske Adhæensionsfladen. Den Mørtel eller Beton, der bruges til Jærnenes Dækning, bør derfor gennemarbejdes godt, inden Formen fyldes yderligere. Ved nogle Forsøg, som *Bach* udførte, og ved hvilke 5 ens Bjælker blev støbte efter hverandre i Forme, der stod paa samme Bræddeunderlag, saaledes at Bjælke Nr. 1 fik Rystelserne fra Stampningen af Nr. 2 til 5, Nr. 2 Rystelserne fra Stampningen af Nr. 3 til 5, medens Nr. 5 ingen Efterrykning fik, fandtes følgende Glidespændinger<sup>3)</sup>:

	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5
Jordfugtig Beton . . . . .	41,6	35,1	36,0	39,5	21,1
Ret vaad Beton . . . . .	24,3	20,9	27,1	26,0	13,2
— — — — —	30,9	22,9	29,2	24,3	15,1

Man ser, at Værdierne er langt ringere for Nr. 5 end for de andre Legemer.

**d. Alderens Indflydelse.**

**31.** Glidespændingen vokser med Alderen, saaledes at den i Løbet af et Aarstid bliver  $1\frac{1}{2}$  Gang saa stor som efter 28 Døgn.

Feret fandt for plastisk Mørtel 1:3 (Klitsand), der hærdnede i fugtig Luft:

Alder . . . . .	1 Uge	2 Uger	4 Uger	8 Uger	12 Uger	26 Uger	1 Aar	4 Aar
$S_{bj}$ i at . . . . .	13,1	18,1	18,7	21,1	19,5	23,0	29,5	32,6
— i % . . . . .	70	97	100	113	104	123	158	174

Ved samtidig udførte Træk- og Trykforsøg voksede Trækstyrken fra 4 Ugers til 4 Aars Alderen fra 15,3 til 34,4 at eller 125 pCt., Trykstyrken fra 138 til 281 at eller 105 pCt.

*Bach* og *Graf* fandt for Grusbeton 1:2:3<sup>4)</sup>:

Alder . . . . .	28 Døgn	45 Døgn	6 Mdr.	1 Aar
Bjælkerne holdtes vaade i hele Hærdningstiden.				
$S_{bj}$ for ret vaad Beton . . . . .	17,0 (100)	20,0 (118)	26,7 (157)	25,6 (151)
— — — — — tør . . . . .	19,6 (100)	21,7 (111)	27,7 (141)	30,6 (156)
Vaad Hærdning i 7 Døgn, derpaa Lufthærdning.				
$S_{bj}$ for ret vaad Beton . . . . .	16,6 (100)	20,6 (124)	21,3 (128)	25,4 (153)
— — — — — tør . . . . .	19,1 (100)	22,5 (118)	25,1 (132)	25,6 (134)

**e. Olies Indflydelse.**

**32.** Hvis Betonen gennemtrænges af Olie eller Tjære, forringes Glidespændingen<sup>5)</sup>, og det samme gælder, naar man af Hensyn til Vandtæthed blander Olie i Betonen<sup>6)</sup>.

<sup>1)</sup> *Mitt. ü. Forschungsarbeiten*, Heft 72—74.

<sup>2)</sup> Denne Stigning fandtes kun for ikke rustent Jærn, for stærkt rustent Jærn var Stigningen uvæsentlig.

<sup>3)</sup> Rundjærnets Diameter var 20 mm, Betonens Alder 26—28 Døgn (*Mitt. ü. Forschungsarbeiten*, Heft 22, S. 26).

<sup>4)</sup> *Mitt. ü. Forschungsarbeiten*, Heft 72—74 og 95, S. 7 og 10.

<sup>5)</sup> *I. M.'s Kongresforhandlinger* i København 1909, IX 1 d. S. 7.

<sup>6)</sup> *Teknisk Forenings Tidsskrift, Afd. f. Jærnbeton*, 1913, S. 26.



### 3. Jærnenes Forankring og Stødning i Praksis.

#### a. Sempel Overdækning.

##### a. Nødvendig Forankringslængde.

33. For almindelig god Beton kan Glidespændingen sættes til  $\frac{1}{11} S^c$  eller  $\frac{1}{7,6} S^c$ , eftersom Jærnet er blaat eller rustent. Den er altsaa proportional med  $S^c$ , og den tilladelige Adhæsionsspænding kan sættes til:

$$t_{bj} = \frac{1}{40} S^c \quad (1)$$

Hvis den tilladelige Adhæsionsspænding  $t_{bj}$  og en bestemt Træk- eller Trykspænding i Jærnet  $\sigma_j$  skal naas samtidig, maa der være et vist Forhold mellem Rundjærnets Diameter  $d$  og Indstøbningslængden  $l$ , der findes af Ligningen:

$$\frac{1}{4} \pi d^2 \cdot \sigma_j = l \pi d \cdot t_{bj}, \text{ hvoraf } l = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_j}{t_{bj}} \quad (2)$$

Med Spændingerne 1200 og 5 faas f. Eks.  $l = 60 d$ .

Naar to Rundjærn stødes, skal de altsaa overdække hinanden paa den ved (2) bestemte Længde, og man maa aldrig lade et Rundjærn ende i mindre Afstand end denne fra det Punkt, hvor det har sin Maksimalspænding ( $\sigma_j$ ).

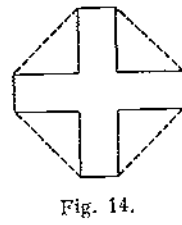
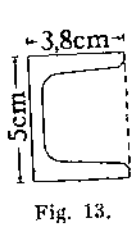
#### β. Brug af Profiljærn.

34. Det kunde ligge nær at søge en bedre Forbindelse tilvejebragt mellem Betonen og Jærnet ved at forøge dets Overflade, f. Eks. bruge et  $\square$  formet Profil. Hvis man erstatter et 30 mm Rundjærn, hvis Tværsnitsareal og Periferi er henholdsvis 7,1 cm<sup>2</sup> og 9,4 cm, med et tysk Normalprofil Nr. 5 (Fig. 13), saa vil Arealet være det samme, medens Periferien er ca. 24 cm, altsaa ca. 155 pCt. større. Imidlertid maa man regne med den Mulighed, at Betonen kan revne langs den punkterede Flade, saa at den indesluttede Beton glider sammen med Jærnet. Forholdet mellem Glidespændingen og Betonens Forskydningsstyrke kan med raa Tilnærmelse sættes til 0,6<sup>3)</sup>, altsaa:

$$S_{bj} = 0,6 S' \text{ eller } S' = 1,67 S_{bj} \quad (3)$$

og Længden af den punkterede Linie maa derfor multipliceres med 1,67 for at kunne sammenlignes med de fuldt optrukne. Den saaledes konverterede Længde af den omskrevne Polygon bliver  $5 + 2 \cdot 3,8 + ca. 1,67 \cdot 5 = ca. 21$  cm, eller ca. 3 cm kortere end Jærnets Periferi. Ved Brugen af andre Profiler maa man paa samme Maade undersøge, om der er Fare for Glidning langs den omskrevne Polygon. Korsformede Jærn som Fig. 14 kan altid udnyttes helt,

<sup>1)</sup> Støbes der Mørtel omkring Jærnene, kan man gaa op til  $\frac{1}{20} S^c$ .  
<sup>2)</sup> Dette strider tilsyneladende mod, at man ved Bøjning tillader ligestore Adhæsions- og Forskydningspændinger, men Forskydningsbrud ved Bøjning skyldes gerne sraa Trækspændinger, hvilket nødvendiggør en større Sikkerhedsfaktor



thi den punkterede Trekantside vil ved Multiplikation med 1,67 blive større end Summen af de to fuldt optrukne. Man bruger dog meget sjældent Profiljærn, thi dels er de dyrere end Rundjærn, og dels er det svært, naar de ligger vandret, at faa de nedadvendende Flader godt omstøbt<sup>1)</sup>.

#### γ. Rundjærns Minimalafstand fra Overfladen og indbyrdes.

35. Naar to Rundjærn indstøbes ved Siden af hinanden, kunde de tænkes at glide sammen med den Beton, der ligger mellem Tangentplanerne (Fig. 16), men i saa Fald maatte Afstanden mellem deres Akser være mindre end  $\frac{1}{2} \pi d : 1,67 = 0,94 d$ , hvilket er udelukket.

Der er heller ingen Fare for Brud langs de nederst i Fig. 17 punkterede Flader, og det kan overhovedet siges, at naar det dækkende Betonlag ikke gøres tyndere, end Hensynet til Rust og Ild kræver (§ 13), og naar Afstanden mellem Jærnene holdes saa stor, som Hensynet til en god Omstøbning fordrer (hvorefter nærmere i § 314), saa vil der være mindre Fare for Brud i Betonen end for Glidning.

36. For det yderste Jærn tilhøjr i Fig. 17 bliver Betingelsen for, at Modstanden i de punkterede Flader er lig Glidemodstanden:

$$\frac{1}{2} \pi d \cdot S_{bj} \div 2a \cdot S' = \pi d S_{bj},$$

hvoraf  $2a \cdot S' = \frac{1}{2} \pi d \cdot S_{bj}, \quad a = \frac{1}{4} \pi d \cdot \frac{S_{bj}}{S'} = \frac{1}{4} \pi d \cdot 0,6 = 0,47 d^2$ .

For Hjørnejærnet faas:

$$\frac{1}{4} \pi d \cdot S_{bj} + 2a \cdot S' = \pi d S_{bj},$$

hvoraf  $2a \cdot S' = \frac{3}{4} \pi d \cdot S_{bj}, \quad a = \frac{3}{8} \pi d \cdot \frac{S_{bj}}{S'} = \frac{3}{8} \pi d \cdot 0,6 = 0,71 d$ .

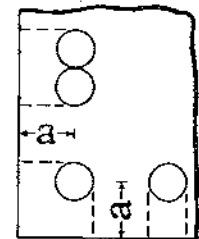
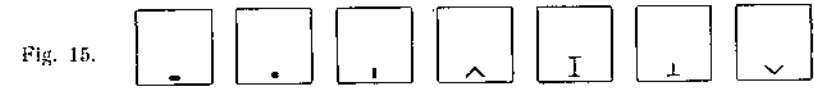


Fig. 17.

<sup>1)</sup> Ved Bøjningsforsøg fremtræder Glidningen dog ikke paa samme Maade som Rundjærns, idet Profiljærnene paa Grund af deres store Modstand mod Bøjning sprænger den underliggende Beton. Bach og Graf har gjort Forsøg med Bjælker, hvis Tværnit (30.30 cm) ses paa Fig. 15. Der var



Jærndimension i mm	12.40	25	40.12	50.50 6	NP.8	50.50 6	50.50 6
$S_{bj}$ i %	63	100	79	43	56	56	58
Bjælkens Bæreevne i %	91	100	106	110	130	132	137
Jærnets Vægt							

2 cm Beton under alle Jærnene. Under Tværnittene er Glidespændingerne angivet i % af Glidespændingen for Rundjærn (Mitt. ü. Forschungsarbeiten, Heft 72-74, S. 76).

Som man ser, har Rundjærnet den største Glidespænding, hvilket dels skyldes, at det ikke sprænger Betonen, dels at dets Overflade gerne er mere ru end Flad- og Profiljærnenes, men desuden spiller det en stor Rolle, at Profiljærnene ikke lader sig saa tæt indstøbe (Bjælkerne laa vandret ved Støbningen) som Rundjærnene. Derfor er Glidespændingen større for Fladjærnet, der staar paa Højkant, end for det, der ligger ned, og særlig lille for Vinklen, der aabner sig nedad; for denne spiller det desuden en Rolle, at Betonen under den kun er i svag Forbindelse med den øvrige Beton. Imidlertid er Forholdet mellem Overflade og Vægt saa meget større for Profiljærnene end for Rundjærnet, at de, hvis Prisen pr. kg var den samme, vilde være fordelagtigere at bruge, navnlig det sidste, der ligger gunstigt for Støbningen.

<sup>2)</sup> Der er altsaa aldrig Fare for Brud langs de punkterede Linier, og det bekræftes ved de gjorte Forsøg. Derimod har Bach og Graf fundet under de paa Fig. 10 viste Forhold:

Omtrentlig Betontykkelse under Jærnet i cm	1	2	4
Glidespænding i %	21,9	22,7	23,1

altsaa en ringe Vækst af Glidespændingen med voksende Tykkelse. Dette forklares ved, at der, naar saa svært Jærn (25 mm) glider, ofte danner sig Længderevner under det, men i ringere Grad, naar Laget er tykt (H. f. E. I 1912, S. 383).

Forsøg af Probst med 20 mm Rj. viser en større Virkning af Betonlagets Tykkelse, men synes at tyde paa, at Bjælkens største Bæreevne allerede er naaet ved 12 mm Tykkelse (H. f. E. I 1912, S. 388).

Naar det dækkende Betonlag gøres saa tykt, som Hensyn til Rust og Ild kræver, behøver man næppe at frygte for tidlig Glidning, thi de svære Jærn, som er mest udsat, sikrer man altid ved Kroge.

Det sværeste Jærn, man plejer at bruge, har  $d = 4$  cm, for dette kræves  $a = 0,71 \cdot 4 = 2,84$  cm, og da det dækkende Betonlag aldrig gøres tyndere end 1 cm, er der heller ikke her nogen Fare paa Færde.

Kun hvis der ligger flere Jærn samlede, som vist øverst i Fig. 17, bliver Forholdene værre. Man faar:

$$\pi d S_{bj} + 2a S^f = 2\pi d \cdot S_{bj},$$

hvoraf

$$2a S^f = \pi d S_{bj}, \quad a = \frac{1}{2} \pi d \cdot \frac{S_{bj}}{S^f} = \frac{1}{2} \pi d \cdot 0,6 = 0,94 d.$$

En saadan Ordning bruges imidlertid aldrig.

37. Ligger Jærnene i Undersiden af en Bjælke (Fig. 18), kan der ske en Afskæring langs den øverste punkterede Linie. Betingelsen for, at Modstanden i denne er lig Glidemodstanden, bliver:

$$\pi d S_{bj} = a S^f$$

eller

$$a = \pi d \cdot \frac{S_{bj}}{S^f} = \pi \cdot d \cdot 0,6 = 1,89 d.$$

Betingelsen for, at Modstanden i den nederste punkterede Linie er lig Glidemodstanden, bliver:

$$\pi d S_{bj} = \frac{1}{2} \pi d S_{bj} + (a - d) S^f$$

eller

$$\frac{1}{2} \pi d S_{bj} = (a - d) S^f$$

$$\frac{1}{2} \pi d \frac{S_{bj}}{S^f} + d = a, \quad a = d \left( 1 + \frac{1}{2} \pi \frac{S_{bj}}{S^f} \right).$$

Sættes  $S_{bj} = 0,6 S^f$ , faas:  $a = 1,94 d$ . Naar Afstanden mellem Jærnene ikke gøres mindre end  $2d$ , er altsaa Faren for et gennemgaaende Brud udelukket, og gøres den mindre, vil i Henhold til ovenstaaende Beregninger Bruddet ikke ske over Jærnene, men mellem disse, hvilket jeg ogsaa har fundet bekræftet ved Forsøg (Fig. 19).

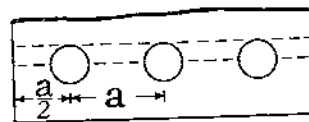


Fig. 18.

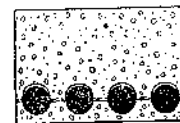


Fig. 19.

## b. Considères Kroge.

### a. Form og Virkemaade.

38. Naar Jærnene stødes ved simpel Overdækning, kan de efter Teorien kun belastes indtil Flydegrænsen, og selv om det i mange Tilfælde viser sig, at tilfældige Skævheder hos Jærnet kan forøge Friktionen saa meget, at man kan komme op til Brudgrænsen, saa dauner den simple Overdækning dog en mangelfuld Forbindelse, som man kun bør anvende i Plader og Hvælvinger, ikke i Bjælker, og kun naar Diameteren ikke overskrider  $12$  mm<sup>2</sup>). I alle andre Tilfælde bør Jærnet kroges i Enden, saavel naar det stødes, som naar det blot forankres i Betonen.

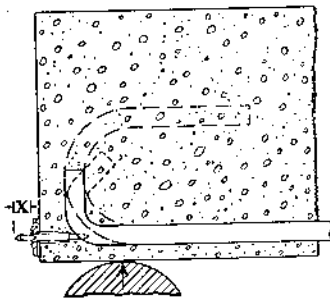


Fig. 20.

Fig. 20<sup>3)</sup> viser tre forskellige Kroge indtegnet i Enden af en Forsøgsbjælke. For den enes Vedkommende, den simple Hage, der er trukket fuldt op, er desuden vist Anbringelsen af den tidligere omtalte, indskruede Stift til

<sup>1)</sup> Ingeniøren 1909, S. 409.

<sup>2)</sup> At man ved en simpel Overdækning af svært Jærn (25 mm) i Almindelighed ikke kan komme op over Flydegrænsen er direkte paavist ved Bjælkeforsøg, som Scheit og Wawrzyniak har udført (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 14, S. 22). For at naa op til Flydegrænsen krævedes ved disse Forsøg en Overdækningslængde af  $50d$ .

<sup>3)</sup> Handbuch für Eisenbetonbau I 1912, S. 399.

Maaling af Jærnets Gliden. Ved at maale Afstanden  $x$  med en Mikrometer-skruer under Bjælkens forskellige Belastninger kan man paavise, hvornaar den første lille Bevægelse af Jærnet i Forhold til Bjælkens Endeflade finder Sted, og det har vist sig, at den indtræder tidligere for glatte Jærn end for Jærn med Glødskal, hvorimod Tidspunktet ikke paavirkes væsentlig af, om Jærnene

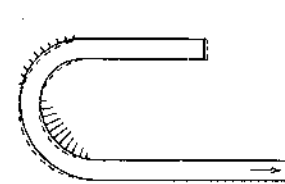


Fig. 21.

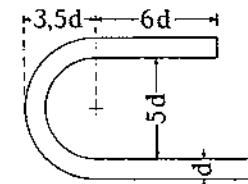


Fig. 22.

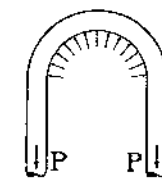


Fig. 23.

har Kroge eller ej. Men medens et lige Jærn glider videre under samme Belastning, der altsaa bliver Bjælkens Brudbelastning, kan Krogene belastes yderligere, navnlig den største af dem<sup>1)</sup>. Efterhaanden som Belastningen stiger, bliver Bevægelsen større, Krogens nedre Runding presses stærkt mod Betonen (Fig. 21<sup>2)</sup>), og Krogen deformeres som vist; der sker altsaa en Glidning, men den kan ikke blive stor paa Grund af den stærke Friktion i Rundingen. Den simple Hage aabner sig langt lettere og sprænger det dækkende Betonlag af, medens den spidse Krog i Godhed staar mellem de to andre<sup>3)</sup>.

39. De store Kroge er for første Gang brugt af Considère, der ved Forsøg har fundet, at de, naar de paa Fig. 22 skrevne Maal overholdes, sikrer Jærnet mod at glide, inden Betonen er ødelagt.

Længden af en saadan Krog er  $6d + \pi \cdot 3d$ , regnet fra den punkterede Linie gennem Centrum, mens et lige Jærns Overlængde er  $3,5d$ ; Krogen kræver altsaa en Ekstralængde af  $(2,5 + 3\pi)d \sim 12d$ .

For at faa et Begreb om Størrelsen af det Tryk, der virker mellem Krogen og Betonen, vil vi betragte et bøjleformet Jærn (Fig. 23), der i Bøjningen er formet efter Fig. 22, men som i bægge sine Grene er paavirket af et Træk  $P$ . Hvis Trykspændingen  $\sigma$  mellem Beton og Jærn i Bøjningen fordeler sig som Fig. 23 viser, haves:

$$2P = 2 \cdot \frac{1}{4} \pi d^3 \cdot \sigma_j = \sigma \cdot d \cdot 5d,$$

hvoraf:

$$\sigma = \frac{\pi}{10} \cdot \sigma_j.$$

For Krogens Vedkommende bortfalder den ene af Kræfterne  $P$ , men til Gengæld virker Trykket saa skævt (Fig. 21), at  $\sigma$  næppe bliver væsentlig mindre. For  $\sigma_j = 1200$  at findes  $\sigma = 377$  at, en meget høj Spænding, selv om Betonens Knusningsstyrke under slige Forhold er langt større end Tærningstyrken<sup>4)</sup>.

<sup>1)</sup> For at faa Krogformens Virkning bestemt uden Hensyn til Adhæsionen prøvede man at indstøbe afdrejede og olierede Jærn. Sættes Brudlasten for Bjælker med slige Jærn uden Kroge lig 100, blev den for Jærn med simpel Hage 169, med spids Krog 180 og med stor Krog 196 (D. A. f. E. Heft 9, S. 83).

<sup>2)</sup> D. A. f. E. Heft 9, S. 72.

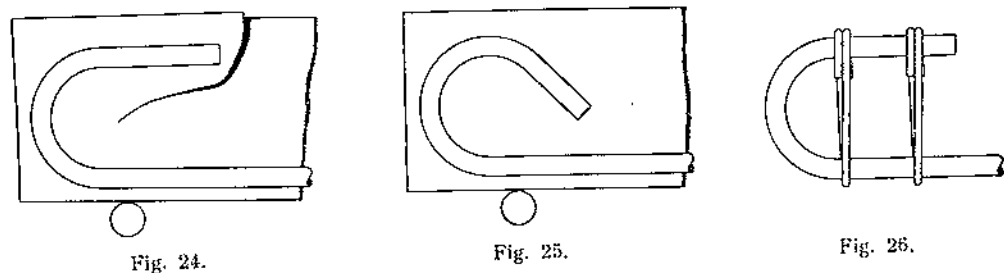
<sup>3)</sup> I tidligere Tid brugte man ogsaa at spalte Jærnenden varmt, og det gav en bedre Forankring end den simple Hage, idet Sprængningsvirkningen var ringere (Baumaterialienkunde 1906, S. 350); men Fremgangsmaaden var dyr og er nu helt forladt.

<sup>4)</sup> Se E. Suenson: Byggematerialer 1911, § 788.



Hvis Krogens lige Stykke gøres længere end  $6d$ , kan det naturligvis kun gavne, hvorimod en Forøgelse af Diametermaalet  $5d$  kan tænkes at gøre Skade ved at lette en Glidning. En slavisk Overholdelse af Diametermaalet er dog ikke nødvendig alene af den Grund, at det jo burde vokse med aftagende Betonkvalitet<sup>1)</sup>.

40. Naar Jærnene i en Bjælke føres ud til dennes Ende og dér forsynes med Considereske Kroge, og naar Bjælkens midterste Del konstrueres saa stærk, at Bruddet ikke kan ske dér, vil der sluttelig ske en **Sprængning** af Betonen over Lejet. Er Krogen saa stor, at den kommer nær til Betonens



Overflade, kan den aabne sig (Fig. 24), og den i Fig. 25 viste Krogform er derfor sandsynligvis rationellere end den almindeligere, men samtidig vanskeligere at fremstille. Man kan imidlertid hindre Krogen i at aabne sig ved at forsyne den med **Nakkebøjler** af  $7^{mm}$  Rj. (Fig. 26, 37, 48 og 450), og dette maa anbefales, naar man støder Jærnene i spinkle Trækstænger og i al Almindelighed, naar Krogene er svære i Forhold til den omgivende Betons Dimensioner. Slige svage Steder er ikke altid iøjnefaldende ved Projekteringen, og under visse Forhold kan det derfor være paa sin Plads at foreskrive Nakkebøjler paa alle Jærn, hvis Diameter overstiger  $25^{mm}$ . Ved omhyggelig Detaillering er det dog ikke nødvendigt, og specielt i almindelige Bjælker kan man godt erstatte Nakkebøjlerne med et Par af de almindelige Bøjler, som bruges i den øvrige Del af Bjælken (Fig. 344—45 i § 398). Slige Bøjler har vist sig i høj Grad at forøge Krogens Virkning<sup>2)</sup>.

Hvis Krogen ligger gemt saa dybt i Betonen, at den ikke kan aabne sig<sup>3)</sup>, vil Krogen glide som Helhed medtagende et halvmaaneformet Kilestykke, der sprænger Bjælken paa langs (Fig. 28). Fig. 29 viser Fotografi af et saadant Kilestykke, Fig. 30 en sprængt Bjælke armeret med et enkelt Jærn, Fig. 31 en lignende Bjælke med 2 Jærn og derfor 2 Revner, der dog har forenet sig til een i Bjælkens Overside. Denne Sprængning kan man modarbejde ved at omgive Krogen med en skruevunden Armering af  $5-7^{mm}$  Rj. eller ved en Armering med lukkede Bøjler tværs paa Krogens Plan (Fig. 32). Hvis der er Plads bag Krogen,

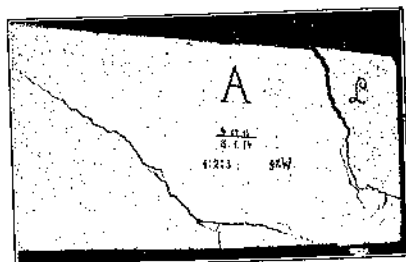
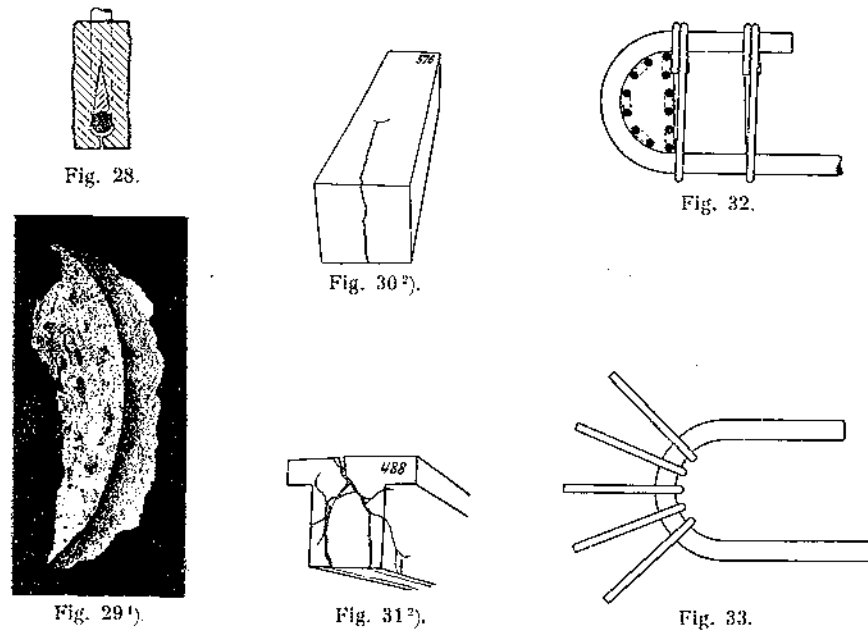


Fig. 27.

<sup>1)</sup> De tyske Bestemmelser (1915) kræver mindst  $2,5d$ .  
<sup>2)</sup> D. A. f. E. Heft 20, S. 52.  
<sup>3)</sup> Selv om Krogen ligger meget dybt, vil en Revnedannelse analog med Fig. 24 undertiden kunne ske alene som Følge af, at Jærnkraften virker saa ekscentrisk i Tværsnittet, at der kommer Trækspændinger i Bjælkens Overside. Dette fremgaar af Fig. 27 (Kleinlogel, Beton & Eisen 1914, S. 306), der viser højre Ende af en knækket Bjælke,  $40^{cm}$  høj,  $15^{cm}$  bred og armeret i Undersiden med 4 Rj.  $20^{mm}$  med Considereske Kroge uden Bøjler af nogen Art. Stykket L er her revnet fra.

kan man ogsaa fastgøre Bøjler i den, udstraalende fra Centrum (Fig. 33). En Del af Trykket paa Betonen optages da af Bøjlerne som Træk.



41. Jo sværere Jærnene er, des nødvendigere er det at forstærke Betonen omkring Krogene med Bøjler. Dette fremgaar klart af Fig. 34, der viser Resultaterne af nogle Bøjningsforsøg, som Saliger har udført<sup>4)</sup>. Bjælkerne 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  $\sigma$ , 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, saa her vilde et Bøjleindlæg have været

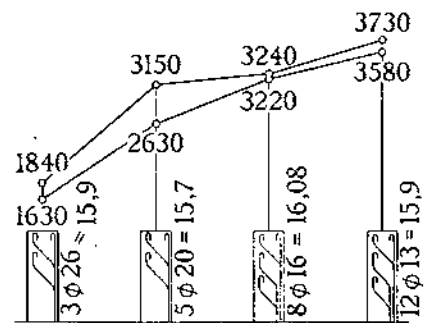


Fig. 34.

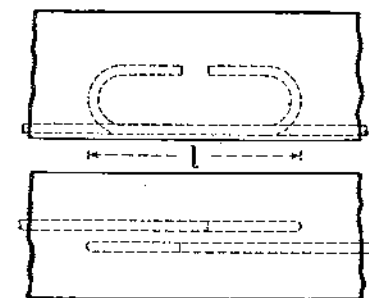


Fig. 35.

overflødig, men de tre andre Bjælker brødes ved, at Bjælkeenden sprængtes, og her vilde et Bøjleindlæg rimeligvis have bragt Brudspændingen op til samme Værdi som den førstnævnte Bjælkes.

I Praksis sikrer man sig mod Brud i Bjælkeenden dels ved Bøjleindlæg og dels ved at afpasse Jærndiameteren efter Bjælkens Spændvidde.

<sup>4)</sup> D. A. f. E. Heft 9, S. 27. <sup>5)</sup> H. f. E. I 1912, S. 402.  
<sup>6)</sup> Zeitschrift für Betonbau 1913 Heft 8, 9, 1914 Heft 1.

### β. Nødvendig Forankringslængde.

42. Scheit og Wawrziniok har forsøgt at støde Jærnene midt i en Bjælke under Brug af Considères Kroge, og det har vist sig, at selv 25<sup>mm</sup> Rj. kan stødes, uden at Bjælkens Styrke lider derunder, naar blot Bjælken er tilstrækkelig massiv<sup>1)</sup>.

Stødet udføres bedst som Fig. 35 viser i lodret og vandret Billede<sup>2)</sup>.

En Stødlængde  $l = 17d$  var lige ved at være passende, men i nogle Tilfælde dog lidt for lille, med  $l = 27d$  var Bjælkernes Styrke større end Bjælkens med

gennemgaaende Jærn, mens en Forøgelse af  $l$  udover  $27d$  ingen yderligere Virkning havde.

I Praksis vil det være naturligt at gøre Stødlængden proportional med Jærnspændingen og omvendt proportional med den tilladelige Betonspænding, og man kan passende sætte:

$$l = \frac{\sigma_j}{s_b} \cdot d, \quad (4)$$

altsaa for Spændingerne 1000 og 40:  $l = 25d$ . Da Forsøgene ikke er udført med sværere Jærn end 25<sup>mm</sup> Rj., er der Grund til at indføre en yderligere Sikkerhed for de større Dimensioner og sætte  $l = 10d^2$ , saafremt Stødlængden derved bliver større end efter Ligningen ovenfor.

<sup>1)</sup> Forsøgsbjælkerne havde kvadratisk Tværnit med 30 cm Sidelinje, var altsaa meget brede i Forhold til de to Stykker 25<sup>mm</sup> Rj., der laa i dem. Betonens Trykstyrke (30 cm Tærninger) var 280 at. Jærnenes Flydegrænse laa ved 2660 at, og de Bjælker, der havde gennemgaaende Jærn, brød sammen ved en regningsmæssig Jærnspeinding af 3015 at (D. A. f. E., Heft 14). Senere Forsøg (Heft 37) har vist, at Betonens Kvalitet har Indflydelse paa Forbindelsens Styrke, og at man ikke kan støde et svært Jærn i en spinkel Bjælke uden at forringe Bjælkens Styrke.

<sup>2)</sup> Stængerne bør lægges med mindst 3 cm Mellemrum, ikke tæt, da de saa bliver mangelfuldt indstøbt; selv ved Laboratorieforsøgene viste dette sig, omend kun i ringe Grad; saaledes fandtes Bjælkernes Brudbelastning at være 14010 kg, naar der var Afstand mellem Stængerne, 13460 kg naar disse laa tæt og var sammenbundne i 3 Punkter, og 13310 kg, naar de var surret sammen paa hele Stødlængden. Man bør dog have sin Opmærksomhed henvendt paa det ekscentriske Træk, som opstaar, naar man fjerner Stængerne fra hinanden, og som vil fremkalde Bøjningsspændinger.



Fig. 37.

43. Trækraftens Overførelse fra det ene Jærn til det andet maa ske gennem det punkterede Snit  $abcd$  paa Fig. 36, og da man ikke tør regne med Betonens Trækstyrke, har man kun Forskydningsstyrken i Fladen  $bc$  at stole paa. For at faa et Begreb om Spændingen her, vil vi antage, at den forskydende Kraft fordeler sig jævnt over et Rektangel af Længde  $l$  og Højde  $7d$ ; man har da:

$$\frac{1}{2} \pi d^2 \sigma_j = l \cdot 7d \cdot \tau_b = \frac{\sigma_j}{s_b} d \cdot 7d \cdot \tau_b,$$

hvoraf

$$\tau_b = \frac{\pi}{28} s_b = \frac{s_b}{8,9},$$

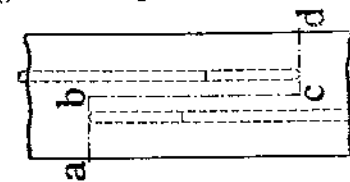


Fig. 36.

hvilket er en meget passende Værdi.

Fotografiet Fig. 37 viser Jærn, der er stødt paa denne Maade i en Spærbuk paa Christiansborg.

Betingelsen for, at man kan støde paa den nævnte Maade, er, at der er tilstrækkelig Beton omkring Jærnene, til at Betonen ikke sprænges som Følge

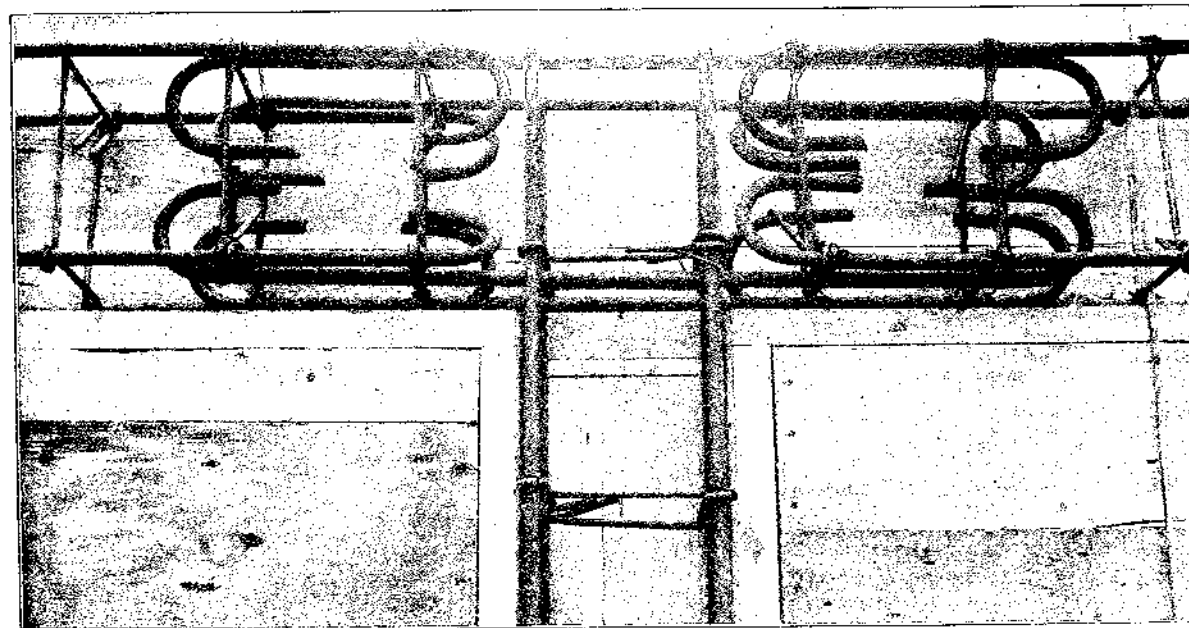


Fig. 38.

af det ekscentriske Træk. I Plader kan Stødet udføres uden særlige Forholdsregler, i Bjælker bør man derimod kun støde en Brøddel af Jærnene paa samme Sted, og er Bjælken smal i Forhold til Tykkelsen og Antallet af de Jærn, der skal stødes, bør man indlægge saa mange Bøjler paa tværs af Fladen  $bc$  (Fig. 36), at disse alene kan optage den forskydende Kraft. Bøjlerne kan f. Eks. indlægges i Overensstemmelse med Fig. 32. En god Ordning er det at dreje Krogene mod hinanden ind gennem Forskydningsfladen, saa de kommer til at ligge over Kors og direkte overfører Kraften. Fotografiet Fig. 38 viser en Stødforbinding af denne Art fra Tagkonstruktionen paa Christiansborg; de

to Afstivningsstænger, der mødes over Søjlen, er armerede som Søjler, og Hjørnejærncenes Kroge er drejede ind i Diagonalplanerne, mens de fire Stødjærn har deres Kroge liggende i lodrette Planer.

44. Ved Bøjningsforsøg med Bjælker har det undertiden vist sig, at den store Trækkraft, som gennem Krogen pludselig overføres til den iforvejen strakte Beton, kan give Anledning til Revnedannelse ved Krogen paa ei for-

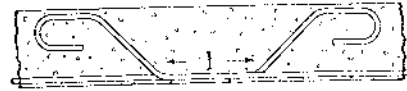


Fig. 39.

holdsvis tidligt Belastningsstadium. Dette undgaar man bedst ved at forankre Jærnet i Tryksiden, som Fig. 39 viser. Længden  $l$  skal være den af (4) bestemte med Fradrag af Krogenes Diameter.

45. Ved de i § 42 nævnte Forsøg prøvedes det ogsaa at kroge Jærnene direkte sammen, men det gav en meget slet Forbindelse, thi i saa Fald har man ikke Betonen til at overføre Kraften, og Jærnforbindelsen er for primitiv til at kunne gøre det uden store Deformationer. Enten maa man lave en regulær Jærnforbindelse eller ogsaa maa man bruge den store Stødlængde.

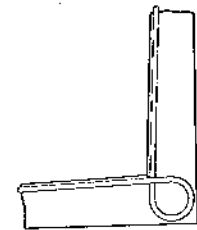


Fig. 40.

I denne Forbindelse maa jeg advare mod Brugen af Sløjfer (Fig. 40) paa de Steder, hvor Jærnet skal forandre Retning. Kraftoverføringen kan her tænkes at foregaa paa en af to Maader. Enten bliver Trækkraften i Jærnet og gennemløber Sløjfen, idet Betonen indenfor denne trykkes fra alle Sider i Analogi med Fig. 23; i saa Fald vil Adhæsionen op-hæves, thi en Del af Sløjfen ligger i Betonens Trykside og kan følgelig ikke have Trækspændinger uden at have løstet sig fra Betonen; alene af den Grund er Konstruktionen uheldig; men dertil kommer saa yderligere de meget store Trykspændinger paa Betonen indenfor Sløjfen, som man slet ikke ved, om Betonen kan taale, og endelig ligger de to Jærngrene i forskellige Planer, saa der kommer store Forskydningsspændinger i Betonkærnen. Den anden Mulighed er, at Kraften i den ene Jærngren overføres til den anden gennem Betonen ved Træk- og Forskydningsspændinger, saa at Sløjfen virker som to Kroge, der løber over i hinanden, men i saa Fald er Stødlængden meget for kort.

### c. Ankerplader.

46. I visse Tilfælde kan Jærnene være saa svære, Stødlængden saa kort eller Pladsen saa kneben, at de Considèreske Kroge ikke egner sig til at bruges, f. Eks. naar svære Trækbaand skal forankres i en Bues eller et Sprængværks Fod. I saa Fald gaar man over til at bruge Ankerplader af Staal eller Støbejern og skrueskære Jærnenes Ender, efter at de først er opstukkede saa meget, at Skrueskæringen ikke svækker dem (Fig. 41). Man har da kun at sørge for, at Pladens Tryk paa Betonen ikke overstiger den tilladelige Værdi, og at Pladen har fornøden Bøjningsstyrke.

47. Ved Bestemmelsen af Ankerpladens Størrelse kan man regne med samme tilladelige Tryk paa Betonen som ved Bøjning (§ 94). Tykkelsen bestemmes af den tilladelige Bøjnings-

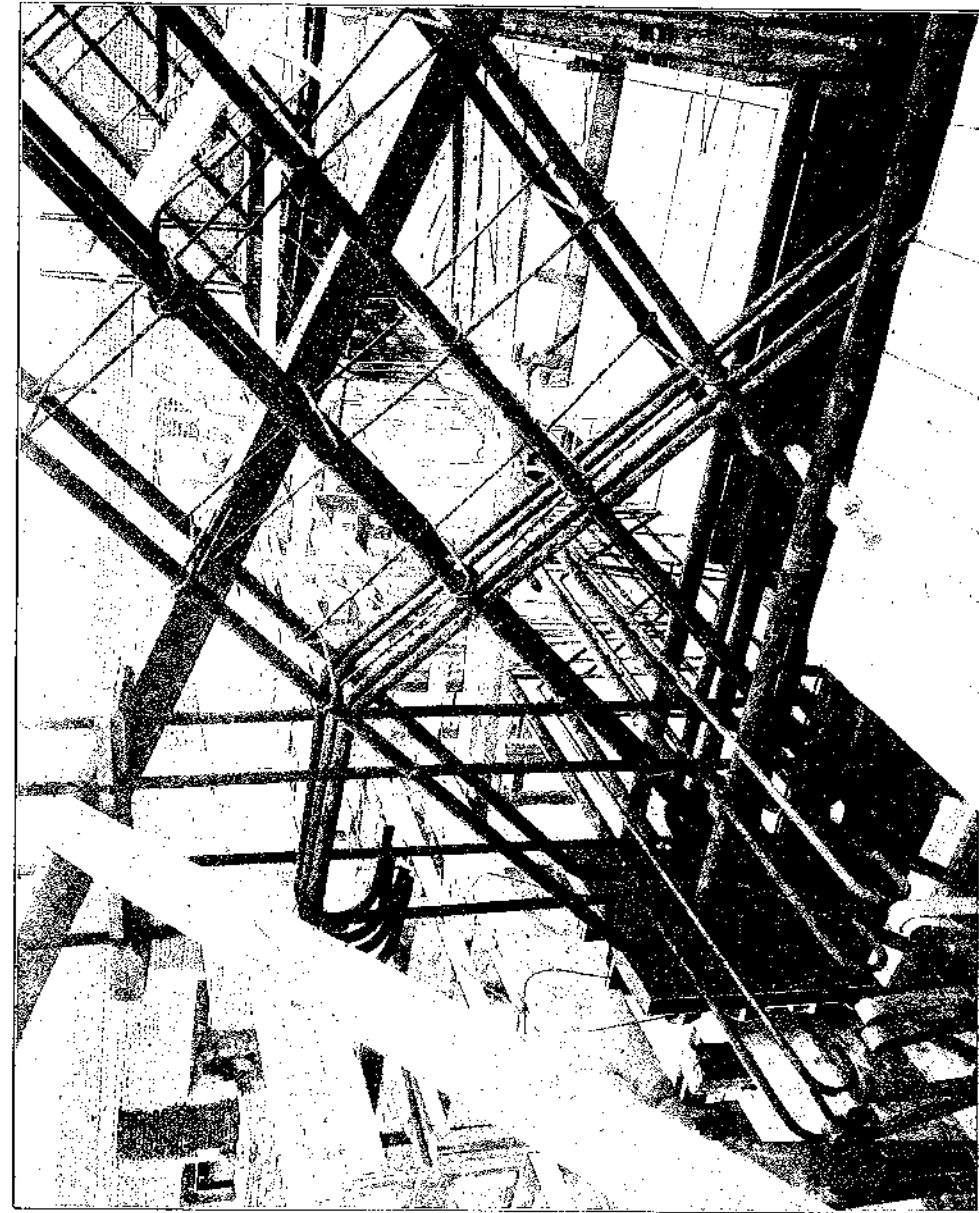


Fig. 41. Nedre Knudepunkt i et Sprængværk i Tagkonstruktionen over Landstingssalen paa Christiansborg.

spænding for Jærnet (1000—1200<sup>at</sup>). Er der 4 Jærn, vil det være økonomisk at bruge en kvadratisk Plade (Fig. 42) og lægge Jærnene saaledes, at Pladens Spænding bliver ens i Snittene A-A og B-B. Kaldes Momenterne pr. lb. cm af disse Snit  $M_A$  og  $M_B$  (kgcm), og regnes der med et jævnt fordelt Tryk af  $p \text{ at}$ , findes:

$$M_A = \frac{1}{2} \frac{pac^2}{a-2d} \quad M_B = \frac{1}{2} \frac{pab^2}{a} - \frac{1}{2} \frac{pac^2}{a}$$

hvor  $d$  er Hullernes Diameter, der bør være 2<sup>mm</sup> større end det opstukkede Rundjærns Diameter. Sættes  $M_A = M_B$ , faas:

$$\frac{c^2}{b^2} = \frac{a-2d}{8(a-d)}$$

48. Man maa paase, at Møtrikkerne ligger fuldstændig tæt paa Pladen. Hvis Møtrikken kun rører Pladen i et enkelt Punkt, vil der komme Bøjningsspændinger i Boltene, og Faren for et Brud i den skrueskaarne Del er da nærliggende. Man kunde naturligvis

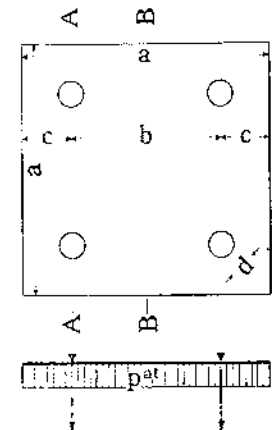


Fig. 42.

planhøve Pladens Bagside og afrette Møtrikkens Lejeflade, saa den bliver plan og vinkelret paa Boltens Akse, men det er ikke nødvendigt, naar man blot retter Pladen (der er krum fra Klippingen) og sørger for, at Møtrikkens Lejeflade bliver vinkelret paa Aksen. Inden Støbningen maa man med et Knivsblad prøve, om alle Møtrikker ligger tæt til overalt.

Undertiden har jeg haft Besvær med at faa Arbejdet tilfredsstillende udført, og jeg har derfor søgt at finde et Materiale, der, anbragt mellem Møtrik og Plade kunde udjævne Skævhederne og samtidig taale det store Tryk. Forsøgene viste, at sandfri Cementgrød var fortrinligt egnet til denne Brug.

49. Virkningen af en tynd Blyplade blev ogsaa undersøgt. Fig. 43 viser Forsøgsmaaden. *a* er Ankerpladen, der blev kilet op paa Jærnprøvemaskinens øverste Bord, *b* er Blyskiven. Boltens nedre Ende fastspændtes i det bevægelige Krydshoved, ved hvilket Trækket udøves. Møtrikkens Underside blev affilet efter en skraa Plan (Fig. 44), saa der fremkom en Højdeforskel af  $1\frac{1}{3}$  mm. Der udførtes to Forsøg, og Blypladens Tykkelse var henholdsvis 2 mm og 4 mm. Møtrikken blev tilspændt med en ca. 70 cm lang Nøgle og saa haardt, som to Mand kunde trække; det Træk, som derved opstod i Boltten, maalttes til henholdsvis ca. 1700 og ca. 2400 kg. Derpaa anbragtes en Nedbøjningsmaaler mellem Ankerpladen og det bøjede Rundjærn *c*, der var indskrænt i Møtrikken, og Formindskelsen af Afstanden *a* maalttes, idet Trækket i Boltten efterhaanden bragtes op paa 5, 10, 15 og 20 t og holdtes paa disse Trin i ca. 5 Minutter. Nedbøjningsmaaleren viste Bevægelsen 10 Gange forstørret, men var af en ret grov Konstruktion; ved Bedømmelsen af Maalerresultaterne maa man desuden have for Øje, at *a* ikke blot vil forandre sig som Følge af, at Møtrikken parallelforskydes i lodret Retning, men ogsaa som Følge af en Vinkeldrejning af Møtrikken i Forhold til Ankerpladen. Boltediameteren var 32,8 mm. Resultaterne findes i efterfølgende Tabel.

Træk i Bolt kg	at	Formindskelse af <i>a</i> i mm for		
		2 mm Blyplade	4 mm Blyplade	Cementmørtel
5 000	592	0,25	0,40	0,00
10 000	1184	0,50	1,50	0,05
15 000	1775	0,70	1,90	0,10
20 000	2367	0,70	2,00	0,10
21 000	2485			0,10
22 000	2604			0,10
23 000	2722			0,10

Da Nedbøjningsmaaleren var aflæst ved 20 000 kg, aflastedes fuldstændig, hvorefter den viste henholdsvis 0,6 og 1,9 mm.

Jeg havde tænkt mig Muligheden af, at den tynde Blyplade straks vilde indstille sig efter Møtrikkens Form, og at en yderligere Flydning vilde blive forhindret af Friktionen, men det er aabenbart ikke Tilfældet; Flydningen fortsætter sig, og hvis den overhovedet standser, inden Møtrikken er naaet i Bund, er det i hvert Fald efter saa store Deformationer, at Brugen af Bly i det her omhandlede Ojemed er udelukket.

50. Ved Forsøget med Cementmellemlag blev der anbragt en Møtrik paa hver Side af Ankerpladen (Fig. 44), og mellem denne og den øverste Møtrik lagdes Cementmørtel af Normalkonsistens, hvorefter Møtrikken tilspændtes med den tidligere omtalte Nøgle og saa haardt som muligt. Der blev derefter lagt et ca. 7 mm tykt Mørtellag rundt om Møtrikken sluttende tæt til denne. Efter 28 Døgn Hærdning i vandmættet Luft udførtes Forsøget som ovenfor beskrevet, og Resultaterne ses af Tabellen. Ved en Belastning af 22 725 kg (2689 at) begyndte Boltten at flyde (allerede ved 21 000 kg var der Tegns paa begyndende Flydning i Møtrikken, nemlig afbladende Glød-

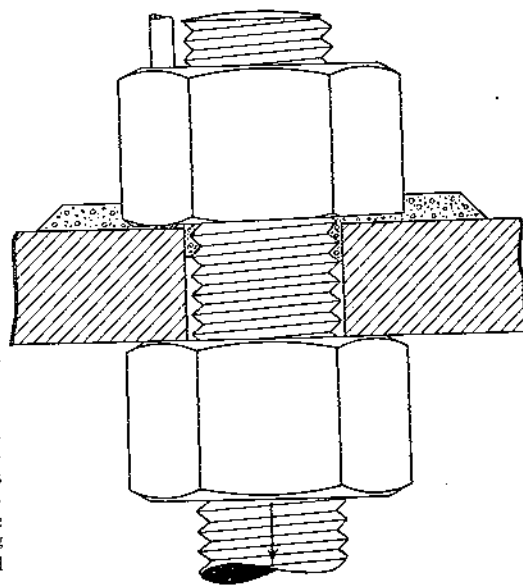


Fig. 44.

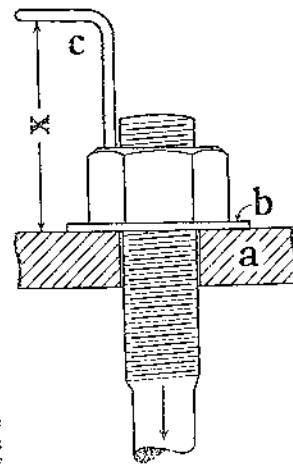


Fig. 43.

skal), men endnu ved 23 000 kg var Mørtlen ubeskadiget. Belastningen blev nu forøget kontinuert, indtil der var tydelig Indsnævring paa Boltten, altsaa over Brudgrænsen, der laa ved 35 000 kg (4142 at); Formindskelsen af *a* var da steget til ca. 0,25 mm, mens Mørtlen stadig var ubeskadiget. Derpaa aflastedes til Nul, hvilket ingen Indflydelse havde paa *a*; hele Deformationen var altsaa blivende. Under Aflastningen fremkom der tre radiære Revner i det uden om Møtrikken liggende Mørtellag udgaaende fra hvertandet af Møtrikkens Hjørner. Cementlaget under Møtrikken var, da denne blev fjernet, tilsyneladende ubeskadiget, og dets Tykkelse varierede fra 0,6 til 2 mm.

Den sandfri Cementmørtel synes herefter vel egnet til at udligne Skævhederne mellem Møtrik og Plade. Det Trykareal, der fremkommer, naar man fra Møtrikkens vandrette Projektion trækker Hullet i Pladen, er 22,7 cm<sup>2</sup>, og Mørtlen har altsaa været udsat for et Tryk af  $\frac{35\ 000}{22,7} = 1540$  at.

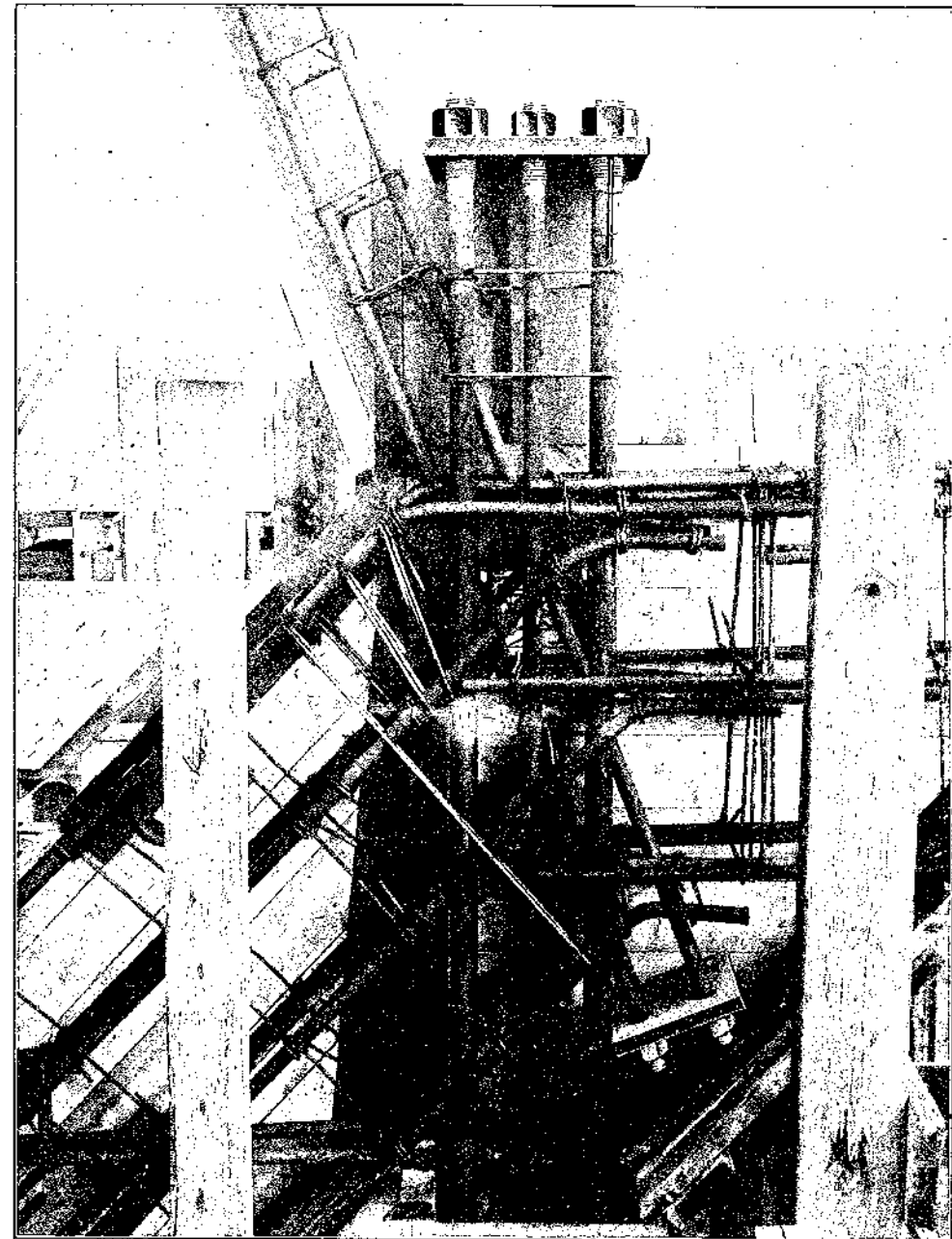


Fig. 45. Øvre Knudepunkt i et Sprengværk i Tagkonstruktionen over Landstingssalen paa Christiansberg.



51. Selv om man ikke bruger Cementmellemlag, men tilstræber en ren metallisk Forbindelse, maa Brugen af **Kontramøtrikker** (Fig. 44) anbefales, da man uden disse vanskeligt kan sikre sig, at alle Møtrikker ligger til, og at Pladen ikke forskyder sig, naar der stampes.

52. Fig. 45 viser Brugen af Ankerplader i et Sprængværks Knudepunkt. Den spinkle skraa Stang skal hindre Sprængværket i at trække sig skævt ved usymmetrisk Belastning; Brugen af Ankerplade her er udelukkende motiveret ved, at Jærnene skulde stikkes ned fra oven og derfor ikke kunde have Kroge. Den svære Hængestang er ført et Stykke op over Sprængværkets Hoved, for at der kunde blive Plads til dens Ankerplade; paa det yderste Jærn til højre vil man kunne se et paabundet Stykke 7<sup>mm</sup> Rj., som tjener til at holde Pladen paa Plads i Mangel af en Kontramøtrik. Jærnføringen i de to trykkede Stænger er ikke ideel, begrundet i, at Jærnene blev leveret for korte, saa de endte lige i Knudepunktet, og ekstra Stødjærn maatte indlægges indenfor.

53. Undertiden kan det være umuligt at skaffe Ankerplader af den fornødne Tykkelse fra Lager, og man kan da erstatte dem med **Profiljærn**.

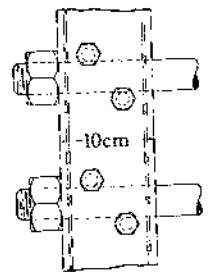


Fig. 46 viser Forankringen af Jærnene (9 Rj. 33<sup>mm</sup>) i Foden af en stor Gitterdrager i *Det nye Theater*. De tre Jærn, der ligger i samme lodrette Plan, er fastboltede mellem to U-Jærn, og tre saadanne Grupper er lagte ved Siden af hinanden; U-Jærnene maa naturligvis staa lodret, saa at Mellemrummene mellem dem kan fyldes. Fig. 47 viser en anden Konstruktion, der blev brugt til de vandrette Trækbaand i Teatrets Buetag; ogsaa her er de store U-Jærn paa Tryksiden stillet lodret, saa at intet hindrer en tæt Støbning, mens de vandrette U-Jærn er lagt om paa Bagsiden, hvor Støbningens Godhed er af underordnet Betydning.

54. Medens man som Regel uden Vanskelighed vil kunne give lodret stillede Ankerplader en for **Støbningen** gunstig Form, er det ikke saa let for de vandrette Pladers Vedkommende. En Plade, der vender Tryksiden nedad, som den øverst paa Fig. 45, gaar det ikke an at indstøbe paa almindelig Maade, thi den vaade Beton vil sætte sig, saa der bliver tomt under Pladen; man maa kun støbe op indtil

2<sup>cm</sup> under den og saa senere stampe jordfugtig Mørtel ind i Mellemrummet; eller ogsaa kan man støbe helt op under den og senere hæve den, lægge Mørtel under den og skrue den tæt til, samtidig med at man lægger Cementgrød under Møtrikkerne. Vender Pladen Tryksiden opad, som naar den ligger i Undersiden af en Bjælke, der bæres af en Hængesøjle, kræver Hensynet til Konstruktionens Styrke ingen særlige Forholdsregler, men det er vanskeligt at faa en tæt Støbning paa Undersiden.

I det hele taget strider disse massive Ankerplader, der gennemskærer Betonen, mod Jærnbetonkonstruktionernes Natur; en Rist af Profiljærn, der ikke helt afbryder Betonen, er principielt at foretrække.

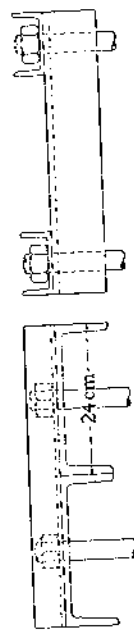


Fig. 47.

#### d. Øjestænger.

55. Naar flere over hinanden liggende Etageadskillelser skal ophænges i Tagværket ved Hjælp af Hængesøjler, er det ofte bekvemt at støde Hængesøjlen Jærn over hver Etageadskillelse. Til slige Stød har jeg hidtil været betænkelig ved alene at bruge de Considereske Kroge, med mindre Jærnene er meget spinkle, og jeg har foretrukket de fra Jærnkonstruktioner kendte Øjestænger (Fig. 48). Boltene fremstilles billigt af komprimeret Akselstaa, der er haardt og ikke behøver at afdrejes. Øjernes Inderflade maa afdrejes paa den Halvdelen, der trykker mod Boltene, og den afdrejede Cylinderflades Akse skal staa nøjagtig vinkelret paa Stangens Akse, saa at hele Fladen kommer i Berøring med Boltene. Det uundgaaelige Slør er paa Fig. 48 ophævet ved at presse Øjerne mod Boltene ved Hjælp af smaa Stykker Rundjærn, der er banket paa Plads. Søjlen Hjørne- og Tværarmring skal dels gøre Søjlen brugelig som trykket Søjle under Bygningens Opførelse, inden den bærende Tagkonstruktion er støbt, dels skal den i al Almindelighed holde sammen paa Betonen og sikre Jærnenes Stilling. Vægten af den paa Billedet synlige Etageadskillelse, og hvad der ligger under denne, føres af de fire Øjestænger direkte op til Ankerpladen i Tagværket (se f. Eks. Fig. 45), mens den Etageadskillelse, der yderligere kommer til, er hæftet paa ved Hjælp af fire nye Jærn, hvis Kroge ses midt i og øverst paa Billedet.

#### 4. Specialjærn.

56. Der eksisterer forskellige Slags patenterede Betonjærn, der ved Udvalsningen forsynes med Fremspring og Fordybninger, der forøger Glidemodstanden, samtidig med at Tværnsitsarealet saavidt muligt holdes konstant. De fremstilles gerne af haardt Staal med højtliggende Flydegrænse. Disse Jærn, af hvilke de vigtigste er vist i Fig. 49—56, kan ikke glide; ved Udtrækningsforsøg springer de udenfor Betonen eller ogsaa sprænger de denne efter Længden i 3 eller flere Stykker. Jo sværere Blokken er, des vanskeligere sprænges den <sup>1)</sup>.

De viste Jærn er omtrent jævnyrdige, bortset fra Bølgejærn og Thacher Jærn, der er daarligere, fordi de har svagt hældende Flader, der lettere sprænger Betonen end Flader, der staa vinkelret paa Trækkets Retning <sup>2)</sup>.

<sup>1)</sup> Man kan ogsaa modarbejde Sprængningen ved at lægge en skruevunden Armering af f. Eks. 5<sup>mm</sup> Rj. omkring Jærnet.

<sup>2)</sup> Samtlige Jærn med Undtagelse af de i Fig. 50 og 54 viste er undersøgte af Bach og Graf (Mitt. ü. Forschungsarbeiten, Heft 72—74).



Fig. 48. Jærnindlæg i en Hængesøjle paa Christiansborg.

De gode Specialjærn er langt bedre egnede til Indstøbning end Rundjærn, da de forbinder sig inderligt med Betonen og fuldstændig følger dennes Formforandringer. Naar Betonen svinder, kan den trække sig løs fra Rundjærnet og revne, mens Specialjærnet forhindrer en saadan Bevægelse. Rundjærnets Fastsiden er for en stor Del betinget af Betonens Klemning; tænker man sig denne ophævet ved en stor Temperaturforandring, eller ved at Betonen gennemtrænges af Vand<sup>1)</sup> eller en anden Vædske, vil Rundjærnet ligge helt løst, ikke Specialjærnet. Ogsaa skiftende Paavirkninger kan tænkes at ophæve Rundjærnenes Adhæsion.

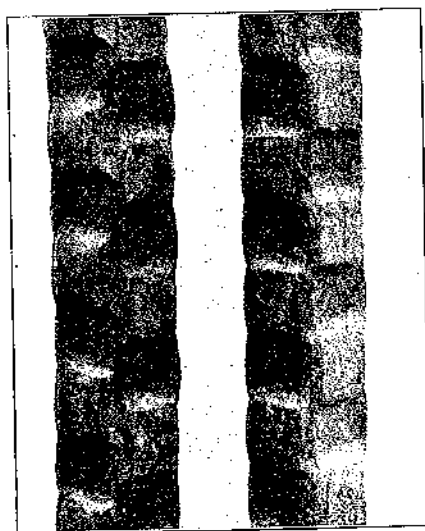
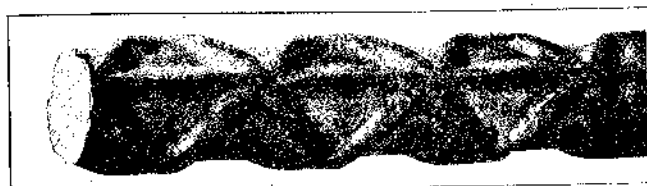
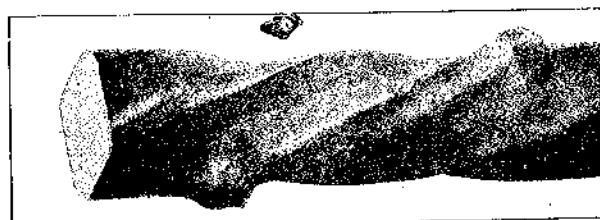
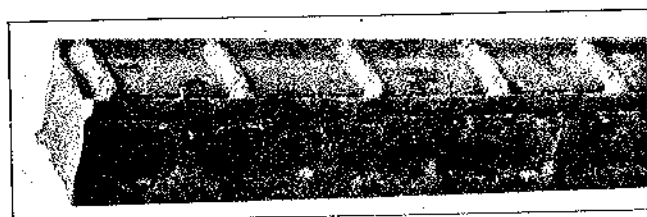
Fig. 49. Johnsons Knudejærn<sup>2)</sup>.Fig. 51. Diamond Jærn<sup>3)</sup>.Fig. 52. Lug Jærn<sup>4)</sup>.

Fig. 50. Johnsons ny Jærn.

Fig. 53. Cup Jærn<sup>5)</sup>.Fig. 54. Ransome Jærn<sup>6)</sup>.Fig. 55. Bølgejærn<sup>7)</sup>.Fig. 56. Thacher Jærn<sup>8)</sup>.

<sup>1)</sup> Ved nogle franske Forsøg fandtes Glidespændingen større i tør end i vaad Beton, men de er ikke blevne bekræftede (se § 28). Ved mine Forsøg (Aug. 1908, S. 131) havde det heller ingen Virkning, at Betonen lagdes i Vand.

<sup>2)</sup> Mitt. ü. Forschungsarbeiten, Heft 72-74.

<sup>3)</sup> H. f. E. I 1912, S. 363.

<sup>4)</sup> H. f. E. I, 1912, S. 384.

57. Johnsons Knudejærn (Fig. 49) er de eneste, der forhandles herhjemme, men de har ogsaa vist sig at høre til de bedste. Det er kvadratiske Jærn, der er forsynede med Fremspring og Fordybninger, enten saaledes som Jærnet tilhøjre, hvis Tværnsnit afvekslende er et staaende og et liggende Rektangel, eller saaledes som Jærnet tilvenstre, hvis Tværnsnit varierer mere jævnt, idet Knuderne overdækker hinanden.

Jeg har foretaget nogle Adhæsionsforsøg med  $\frac{1}{4}$ " Knudejærn og sammenlignet dem med 7 og 8 mm Rundjærn, der henholdsvis har samme Tværnsuitsareal og Overfladeareal som Knudejærnet<sup>1)</sup>. Jærnets Kvalitet fremgaar af følgende Tal:

	FG <sup>1</sup>	S <sup>1</sup>	FG <sup>1</sup> :S <sup>1</sup>	$\delta_{11,3}$
7 mm Rj. . . . .	2820	3998	0,71	24,3
$\frac{1}{4}$ " □ . . . . .	4215	6183	0,69	19,1

Provelegemerne havde den i Fig. 3 viste Form, med et Jærn indstøbt i hver Ende, saaledes at Jærnene mødtes i Midten. De indstøbte Jærnender var 16,5 cm lange. Ved den af andre brugte Forsøgsanordning (Fig. 2) er den Mangel, at paa det Sted, hvor Jærnet træder ud af Betonen, er Jærnet mest strakt, medens Betonen er stærkest sammentrykket. Man maa derfor formode, at Sammenhængel ophæves hurtigere her, end Tilfældet er i Praksis, hvor begge Materialer gerne er strakte samtidig som i Fig. 3. Betoneus Bifh. var 1:2:4, den hærtnede i Luften og var ca. 6 Maanedes gammel ved Prøvningen. Forsøgene gav til Resultat, at Knudejærnene blev trukket over paa det fri Stykke uden at glide, skønt Adhæsionsspændingen i eet Tilfælde var oppe paa 65,2 at. Flydningen kunde nemlig ikke forplante sig ind i Betonen paa Grund af Knuderne; kun lige ved Overfladen havde disse Magt til at afsprænge en lille Betonkegle (Fig. 57), der fulgte med Jærnet under dets Flydning, de følgende Knuder skulde afsprænge en langt større Kegle for at frigøre sig, og det formaadede de ikke. Alle Rundjærnene gled derimod ved Spændinger, der varierede fra 26 til 41 at, og den største Trækspænding var 3360 at, altsaa 19% over Flydegrænsen. Forsøgene viser, at naar Indstøbningens længden er tilstrækkelig stor, kan Knudejærnene belastes indtil Brudgrænsen, Rundjærnene derimod kun til noget over Flydegrænsen.

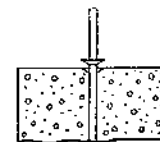


Fig. 57.

Er Indstøbningens længden for kort i Forhold til henholdsvis Flyde- og Brudgrænsen (hvad den ikke bør være i en rationel Konstruktion), bliver Knudejærnenes Overlegenhed endnu større.

Ved Bøjningsforsøg fandt Bach<sup>2)</sup>, at Knudejærnets Glidespænding var ca. 50% større end almindeligt Rundjærns, men derimod kun i ringe Grad større end rustent Rundjærns<sup>3)</sup>. Forholdet mellem Bjælkens Bæreevne og Jærnets Vægt var 72% større ved Knudejærnet end ved det ikke rustne Rundjærn.

## D. Jærnbetonens Forhold i Varme og Ild.

### 1. Varmeledningsevne.

58. Betons Varmeledningsevne vokser med dens Tæthed og Vandindhold, men er dog altid ringe i Forhold til Jærns, og indstøbt Jærn er derfor godt beskyttet mod Temperaturforandringer. I høje Temperaturer vil Cementen udskille Hydratvand, hvilket virker forringende paa Ledsevnen, da meget af Varmen bindes<sup>4)</sup>.

<sup>1)</sup> Ingeniøren 1908, S. 127.

<sup>2)</sup> Mitt. ü. Forschungsarbeiten, Heft 72-74.

<sup>3)</sup> Dette burde dog retfærdigvis sammenlignes med rustent Knudejærn.

<sup>4)</sup> Varmeledningsevnen er eksperimentelt undersøgt af Oberstløjtnant Grnt ved Hjælp af 2 hule Betoncylindre med 34 cm udvendig Diameter og 10 cm Vægtykkelse, Højden var 51 cm, Materialet var Grusbeton, og Blandingsforholdet henholdsvis 1:1 $\frac{1}{2}$ :1 $\frac{1}{2}$  og 1:2:3. Se iøvrigt Den tekniske Forenings Tidsskrift 1903, Side 206. Cylindrens Hulrum blev opvarmet til 1000° ved Hjælp af en elektrisk Strøm, og Væggens Temperatur i 1, 2, 3, 5, 7 og 9 cm Afstand fra Indersiden blev aflæst hver halve Time paa le Chateliers Platin-Rhodium-Pyrometer. I Løbet af 7-8 Timer blev Ligevægtstilstanden naaet, nemlig:

Afstand fra Indersiden:	0	1	2	3	5	7	9 cm
Temperatur:	1004	834	679	600	449	348	264° C.

Tallene er Middelværdier for begge Cylindre. Som man ser, synker Temperaturen hurtigt udefter, og ved en Højs, hvor Betonen kun paavirktes fra een Side, er det kun de yderste ca. 5 cm, der beskadiges. Er det en Etageadskillelse af Jærnbeton, der opvarmes fra neden, vil Jærnet omtrent være under de samme Betingelser som det Pyrometer, der befandt sig 2 cm fra Cylindrens Indervæg. I dette Punkt var Temperaturen som Middelværdi for begge Cylindre efter

	1	2	3	4	5	6	7 Timer
	259	424	537	601	637	659	675° C.

Cylindrene var 3 Maanedes gamle, men den fede blev før Forsøget opvarmet til 1000° ind-

Sammenlignet med Teglsten har Betonen en betydelig Varmeledningsevne, og den egner sig derfor mindre godt til Ydermure om Boliger og Stalde; den bortleder Varmen for hurtigt, og Væggene dugger. Denne Dugdanneelse kan ogsaa finde Sted paa Jærnbetonlofter over Stalde, naar Ydertemperaturen er lav, og der ikke er Hø i Loftrummet. Til Skure og lign., hvis Indertemperatur ingen Rolle spiller, kan man derimod godt bruge Ydervægge af Jærnbeton<sup>1)</sup>.

## 2. Varmeudvidelse.

59. Jærnbeton udvider sig ved Opvarmning ligesom andre Stoffer, men samtidig vil der foregaa en Udtørring, der — omend først i Løbet af nogen Tid — bringer Betonen til at svinde.

Varmeudvidelseskoefficienten er for blødt Staal  $\frac{1}{86000}$ <sup>2)</sup> og for Beton  $\frac{1}{100000}$ <sup>3)</sup>.

Staalet udvider sig altsaa noget mere end Betonen, og har Tendens til at sprænge denne ved en Temperaturstigning. Forskellen i Udvidelse er imidlertid saa ringe, at de almindeligt forekommende Temperaturvariationer ingen Spændinger af Betydning fremkalder.

I Ildbrandstilfælde vil de dog kunne naa en betydelig Værdi, men da Betonen udvider sig mindre end Jærnet, vil den blive strakt og Jærnet trykket, hvorved i det hele og store de fra Belastningen hidrørende Bøjningsspændinger formindskes.

De Spændinger, der opstaar i et Jærnbetonprisme ved Opvarmning, svarer ganske til de Spændinger, Betonens Svind fremkalder. Da Forskellen mellem

vendig og atter afkølet. Derved blev Vandet drevet ud, og denne Cylinder var ved de Temperaturmaalinger, af hvilke de ovenstaaende Middeltal er dannet, stadig omtrent 1 Time forud for den anden, da der ikke brugtes Varme til Vandfordampning.

Lignende Resultater er Prof. Woolson kommen til (H. f. E. 1913, VIII, S. 12).

Om Varmeledningkoefficienter til Brug ved Beregning af Opvarmningsanlæg se Beton u. Eisen 1907, Side 40, 1910, S. 43.

<sup>1)</sup> Om Transformatorhuse se Ingeniøren 1912, S. 322.

<sup>2)</sup> Haardt Staal udvider sig noget mindre, Svejsejærn noget mere (se E. Suenson: Byggematerialer 1911, § 224).

<sup>3)</sup> Denne Værdi fandtes for Grusbeton 1:3 uden Hensyn til om Hærdningen var foregaaet i Luft eller Vand (D. A. f. E. Heft 23, S. 46). For andre Betonsorter er Udvidelsen lige saa stor, f. Eks. fandtes Varmeudvidelsen for 100 m Længde ved 1° Opvarmning at være for:

Beton af	1 C : 2 S : 4 Si:	0,972 mm
» »	1 C : 2 S : 4 Sk:	0,990 »
Skærvematerialet i denne Beton		0,972 »

Ved Forsøg i Berlin med 3 Betonsorter (Pimpstensbeton) fandtes:

Beton A:	0,94 mm;	armeret med $2\frac{1}{4}$ % Jærn:	1,01 mm
» B:	1,09 »;	» » » » »	1,15 »
» C:	1,11 »;	» » » » »	1,17 »

Den armerede Beton ses at have forlængt sig  $\frac{0,07 + 0,06 + 0,06}{3} = 0,0634$  mm mere end den uarmerede. Jærnet har altsaa paatvunget Betonen en Forlængelse pr. Længdeenhed af  $\frac{0,0634}{100000}$

svarende til en Trækspænding  $\sigma_b^t = \frac{0,0634}{100000} \cdot 140000 = 0,089$  at, naar Betonens Trækelasticitetskoefficient er 140000 at. Til Gengæld har Jærnet faaet en Trykspænding  $\sigma_j^c = 0,089 \cdot \frac{97^2}{21^2} = 3,86$  at.

Udvidelseskoefficienterne er  $\frac{1}{615000}$ , vil 1° Temperaturstigning have samme Virkning, som naar Betonen svinder  $\frac{1}{615}$  mm pr. m<sup>3</sup>).

60. Skorstene og Røgkanaler vil, naar de efter at være hærdnede udsættes for den høje Temperatur, udvide og forlænge sig, hvorfor man ikke maa sammenstøbe dem med kolde Dele<sup>2)</sup>.

Til Kedelindmuring har Jærnbeton vist sig at være særlig godt egnet, da den ikke revner saa stærkt som almindeligt Murværk, hvilket navnlig er en Fordel, hvor der bruges kunstig Træk<sup>3)</sup>.

## 3. Varmes Indflydelse paa Trykstyrken.

61. Betons Trykstyrke paavirkes kun i ringe Grad af en Opvarmning, naar denne ikke overstiger ca. 300°, og for saavidt kan man rolig bruge Beton til Varmtvandsbeholdere, Skorstene, Røgkanaler og lign., men slige Konstruktioner er stærkt udsatte for Revner fra Temperaturspændinger, naar Temperaturen varierer<sup>4)</sup>.

Oberstløjtnant Grut har opvarmet Mørteltærninger 1:3 til forskellige Temperaturer og senere knust dem, hvorved han fandt de nedenfor angivne Styrketal<sup>5)</sup>. Tærningernes Kantlængde var 5,2 cm, Alderen  $2\frac{1}{2}$ —3 Maaneder (8 Dage i Vand, ellers i Luft).

Forsøgenes Antal . . . . .	5	5	5	5	2	2	2	3
Opvarmet til . . . . .	20°	100°	150°	200°	300°	500°	700°	1000°
S° i at . . . . .	373,9	370,1	425,3	424,2	379,2	304,6	171,3	47,1

Styrken stiger altsaa i Begyndelsen og synker derpaa, men en Opvarmning til 300° vil endnu forøge Styrken.

Lignende Forsøg har Professor Woolson udført<sup>6)</sup>:

<sup>1)</sup> Vi kan folgelig bruge Formlerne (73) og (74) i § 185, og sættes f. Eks.  $\varphi = 1\%$  giver de:

$$\sigma_j^c = \frac{1}{140000} \cdot \frac{2100000}{1} = 4,57 \text{ at} \quad \text{og} \quad \sigma_b^t = \frac{4,57}{100} \text{ at}$$

Disse Spændinger skulde altsaa fremkomme ved 1° Opvarmning af et Jærnbetonprisme med 1% Jærn.

<sup>2)</sup> Ved Opførelsen af Gymnastikbygningen i Fælledparken i København blev Skorstenen paa Trods af denne Regel støbt sammen med Etageadskillelserne, da de derved opnaede Fordele ansaaes for saa store, at man vilde løbe Risikoen. Nogle (meget overfladiske) fagtagelser af denne Skorstens videre Forhold skal derfor meddeles; den var indvendig udført med ildfaste Sten indtil 10 m over Kældergulvet, og Foret, der var  $\frac{1}{2}$  Sten tykt, stod ca.  $2\frac{1}{2}$  cm fra Betonen. Efter at den havde været nogen Tid i Brug, maalttes Temperaturen paa dens Overflade ved at trykke et Termometer mod den og omgive det med blødt Papir og Aviser og aflæse efter ca. 5 Minutters Forløb. Der, hvor Kærnen hørte op, fandtes 39,5° C og oppe paa 4. Sal, hvor Væggen var tyndere, fandtes 42,5°. Konduktøren skønnede, at der heroppe (ca. 23 m over Kældergulvet) var sket en Hævning paa ca. 3 mm.

<sup>3)</sup> Der bruges en hul Mur dannet af to Vægge med 10 cm Luftmelletrum; Væggene gores 13—20 cm tykke hver, og krydsarmeres med f. Eks. 8 Rj. 10 mm pr. m i begge Retninger; Indersiden maa fores med ildfaste Sten. Se iøvrigt Teknisk Forenings Tidsskrift, Afdeling for Jærnbeton 1913, S. 16; B. u. E. 1914, S. 207; Ingeniøren 1915, S. 397.

<sup>4)</sup> Paa Grund af Svovlsyren maa Jærnet i Skorsten gemmes dybt i Betonen, og dennes Overflade eventuelt beskyttes med særlige Midler. Man har i et vist Tilfælde indhøstet meget daarligere Erfaringer med en Røgkanal af Jærnbeton (B. u. E. 1914, S. 265), men denne Kanal har formentlig været fremstillet analogt med Rørbetong, thi Væggene var kun 4 cm tykke.

<sup>5)</sup> Teknisk Forenings Tidsskrift, 27. Aarg., Side 206.

<sup>6)</sup> H. f. E. 1913, VIII, S. 11.



t° C. . . . .	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Basaltbeton:													
S <sup>c</sup> i { at. . . . .	136	136	136	134	128	120	113	103	92	82	71	57	39
% . . . . .	100	100	100	99	94	88	83	76	68	60	52	42	29
Kalkstensbeton:													
S <sup>c</sup> i { at. . . . .	128	110	99	90	81	75	68	63	56	52			
% . . . . .	100	86	77	70	63	59	53	49	44	41			

Naar Trykstyrken forringes efter en meget stærk Opvarmning, er det dels paa Grund af kemiske Forandringer (Cementens Hydratvand uddrives) dels paa Grund af Sprængninger fra uensartet Varmeudvidelse. En passende Grad af Porøsitet er gavnlig, da de enkelte Bestanddele da har Plads til at udvide sig; meget fed og meget mager Beton staar sig daarligere end Mellemkvaliteter. Ogsaa Tilslagsstoffernes Karakter spiller en Rolle; bedst er Slagger, Pimpsten og Murstensskærver, daarligst Kalksten.

#### 4. Brandsikkerhed.

62. Ved en Konstruktions Brandsikkerhed forstaar man dens Evne til at udholde en Ildbrand. F. Eks. skelner *British Fire Prevention Committee* mellem midlertidig, delvis og fuldkommen Brandsikkerhed, eftersom Konstruktionen kan modstaa en stærk Ildpaavirkning i henholdsvis mindst  $\frac{3}{4}$ ,  $1\frac{1}{2}$  og  $2\frac{1}{2}$  Time<sup>1)</sup>.

De ovenfor omtalte Laborieforsøg viser, at Cementmørtel ikke er en ildfast Mørtel, men om dens Modstandsevne ved Ildsvaader giver de kun et daarligt Begreb.

En fuldstændig Gennemglødning i timevis, som Laboratorierne anvender, vil der sjældent være Tale om ved en almindelig Ildbrand, hvor Betonen er til Stede i store Dimensioner og kun paavirkes fra een Side; Overfladen kan blive beskadiget, men til det Indre naar Ilden ikke paa Grund af Mørtelens forholdsvis ringe Varmeledningsevne. Det er en Kendsgerning, bekræftet ved talrige Brandprøver og virkelige Ildbrande, at Betonens Brandsikkerhed langt overgaar Jærns, Stens og Træs. Man bruger endog Jærnbeton til brandsikre Døre<sup>2)</sup>.

Trapper af Granit og Kalksten styrter sammen efter en kortvarig Ildpaavirkning, medens Betontrapper staar sig langt bedre. Specielt frembyder Jærnbetonkonstruktioner baade som Trapper og Etageadskillelser en Sikkerhed ved Ildsvaader, der ikke overgaas af nogen anden Konstruktion<sup>3)</sup>.

Brandforsøg af Professor *Gary* i et dertil støbt Forsøgshus har vist, at selv ved en Temperatur af 1100° vil en Jærnbetonkonstruktion kunne bære sin Nyttelast og mer uden at styrte sammen<sup>4)</sup>.

En kun 8<sup>cm</sup> tyk Væg eller Loftsplade vil som Regel være tilstrækkelig til at forhindre Ildens Udbredelse fra et Rum til et andet, man vil under Branden kunne færdes i Naborummene, og brændbare Stoffer der antændes ikke.

63. En omhyggelig **Armering** er af stor Betydning for Brandsikkerheden. Skal denne være saa stor som mulig, bør alle Jærnene kroges i Enden og

<sup>1)</sup> Se desangaaende f. Eks. *H. f. E.* 1913, VIII, S. 7.

<sup>2)</sup> Slige Døre er dog lovlig tunge og ikke altid modstandsdygtige overfor de mekaniske Paavirkninger fra voldsom Lukning.

<sup>3)</sup> Bedre end Granit- og Marmortrapper og ubeskyttede Jærntrapper er Trætrapper med vel-pudsede Undersider.

<sup>4)</sup> En stærk Beton viste sig bedre end en svag (*D. A. f. E.* Heft 11, S. 30). Beton af Kalkstensskærver viste sig bedre end Grusbeton: den ledte Varmen daarligere, og det Jærnet dækkende Betonlag sprang mindre let af.

ved Stødene overdække hinanden paa en Længde lig Forankringslængden (§ 42) ogsaa f. Eks. i Hjørnet mellem to Vægge. Armeringen af et saadant Hjørne bør udføres som Fig. 58 viser; mindre fuldkommen er Armeringen i Fig. 59.

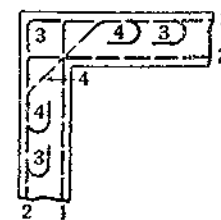


Fig. 58.

Angaaende **Brandmure** af Jærnbeton henvises til nedenstaaende Note<sup>1)</sup>.

64. Bygværkets Tilstand efter en Ildsvaade afhænger naturligvis af Temperaturen Højde og af Konstruktionens Karakter; i nogle Tilfælde har en fuldstændig Nybygning været nødvendig, i andre har man kun behøvet at forny Pudsen. Søjle- og Bjælkehjørner er meget tilbøjelige til at springe af, og undertiden følger hele

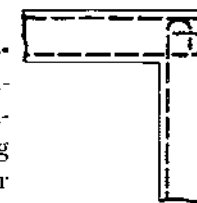


Fig. 59.

det dækkende Betonlag udenfor Jærnet efter, hvilket ogsaa gælder for Plader<sup>2)</sup>.

Af Betydning for Brandsikkerheden er Betonens **Alder**, idet ung Beton, der endnu indeholder meget ubundet Vand let kan revne og skalle som Følge af den stærke Dampdannelse. Brand under en Konstruktion, der endnu staar i Forskallingen, kan saaledes virke stærkt ødelæggende.

65. For at en Jærnbetonkonstruktion skal være brandsikker, maa der være mindst 1<sup>cm</sup> **Beton udenfor Jærnet**; dertil kommer saa ofte et Pudslag. Fra visse Sider<sup>3)</sup> kræves en samlet Tykkelse af 2,5<sup>cm</sup> for Plader og 5<sup>cm</sup> for Bjælker og Søjler, paa hvilke Ilden jo virker fra henholdsvis 3 og 4 Sider, men hvor Brandfaren ikke er meget stor, er der næppe Grund til at gaa saa vidt. Ved *Gary's* ovenfor nævnte Forsøg viste det sig uden Betydning, om Dæklaget var  $\frac{1}{2}$  eller 2<sup>cm</sup> tykt.

66. Konstruktionens **ydre Form** er ikke uden Indflydelse paa Brandsikkerheden; et plant Loft er at foretrække for et Bjælkeloft, en massiv Konstruktion for en spinkel.

Naar en Bygning er inddelt i mindre Rum, er det langt lettere at lokalisere Ilden, end naar alle Skillevægge mangler. En delvis Erstatning for Væggene kan faas ved Anbringelse af Jærnbetongardiner, lodrette Plader, der støbes sammen med Loftet og hænger 1 m ned under dette. Da det navnlig er oppe under Loftet, at Heden forplanter sig, vil slige Gardiner, anbragt i passende Afstande, hæmme Ildens Udbredelse.

I Bygninger, der skal være særlig brandsikre, bør man ikke have **Slidlag** af Træ paa Gulvene, navnlig er et Bræddegulv paa Strøer uheldigt, da der her er Luft under Brædderne; et Stavgulv lagt i Asfalt er bedre. I Rum, hvor der spildes brandfarlige Vædske, er porøse Slidlag uheldige, da de opsuger Vædsken og afgiver brændbare Damp under en Brand. Et fortræffeligt Belægningsmateriale er Linoleum, ogsaa fordi det er vandtæt og saaledes forhindrer Slukningsvand i at beskadige det underliggende Loft.

67. Hvad **Brandforsikrings**selskabernes Stilling til Jærnbetonen angaar skal eksempelvis nævnes, at *Dugmarletret* i aarlig Forsikringspræmie betaler 11‰ for Bygningen og 18‰ for

<sup>1)</sup> I Dansk Ingeniørforenings Husbygningsnormers Tillæg 1916, Stykke 3 foreskrives: Brandmure af Jærnbeton maa ikke være tyndere end 15 cm (foruden de mulige Pudslag) og skal krydsarmeres i begge Sider med mindst 7 Stk. 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 Enden og skal sammenbindes i alle Krydsningspunkter med Jærntraad.

<sup>2)</sup> Indlæggelse af et Traadvæv (Hønsenæt) saa nær Overfladen som muligt vilde sandsynligvis have en gavnlig Virkning (§ 71).

<sup>3)</sup> Se *H. f. E.* 1913, VIII, S. 15 og 21.

Inventaret, mens *Det nye Teater*, der er bygget af Jærnbeton, betaler 7% for Bygningen og 11% for Inventaret. Bægge Teatre er forsikrede i *Landbygningernes Brandforsikring*.

For almindelige Beboelsesbygninger af Murværk med haardt Tag er Forsikringspræmien ca. 0,3% af Forsikringssummen uden Hensyn til om Etageadskillelser og Tagkonstruktion er af Træ eller Jærnbeton<sup>1)</sup>. Den eneste Motivering. Forsikringselskaberne giver af dette Forhold, er, at Præmien i Forvejen er saa lav, at den ikke kan nedsettes yderligere. For Fabriks-, Landbrugsbygninger m. m. eksisterer der ingen faste Regler, og man maa derfor forhandle sig til en rimelig Nedsættelse i hvert enkelt Tilfælde.

68. Til Opnaelse af en billig Forsikringspræmie er det ikke tilstrækkelig at bruge brandsikre Byggematerialer, man maa ogsaa sørge for en brandfri Adskillelse mellem stærkt og lidet brandfarlige Varer. En Fabriks Kraftanlæg regnes ikke for særlig brandfarligt, og Præmien er derfor kun ca. 2%<sup>2)</sup>, naar det ligger i egen Bygning eller brandsikkert adskilt fra Fabriken, mens den kan stige til over 1%<sup>3)</sup>, hvis Kraftanlægget anbringes i en Bygning, hvor der arbejdes med brandfarlige Varer. Paa lignende Maade kan Afstanden mellem to Bygninger faa stor Indflydelse paa Præmiens Størrelse. Ved Planlæggelse af Fabriksanlægget er det derfor klogt at tage Assurandørerne med paa Raad.

69. Assurancepræmien nedsættes, naar der indlægges Brandalarmeringsapparater. Saa-danne anbringes under Lofferne, og naar Temperaturen der stiger 30° over den normale, bringer de en elektrisk Klokke til at lyde<sup>4)</sup>.

En overordentlig stor Præmieforringelse opnaas ved Indbygning af de amerikanske Sprinklers, tynde Vandrør, der lægges under Loftet med ca. 2" Afstand og for hver ca. 2 1/2 m bærer opadvendende Sprøjtere (*Sprinklers head*), der aabner sig, naar Temperaturen er blevet for høj, idet en Legering, der er brugt til Sammenlodning af en spændt Fjers Ender, da smelter<sup>5)</sup>.

### 5. Isolering af Jærnkonstruktioner.

70. Cementmortelens relative Hdfasthed og ringe Varmeledningsevne har gjort den til et almindeligt anvendt Isoleringsmateriale for Dragere og Søjler af Jærn. Genstanden omgives med et tyndt Jærn-Traadsvæv, paa hvilket Mortelen udkastes i et tyndere eller tykkere Lag.

Udsat for Ild kan Mortelen blive mør og revne, men den vedbliver at isolere, fordi det sammenhængende Traadsvæv hindrer den i at falde af, og de senere Aars Erfaringer gaar netop ud paa, at den Beskyttelse, en Isoleringsskappe yder under en Ildtøs, i mindre Grad er betinget af dens fuldkomne Hdfasthed end af dens fuldkomne Sammenhæng.

Den saakaldte *Asbestcement*, ren Cement blandet med Asbestfnug, synes særlig egnet til at modstaa Ild, formentlig fordi de sprængende Sandskorn er erstattede af den sammentrykkelige Asbest. Et Pudslag af dette Materiale kan vel faa Revner i en stærk Ildbrand, men det skønnes ikke som almindelig Cementmortel. Efter Branden er det at skære i som blød Kalksten eller haard Kit.

71. Paa Foranledning af Københavns Bygningskommission har Statsprøveanstalten gjort *Brandforsøg* med Stalsøjler, isolerede paa følgende Maade (Fig. 60)<sup>1)</sup>:

Rummet mellem Flangerne udfyldtes med Murværk i Blandingsmortel; derpaa omvikledes Søjlen med 5 mm Rj. i en Skruelinie med 20 cm Stigning, og udenpaa Vindingerne anbragtes lodrette 7 mm Rj. med en indbyrdes Afstand af højst 6 cm, hvorefter det hele omgaves med et Hønsenæt og udkastedes med Mortel af 1 Maal Cement til 3 Maal skarpt Grus i et 3 eller 4 cm tykt Lag; efter Anbringelsen af et nyt Hønsenæt paafortes et 1 cm tykt Pudslag af samme Mortel, saa at Mortellagets totale Tykkelse blev 4 eller 5 cm. Resultatet var meget tilfredsstillende, forsaavidt som Temperaturstigningen foregik langsomt; efter 2 Timers Opvarmning fandtes:

Isoleringsmaade . . . . .	4 cm Mortel	5 cm Mortel	4 cm Luft + 4 cm Mortel
Lufttemperaturen udenfor Søjlen . . . . .	370	960	1010 C°
Jærnsøjlets Temperatur <sup>2)</sup> . . . . .	370	340	560 C°

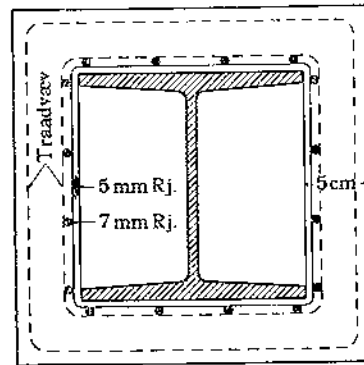


Fig. 60.

<sup>1)</sup> I København og paa Frederiksberg udgør Brandpræmien gerne ca. 3/4%<sup>3)</sup>, idet Bygnings-Brandforsikringselskaberne skal afgive 1/12%<sup>4)</sup> af Forsikringssummen som Bidrag til Brandvæsnets Udgifter.

<sup>2)</sup> Afstanden mellem dem maa sædvanligvis ikke overstige 8 m, og hvis Loftsbjælkerne rager over 20 cm ned under Pladen, forlanger Assurandørerne gerne et Apparat i hvert andet eller tredje Loftsfelt.

<sup>3)</sup> Dette System har i U. S. A. vist sig overordentlig virksomt; i Følge en Statistik, der omfatter 12180 Brande i Bygninger med Sprøjteanlæg, virkede dette kun utilfredsstillende i 609 Tilfælde = 5%<sup>5)</sup>. Paa Grund af Frostfare maa der mange Steder anvendes «det tørre System», hvor Rørene er fyldt med Luft, der først maa undvige, inden Vandet kan komme til, hvilket tager ca. 1/2 Minut. Dette System er mindre paalideligt end det vaade. Se T. F. T. (*Af. f. J.*) 1913, S. 9 og H. f. E. 1913, VIII, S. 41.

<sup>4)</sup> Se Ing. 1915, S. 571.

<sup>5)</sup> Maalt i det yderste Punkt af en Flange.

Naar Søjlen ikke udmuredes, og Isoleringsskappen rykkedes 4 cm ud, blev Resultatet daarligere, saaledes som det sidste Tal viser<sup>1)</sup>. Udcladelsen af det ydre Hønsenæt viste sig uheldig, da Mortelen i Beklædnings Hjørner da odelagdes fuldstændig, saa Jærnsøjlen blottedes her. Naar det Mortelen udenfor, der smuldrede.

72. Samtidig undersøgtes Virkningen af en Beklædning med Molersten, og den var langt større. Hvert andet Skifte saa ud som Fig. 61, hvert andet som Fig. 62; de formuredes i Molerstmørtel. Rummet mellem Søjle og Beklædning fyldtes med Molerchamotte. Efter 2 Timers Opvarmning var Lufttemperaturen udenfor Søjlen 1000° og Jærnsøjlets Temperatur kun 90°. Tilsvarende fortræffelige Resultater fandtes for beklædte Jærnbjælkelag og Dragere, og en paafølgende Besprøjtning af de glødende Sten gjorde ingen Skade.

At Molerstenene ikke falder ned, selv om de besprøjtes, er en meget værdifuld Egenkab, som lignende Fabrikater ikke altid er i Besiddelse af. De i Amerika brugte hule Teglsten er f. Eks. ikke til at stole paa. Solidt befæstede er de udmærkede, men det hænder ofte, at de løsner sig, enten paa Grund af Udførelsesfejl eller fordi de springer, naar der sprøjtes, og falder blot en enkelt Sten ned, bliver Jærnet glødende paa det blottede Sted, og saa nytter det ikke, at Resten er godt beskyttet.

73. Paa Grundlag af disse Forsøg har Københavns Bygningskommission under 12/6 1914 fastsat følgende for Isolation af bærende Jærnkonstruktioner:

Bærende Jærndeale skal forsynes med en mindst 5 cm tyk Beklædning enten af Monier udført som vist paa hosstaaende Tegning<sup>2)</sup> eller af Formsten af brændt Moler eller A S Frederiksholms Tegl- og Kalkværkers Modeller formuret i Molerstmørtel, i bægge Tilfælde anbragt direkte paa Jærnet; eventuelle Hulrum mellem Beklædning og Jærn skal enten udmures, udstøbes med Beton eller — hvor Beklædning med Molersten anvendes — udfyldes med Molerchamotte. Beklædningen skal til enhver Tid fuldtud vedligeholdes.

Anden forsvarlig Indmuring eller Indstøbning af bærende Jærndeale kan anvendes enten alene eller i Forbindelse med en Beklædning som foranført under Forudsætning af, at Jærnet paa ethvert Punkt bliver forsvarligt beskyttet.

<sup>1)</sup> Ved Forsøg i Hamburg med Jærnsøjler, der var beskyttede med et 4 cm tykt Mortellag, som dels laa tæt paa Søjlen, dels med et meget lille Mellemrum og dels i 2-3 cm Afstand, viste det sig, at ved en Temperatur af 1300-1350° bevarede Søjlerne deres Bæreevne i henholdsvis 4, 4 1/4 og 5 1/4 Time.

<sup>2)</sup> Clichéerne er velvilligt udlånt af Statsprøveanstalten.

<sup>3)</sup> Denne Tegning svarer ganske til Fig. 60, kun er Traadsvævet angivet at skulle være et 6 kantet Næt med 2,5 cm Masker.

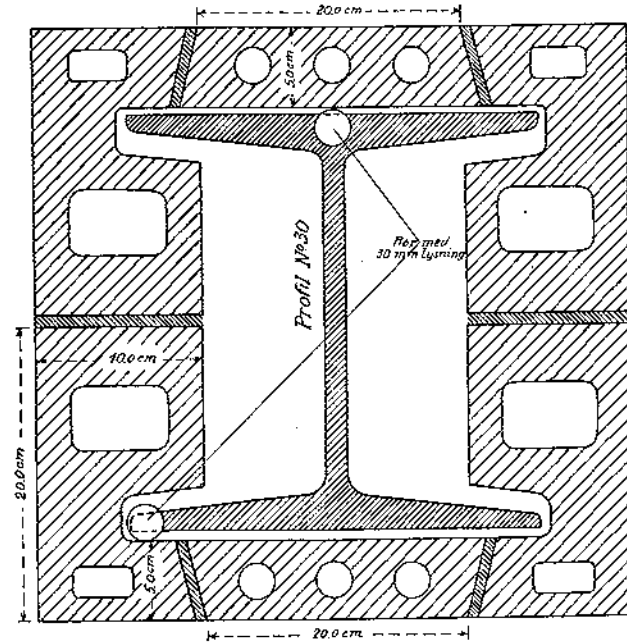


Fig. 61<sup>2)</sup>.

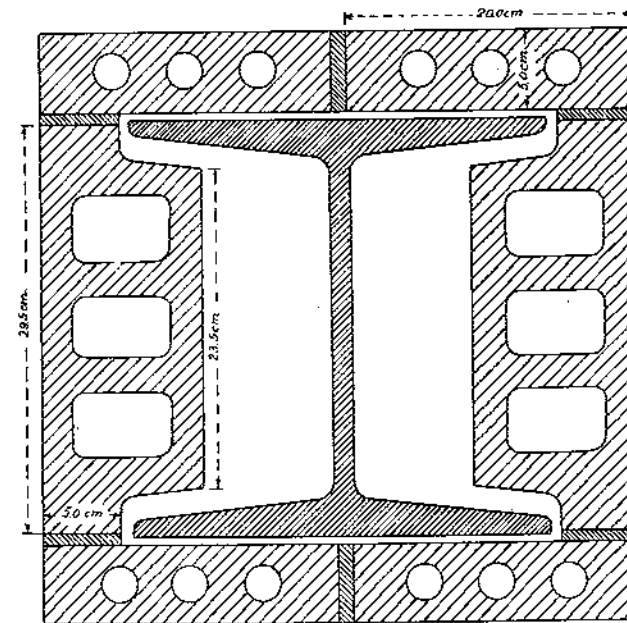


Fig. 62<sup>2)</sup>.

Bygningskommissionen bestemmer i hvert enkelt Tilfælde, hvilke bærende Jærndele der skal henføres under foranførte Bestemmelser; ganske i Almindelighed gælder disse dog for alle Dragere og Søjler.

## VI. JÆRNET OG DETS EGENSKABER.

### A. Blødt Staal.

74. Af de Jærnsorter, der kan være Tale om at anvende, nemlig Svejseljærn, blødt Staal og haardt Staal, foretrækkes Reglen det bløde Staal. Det er nemlig stærkere end Svejseljærnet, og godt Staal er billigere end godt Svejseljærn.

Man bør derfor udtrykkelig forlange blødt Staal; bestiller man »Monierjærn«, risikerer man, at de smaa Dimensioner (5—9<sup>mm</sup>) leveres i belgisk Svejseljærn Nr. 2, der til Tider er billigere end det tyske, bløde Staal, men ogsaa langt daarligere. Tysk Svejseljærn er dyrere end tysk blødt Staal.

Det bløde Staals Elasticitetskoefficient er ca. 2 100 000<sup>at</sup>, Proportionalitetsgrænsen ligger ved ca. 2200, Flydegrænsen ved ca. 2800 og Brudgrænsen ved ca. 4000<sup>at</sup>). Forholdet mellem Flyde- og Brudgrænse er altsaa ca. 0,7<sup>2)</sup>.

75. Blødt Staal kan købes efter de **Leveringsbetingelser**, som findes i *Byggematerialer* 1911, § 275—277, idet man dog i Henhold til efterfølgende § 77 ikke bør foreskrive en øvre Brudgrænse<sup>3)</sup>. De vigtigste Fordringer er følgende:

Jærnet skal være fejlfrit Staal med en Trækstyrke af mindst 3700<sup>kg/cm<sup>2</sup></sup> og en Brudforlængelse af mindst 20 pCt. (paa Maalelængden  $11,3 \sqrt{F}$ , hvor  $F$  betyder Tværnsnitsarealet); af Jærn tyndere end 7<sup>mm</sup> kræves dog kun en Brudforlængelse af 18 pCt. Det skal efter en Udglødning med paafølgende Neddypning i Vand af 28° C. kunne bøjes 180° om en Dorn, hvis Diameter er lig Prøvestykkets Tykkelse, uden derved at faa Revner paa den strakte Side.

Det vilde være ønskeligt at faa garanteret en Minimumsværdi for Flydegrænsen, men Værkerne indlader sig ikke paa det<sup>4)</sup>.

Ved Jærnets Modtagelse bør i alt Fald Trækstyrken undersøges<sup>5)</sup>.

<sup>1)</sup> Dette er dog kun Gennemsnitstal, i Virkeligheden varierer disse Grænser med Jærnets Bearbejdelse  $\sigma$ : med Stangens Diameter. Ved nogle Forsøg af *Oswald Meyer (Baumaterialenkunde 1905, Side 358)* med Rundjærn af een og samme Charge Thomasstaal fandtes følgende Middelværdier:

Diam.	$FG^t$	$S^t$	$FG^t/S^t$	$\delta$
5 mm	3120	4270	0,73	31,9 %
10 -	2750	4120	0,67	31,9 -
15 -	2990	4150	0,72	33,0 -
20 -	2830	4030	0,70	34,2 -
25 -	2670	3930	0,68	34,1 -

For samme Staalstang kan Flydegrænsen godt afvige indtil 20 % af Middelværdien og for flere Stænger af samme Charge indtil 25 %. Brudgrænsen varierer mindre, nemlig henholdsvis 14 og 17 %.

<sup>2)</sup> For 5 mm Rj. kan Forholdet stige til 0,85. Disse Tal gælder for Leveringstilstanden; for tysk, blødt Staal i udglødet Tilstand findes gerne 0,65.

<sup>3)</sup> I Tyskland bruges nu de Leveringsbetingelser, som Foreningen af tyske Jærnverksfolk i 1911 har opstillet for Jærn til Byggebrug, men de afviger ikke væsentlig fra de nævnte. For Rundjærnets Tværmaal tillader de følgende Afvigelser:

+ 0,5 mm for $d = 5$ til $d = 25$ mm,
+ 0,75 - - $d > 25$ - $d = 50$ -
+ 1,0 - - $d > 50$ - $d = 100$ -

<sup>4)</sup> I Hamburg forlanges  $S^t > 3800$  og  $FG^t = 2600$  à 3000<sup>at</sup>.

<sup>5)</sup> Naar Rundjærnets Diameter er  $d$  cm, skal Provostængernes Længde være  $12d + 23$  cm.

76. Jærnet bruges overvejende i Form af **Rundjærn**, der kan faas i Længder indtil 18<sup>m</sup> eller mer<sup>1)</sup> og i Tykkelser paa et hvilket som helst Antal hele Millimeter. Som Regel bruges Tykkelser mellem 5 og 40<sup>mm</sup>.

10 mm Rj. og mindre Dimensioner købes gerne bundtet. Længden er da 10 m eller et mindre Antal hele Meter. De enkelte Jærn i Bundtet er dog af noget forskellig Længde; Tolerancen er  $\pm 25$  cm, men som Regel er Variationen kun  $\pm 10$  cm.

Det sværere Jærn leveres i løse Stykker.

Paa københavnske Lagere findes Jærnet i Længder paa 5, 6, 7, 8 og 10 m (undtagelsesvis 12 og 14 m) og i Tykkelserne 5<sup>2)</sup>, 6<sup>2)</sup>, 7, 8, 9, 10, 11<sup>3)</sup>, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 27, 30 og 32 mm.

Lagerjærn er imidlertid 3—4<sup>1/2</sup> Øre dyrere pr. kg end det Jærn, der bestilles direkte paa Værket, og denne Fremgangsmaade bruges derfor saavidt muligt; man kan da faa det sværere Rj. (14 mm og derover) leveret i et hvilket som helst Antal hele Centimeter ( $\pm 5$  cm) uden Overpris, medens der paa slige fikse Længder tagne fra Lager er en Overpris af 1 à 1<sup>1/2</sup> Øre pr. kg.

For tysk Jærn taget fra Værk med 6 Ugers Leveringstid var Prisen for Krigen 10—15 Øre pr. kg med en Overpris af 2<sup>1/2</sup> Øre for 11 mm og spinklere Dimensioner. Med 3 Ugers Leveringstid forøgedes Priserne med 1<sup>1/2</sup> Øre pr. kg.

Vægtsedlerne paa det leverede Jærn viser ofte en Overvægt af indtil ca. 5 %, udover den teoretiske Vægt<sup>4)</sup>; dette skyldes hovedsagelig, at Jærnet leveres sværere end forlangt paa Grund af Valsernes Slid.

**Baandjærn** bruges mest i Dimensionerne 20·1<sup>1/2</sup>, 30·2 og 40·3<sup>mm</sup>. Det leveres i Bundter paa ca. 50<sup>kg</sup> og er af samme Materiale som Rundjærnet.

Til Sammenbinding af Jærnene under Montering bruges **Bindetraad** d. v. s. udglødet Jærntraad, hvis Ender sammensnoes med en Tang. Tykkelsen er 1, 2 eller 3<sup>mm</sup>.

### B. Haardt Staal.

77. Brugen af haardt Staal er ikke almindelig<sup>5)</sup>, men fordelagtig paa Grund af dets højere Flydegrænse. Dennes Indflydelse paa Glidespændingen er allerede nævnt i § 23, og i al Almindelighed kan det siges, at Jærnets Virkning i en Konstruktion er proportional med dets Flydegrænse. 45<sup>cm<sup>2</sup></sup> Jærn med Flydegrænse 3000 kan erstattes af 30<sup>cm<sup>2</sup></sup> Jærn med Flydegrænse 4500. Det haarde Staals ringere Sejghed behøver man ikke at være saa bange for, som naar det skal bruges i rene Jærnkonstruktioner, thi de Stød og Rystelser, en Jærnbetonkonstruktion faar, vil naa Jærnet i en meget afdæmpet Form paa Grund af Konstruktionens store Masse. Men ved Bøjning — hvad enten denne sker koldt eller varmt — maa det haarde Staal behandles med Varsomhed. Dets Pris er kun faa Øre over det blødes, men det er ikke gængs Handelsvare og maa bestilles særligt.

Haardheden maa i intet Tilfælde overdrives baade af Hensyn til Bearbejdelsen og af Hensyn til, at en Overbelastning ikke maa medføre et pludseligt Brud. Inden Bruddet bør der ske en tydelig Flydning, saa at Betonen faar Revner, der varskoer om Faren. Jærnets Brudforlængelse bør derfor mindst være 10 %.

78. Haardt Staal er som nævnt ikke gængs Handelsvare, og faste **Styrketal** kan derfor ikke opgives. Som Vejledning ved Fastsættelse af saadanne kan man gaa ud fra, at Trækstyrken bør stige med omtrent 200<sup>at</sup>, for hver 1 % Brudforlængelsen bliver mindre end 20 %; denne bør dog aldrig være mindre end 10 % og heller ikke mindre end, hvad der svarer til Normerne i det Land, hvor Jærnet er fremstillet. Provostængerne maa ikke være afdrejede, men skal have deres naturlige Overflade.

Flydegrænsen vil som Regel ligge ved 0,68 Gange Trækstyrken<sup>6)</sup>.

<sup>1)</sup> TH *Det ny Teater* blev der leveret Jærn, der var 18,5 m langt.

<sup>2)</sup> 5 og 6 mm Rj. fores som Regel kun i 5, 6, 7 og 8 m Længde.

<sup>3)</sup> For 11 mm Rj. og derunder er der undertiden Overpris.

<sup>4)</sup> Paa det svære Jærn (14—40 mm) til Etageadskillelser over 2. Sal paa Christiansborg var Overvægten ca. 3 %.

<sup>5)</sup> eller var det i alt Fald ikke inden Krigen, hvis Forbrug af blødt Staal imidlertid har ændret Forholdene nogle Steder, saaledes at der f. Eks. i Canada kun er haardt Staal tilovers til det civile Byggeri.

<sup>6)</sup> For 13 mm Rj. med  $S^t = 5130$ ,  $\delta_{0,04} = 28$  %,  $\varphi = 56$  % fandt *Saliger*  $FG^t = 3480 = 0,68 S^t$  (*Neue Versuche über den Schubwiderstand*). Se ogsaa § 57.

## C. Specialjærn.

79. Af de i § 56 omtalte Specialjærn forhandles kun **Knudejærnene** i Danmark. De fremstilles af haardt Staal<sup>1)</sup>, hvis Brud- og Flydegrænse ligger ca. 50% højere end det blødes (§ 57). Flydegrænsen er lidet udpræget, og ~~skæddet~~ sker uden synlig Indsnævring. I øvrigt henvises til § 57:

Der garanteres  $S^t = 6000 \text{ at}$ ,  $\delta_{11,3} = 10 \%$ ,  $FG^t = 0,57 S^t$ , alt for ubearbejdede Stænger, hvilket bør skrives i Leveringsbetingelserne. For afdrejede Stænger garanteres  $\delta_{11,3} > 12,5 \%$ . Da Tværsnittet ikke kan maales nøjagtigt, bør man opgive  $S^t$  og  $FG^t$  i kg for hele Tværsnittet. Mod Overpris leveres Jærnet med  $S^t = 7000 \text{ at}$ ,  $\delta_{11,3} = 15-20 \%$  og  $FG^t = \text{ca. } 3800 \text{ at}$ .

Det udvælges med følgende Sidelinier: 6,35, 8,47, 12, 16, 18, 20, 25 og 30 mm. Areal og Vægt (Tolerance: + 5%) er som for almindelig kvadratisk Jærn. Normallengden er 7,6 m, største Længde 18,3 m.

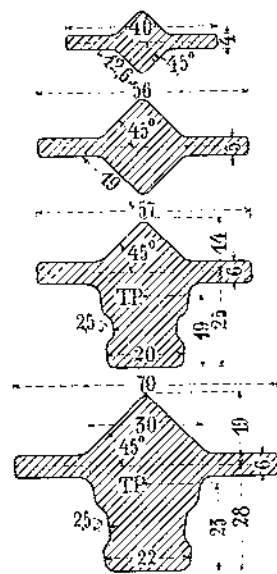


Fig. 63.

der er i fast Forbindelse med Armeringsjærnet paa et kort Stykke og derfor er langt virksommere end løse Bøjler, da de forhindrer en Glidning af Jærnet i Betonen. Se iøvrigt *Ingeniøren* 1910, S. 214.

Profil Nr.	I	II	III	IV
Tværsnit i cm <sup>2</sup> :	2,55	5,10	8,95	12,75
Vægt i kg/m:	2,0	4,0	7,0	10,0

Vortejærn er Rundjærn, der er udvalset med smaa fremspringende Vorter, spredt over hele Overfladen. Det har samme Pris som almindeligt Rundjærn.

80. Til Specialjærnene maa ogsaa henregnes de **Jordahlske Forankringsskinner** (Fig. 65), der samtidig danner Armering og tjener til Fastgørelse af Transmissioner og lign. De udvælges af Martinstaal i Længder paa 12-15 m og forsynes ved Indstøbningen med Baandjærnsbøjler. De kan indlægges baade i Bjælker og Søjler, og danner en Rille, hvori Bolte med rektangulært Hoved kan indføres. Foruden den viste Skinne, hvis Tværsnitsareal er 6,5 cm<sup>2</sup>, fremstilles ogsaa en noget afvigende Form med Tværsnitsareal 8,56 cm<sup>2</sup>. Lignende Skinner fremstilles ogsaa af Støbejærn<sup>2)</sup>.

<sup>1)</sup> Undertiden udvælges Jærnene af gamle Jærnbansskinner.  
<sup>2)</sup> Ing. 1914, S. 675; B. u. E. 1914, S. 47.

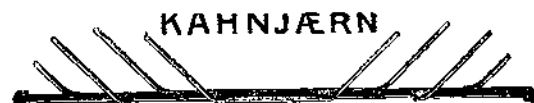


Fig. 64.

Kahnjærn leveres med de i Fig. 63 viste 4 Profiler. Materialet er haardt Staal med  $FG^t = 30-3500 \text{ at}$ ,  $S^t = 45-5500 \text{ at}$  og  $\delta_{\text{min}} = 20 \%$ . Ved Jærnets Ender bliver de flade Ribber skaarne delvis løse og højede op under 45° (Fig. 64), saa at de danner en Slags skraa Bøjler,

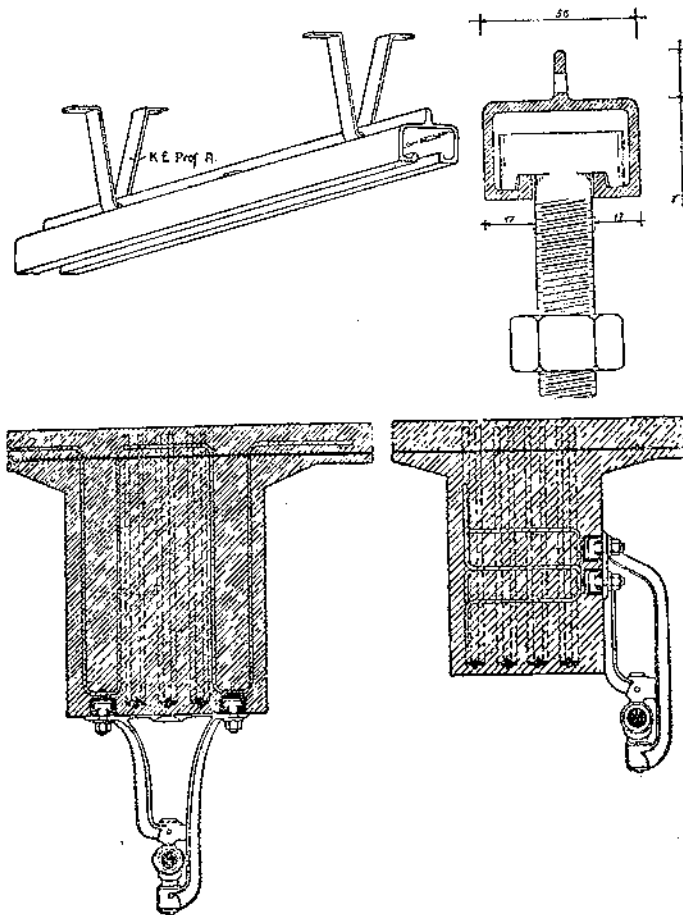


Fig. 65.

## V. BETONENS RAASTOFFER OG BLANDINGSFORHOLD.

### A. Cementen.

81. Cementen bør være Portlandcement af prima Kvalitet og mindst svare til de danske Cementnormer<sup>1)</sup>.

Den bør først og fremmest være **volumenbestandig**, og man bør derfor underkaste den le Chateliers Prøve og ikke bruge Cement, der udvider sig mere end 5 mm ved denne. Det har nemlig vist sig, at i Cement, der hærdner i Luften, vil Kalkhydratets Vand efterhaanden erstattes af Kulsyreanhydrid, hvorved visse Cemente smuldrer. Slige Cemente sikrer man sig imod ved at foreskrive en Kogeprøve<sup>2)</sup>.

Dernæst bør Cementen være **langsomt størkende**; ved Sommerarbejder bør Størkningstiden ikke være under 6 Timer. Naar nemlig Størkningen foregaar langsomt, faar Luft og Vand Tid til at stige tilvejs, saa at de faste Dele lejrer sig tættere; det viser sig ved, at Betonen sætter sig, og synker sammen i Formen. Endvidere er det af Betydning, navnlig ved Støbning af tynde Etageadskillelser, at kunne gøre et større Areal færdigt, inden Størkningen begynder, da man ellers risikerer, at Rystelserne fra Stampningen forplanter sig hen til den Beton, der er i Færd med at størkne, og beskadiger denne.

Skønt de danske Cements **Trykstyrke** kun undtagelsesvis er under 300 at og som Regel ligger oppe ved 400 at, holder det haardt at faa garanteret en større Styrke end Cementnormernes 200 at. Dette er beklageligt, thi den samvittighedsfulde Ingeniør maa fastsætte den tilladelige Spænding efter den garanterede Minimumstyrke og kommer derved til Konstruktioner, der er urimeligt svære i Forhold til den Styrke, som Cementen normalt har. Kan man faa den garanterede Styrke sat 50% op, vil man tilnærmelsesvis kunne spare 50% Beton og dermed en Mængde Forskalling og død Vægt, saa det er indlysende, at man staar sig ved at bruge en stærk Cement, selv om man skal betale en Overpris for den.

82. Man bør absolut lade Cementen **undersøge** inden Brugen, og desuden burde det gøres til en Pligt for den Arbejder, der passer Blandemaskinen, hver Morgen at kontrolere 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 Størkningens Forløb, og i de paafølgende Dage vil en eventuel Tilbøjelighed til Udbulning vise sig; efter 3 Døgn Forløb kan man brække Kagen mellem Fingrene og derved danne sig et Begreb om Styrken.

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.

<sup>1)</sup> I Tyskland bruges ogsaa Jærnportlandcement (*Byggematerialer* 1911, § 1178).

<sup>2)</sup> Fra tysk Side hævdes at Kogeprøven er for streng, og at en Cement er faldtud brugbar i Praksis, naar blot den har bestaaet Koldtandsprøven, men F. Schüle har fra 1893 til 1902 i Fortsættelse af *Telmajers Arbejde* gemt Kager af alle de 2200 Portlandcemente, der i det paa-gældende Tidsløb har passeret hans Laboratorium, og af hvilke 9 ikke havde bestaaet Koldtandsprøven og 193 ikke Kogeprøven, og det har derved vist sig, at af de 193 Kager, der var fremstillede af de tvivlsomme Cemente, var i 1908 67% stærkt beskadigede eller helt odelagte som Følge af Udbulning (*I. M.'s Kongres* i New York 1913, XIV 3).



## B. Sandet.

83. Ved Sand forstås her de Stenkorn, der kan passere et cirkulært Hul med 5<sup>mm</sup> Diameter. Jo grovere Sandet er, des større bliver Mørtelens Trykstyrke og des mindre vinder den. Sandet kan vanskeligt blive for groft, selv om Kornstørrelsen er ensartet<sup>1)</sup>. Vægtmængden af fine Korn (< 1/2<sup>mm</sup>) bør saavidt muligt være mindre end Vægtmængden af grove Korn (5—2<sup>mm</sup>), og af disse maa der helst være over 20 Vægtprocent<sup>2)</sup>.

84. I Praksis kan man som Regel ikke faa groft Sand uden at det indeholder en Del Smaasten op til 10—15<sup>mm</sup> Størrelse, og denne Vare, der benævnes **Betongrus**, leveres baade som Strandgrus, der er graablaa og hovedsagelig bestaar af Kvarts, og som Bakkegrus, der er rødligt og foruden Kvarts indeholder Feldspat, Kalk og noget Ler. Lerfrit Grus er det bedste, stærkt lerholdigt Grus bør ikke bruges<sup>3)</sup>.

Ved store Arbejder betaler det sig at ofre rigeligt af baade Tid og Penge paa Valg og **Kontrolering** af Sandet. Betonens **Pris** paavirkes ikke nævneværdigt, selv om Sandprisen fordobles<sup>4)</sup>.

## C. Stenene.

85. Stenene bør alle kunne passere en cirkulær Ring med 3<sup>cm</sup> Lysvidde, dels af Hensyn til Betonens Homogenitet og Plasticitet, dels for at Jærnene ikke skal virke som en Rist, der tilbageholder Stenene og lader Mørtelen gaa igennem. Om Størrelsen er ensartet eller uensartet er af underordnet Betydning (*Byggematerialer* 1911, § 1064).

Runde Sten, altsaa **Nøddesten** og **Ærtesten** eller en Blanding, er at foretrække for **Skærver**, da de giver en mere plastisk Beton, der let lader sig sammenstampe til en uhullet Masse. Navnlig Søstenene er fortræffelige, ganske rene og udelukkende bestaaende af Kvarts og lignende stærke og uporøse Stenarter. Sten fra Grusgrav er altid mer eller mindre forurenet af Sand og

<sup>1)</sup> I en fed Mørtel som i 1:2 vil Korn større end 5<sup>mm</sup> kun være at foretrække for mindre Korn, naar Vandtilsætningen er ringe (10%), og selv i dette Tilfælde vil Korn paa 2—5<sup>mm</sup> give omtrent den samme Trykstyrke, mens Korn paa 1—2<sup>mm</sup> virker langt daarligere. Til fed Mørtel er Kornstørrelsen 2—5<sup>mm</sup> derfor den bedste, kun naar Vandtilsætningen bliver meget stor (15%), er Kornstørrelsen 1—2<sup>mm</sup> lige saa god. Se E. Suenson: Kornstørrelsens Indflydelse paa Mørtelsands Egenskaber, *Ingeniøren* 1913, S. 229.

<sup>2)</sup> De schweiziske Jærnbetonnormer (1909) kræver, at Sandet efter at have passeret en Sigte med 5<sup>mm</sup> Huller højst maa indeholde 10% Korn, der er mindre end 1/2<sup>mm</sup>; denne Regel udelukker imidlertid en Mængde fortræffelige Sandsorter uden at udelukke alle de daarlige. Se desangaaende E. Suenson: Strandsand som Mørtelmateriale, *Ingeniøren*, 1914, S. 573.

<sup>3)</sup> Ved en Slæmmeprøve bør Lerlagets Højde ikke overstige 6% af Sandlagets. Mens Ler, som bekendt, kan forøge Mørtelens Styrke ved at forringe Porositeten, gør det Skade i de fede Mørtler, der bruges til Jærnbeton. Ved Støbning af Jærnbetonkonstruktioner paa Christiansborg (plastisk Beton 1:2:3) med Kalvebodgrus, der ved en Slæmmeprøve viste sig stærkt lerholdigt, kom der gabende Svindrevner i Betonen et Par Timer efter Udstøbningen, men kun naar der brugtes Aalborg Cement; med Kongsdal Cement, der plejer at være grovere malet, var der intet nævneværdigt at bemærke. Denne iagttagelse tyder paa, at Leret kan forøge Svindet, men i Følge Forholdenes Natur kan jeg ikke med Sikkerhed sige, om andre, mig ubekendte Faktorer, har spillet en Rolle. Overingenior *Irminger* har gjort mig bekendt med en Del amerikanske Trækforsøg, der er refererede i F. Taylor & S. Thompson: A Treatise on Concrete 1906, og hvorefter en Lertilsætning forringer Trækstyrken af Mørtler 1:2, mens Styrken af Mørtler 1:3 forøges noget.

*Rohland* mener, at Cementens Kalk forener sig med Leret omend meget langsomt (*B. u. E.* 1912, S. 19).

Sand fremstillet ved Knusning af Sten (**Stenknus**) giver i Henhold til tyske Forsøg stor Trækstyrke og ringe Trykstyrke (*I. M.'s Kongresforhandlinger* 1912, Bd. II, S. 28).

<sup>4)</sup> I København kostede inden Krigen det almindelige Strandgrus 1,80 Kr/m<sup>3</sup> ved Bolværk, mens de grove Kvaliteter (=Køgegrus) kostede 2,70; kun disse bør benyttes til Jærnbeton. Kørsel til den indre By kostede ca. 1,50 Kr/m<sup>3</sup>.

Ler og indeholder en Del Kalk. Skærver kræver mere Mørtel end runde Sten og omhyggeligere Stampning, men giver til Gengæld en stærkere Beton.

I **udendørs** Konstruktioner skal man vogte sig for porøse Kalk- og Sandsten, der, hvis de kommer til at ligge i Nærheden af Betonens Overflade, kan mætte sig med Vand og sprænges af Frosten. Det samme gælder i alle Tilfælde, naar der støbes med Frosten for Døren.

Hvis man tilstræber særlig **brandsikre** Konstruktioner, bør man undgaa Kalksten, da disse, udsat for Ilden, bliver til brændt Kalk, der ved Paasprøjtning af Vand læsker sig og sprænger Betonen<sup>1)</sup>.

Iøvrigt henvises til *Byggematerialer* 1911, § 1061—70, hvor ogsaa Brugen af **Slagger**<sup>2)</sup> er omtalt.

## D. Vandet.

86. Vandet skal være rent, se desangaaende *Byggematerialer* 1911, § 1080. **Havvand** bør som Regel undgaaes, da det indeholder hygroskopiske Salte, der holder Betonen fugtig og kan blomstre ud. Hvorvidt Havvandet i nogen væsentlig Grad beforder Rustdannelsen faar staa hen (§ 14). I Ymuidens Havn har Jærnet holdt sig rustfrit i 10—12 Aar, endskønt Betonen laa under Vand og var tilberedt med Havvand.

**Vandmængden** skal være saa rigelig, at man faar en lind Beton, der let trænger ind i alle Hulrum og fuldstændig omgiver Jærnet. Navnlig er det vigtigt, at det underste Lag Beton, der omgiver Jærnet, er fuldstændig plastisk; i Oversiden af Plader og Bjælker og i Søjler bør man bruge en mindre vandrig Beton af Hensyn til dennes større Knusningsstyrke. Den fra Amerika kendte Brug af helt flydende Beton har der været Tale om at knæsætte i de tyske Normer, men Forsøg viste, at Styrken blev altfor ringe<sup>3)</sup>.

## E. Betonens Blandingsforhold.

87. Betonen skal ikke blot være stærk, men ogsaa saa tæt, at den beskytter Jærnet mod Rust. Man skal derfor være varsom med at bruge magrere Mørtler end 1 Maal Cement: 2 Maal Sand, navnlig til udendørs Konstruktioner.

Ved Sand forstås her som overalt i denne Bog Stenkorn, der kan passere et Sold med 5<sup>mm</sup> cirkulære Huller. Indeholder Sandet smaa Sten, skal disse ikke regnes med til Sandet. Dette er Tilfældet med det almindelige køben havnske **Betongrus** (Strandgrus eller Bakkegrus), for hvilket 1:2 à 1:3 vil være et passende Blandingsforhold efter Kvaliteten.

88. Betongrus alene bruges kun til meget spinkle Konstruktioner, under normale Forhold sættes ogsaa **Sten** til Betonen, som derved bliver baade billigere, stærkere og mindre svindende. Der maa dog altid være tilstrækkelig Mørtel til fuldstændig at omgive baade Jærn og Sten, og Sandmængden lages derfor som Regel mindst lig Halvdelen af Stenmængden og ofte større indtil 1:1, sandrigere Blandinger bruges sjældent.

I Almindelighed vil et Blandingsforhold af 1 Maal Sand til 1 1/2 à 2 Maal Sten være passende; bruges Skærver, bør man holde sig til 1:1 1/2.

<sup>1)</sup> Skærvebeton er muligvis mere brandsikker end Grusbeton (§ 62).

<sup>2)</sup> I Tyskland maa Slagger ikke bruges til Jærnbeton (*B. u. E.* 1908, S. 156). Efter min Mening vil man uden Fare kunne bruge gode Slagger til Husbygningskonstruktioner, der ikke kommer i Berøring med Vand; de aggressive Stoffer vil formentlig neutraliseres af det alkaliske Mørtelvand, og i alt Fald vil der i den tørre Beton næppe dannes sig Rust.

<sup>3)</sup> *D. A. f. E.*, Heft 29.

Som gode Blandingsforhold kan saaledes anbefales 1 C : 2 S : 3 St à 1 C : 2 S : 4 St, alt efter Stenenes Hulrumsprocent. Udmaales Sandet i Form af Betongrus med Smaasten i, kan man ved en Sigteprøve bestemme Stenmængden og ændre Blandingsforholdet i Overensstemmelse med denne. Hvis man f. Eks. finder, at  $2\frac{1}{2}$  Maal Betongrus ved Sigting deler sig i 2 Maal Sand og 0,8 Maal Sten, og man tilstræber Blandingsforholdet 1 Cement : 2 Sand : 4 Sten, da skal man tage 1 Cement :  $2\frac{1}{2}$  Grus : 3,2 Sten. Paa Grund af de som Regel nundgaelige Variationer i Tilslagsstoffernes Kvalitet bør man dog altid være noget paa den sikre Side med Cementmængden og Mørtelmængden, og personlig holder jeg mig i de allerfleste Tilfælde til 1 Cement : 2 Grus : 3 Sten, idet jeg da er dækket overfor de hyppigst forekommende Variationer i Grusets og Stenenes Art.

Dette Blandingsforhold vil ikke blot give et let støbelig og tæt Beton, men ogsaa Styrken vil være tilstrækkelig til de allerfleste Anvendelser. Naar en særlig stor Styrke ønskes, kan det blive nødvendigt at forøge Cementmængden, mens Forholdet mellem Sand og Sten kan forblive uforandret, men det vil dog være rimeligt at forøge Stenmængden i samme Forhold som Mørtelmængden; til 1 : 2 : 3 svarer saaledes 1 :  $1\frac{1}{2}$  :  $2\frac{1}{2}$  som en stærkere, men nogenlunde lige saa mørtelig Blanding. Det er navnlig til Pæle (§ 154) og Vandbygningsarbejder, at saa fede Blandinger bruges.

**89. Undertiden opgives Cementmængden i kg pr. m<sup>3</sup> hærdnet Beton,** hvorved der er den Fordel, at man forud kan udregne det totale Cementforbrug uden Hensyn til Udbyttet. I Almindelighed anvendes 250—450<sup>kg</sup> Cement pr. m<sup>3</sup> hærdnet Beton, hvor det kun er Styrkehensynet, der bestemmer Blandingsforholdet, er det derimod Tale om Arbejder ved Havet, gaas op til 5—600<sup>kg</sup>.

Til de ovenfor anbefalede Blandingsforhold svarer 350—400<sup>kg</sup> Cement pr. m<sup>3</sup> hærdnet Beton, men denne Opgivelse bør ledsages af Forholdet mellem Sand og Sten, thi en Mørtel med dette Cementindhold er af langt ringere Kvalitet end en stenholdig Beton med samme Cementindhold. Dette fremgaar af Tabellen i *Byggematerialer* 1911, § 1115, der giver Styrke og Udbyttet for 12 forskellige Betonsorter.

**90. Jærnbetonens Vægt** regnes som Regel lig 2400<sup>kg/m<sup>3</sup></sup> uafhængig af Jærnmængde og Blandingsforhold.

Angaaende Betonens **Blanding** henvises til *Byggematerialer*. Som der nævnt (§ 1101) bør man altid tage en hel Sæk Cement i Arbejde ad Gangen<sup>1)</sup>, og Blandemaskinen bør derfor ikke være for lille.

**91. I Amerika** synes Blandingsforholdet 1 : 2 : 4 at være Standard; i Philadelphia forlanges det direkte af Byggepolitiet (*B. u. E.* 1908, S. 18). De schweiziske Normer (1909) foreskriver, at der til 0,8 m<sup>3</sup> Sten (5—30 mm) og 0,4 m<sup>3</sup> Sand (0—5 mm), hvilket sammenblandet giver ca. 1 m<sup>3</sup> Grus, skal sættes 300 kg Cement. Dette svarer efter Maal til 1 : 1,81 : 3,63 eller 28 : 50 : 100. Efter 28 Døgn Lagring i fugtig Luft skal Styrken (16 cm Terninger) mindst være 150 at, naar Betonen er udstøbt plastisk og 200 at, naar den er udstøbt jordfugtig. De schweiziske Statsbaner (1915) forlanger under alle Forhold S<sup>c</sup> = 200 at. I Østrig forlanges mindst 280<sup>kg</sup> Cement pr. m<sup>3</sup> Stengrus, i Ungarn 300<sup>kg</sup> Cement pr. m<sup>3</sup> Beton. I Hamburg kræves for 30 cm Terninger S<sup>c</sup> = 150 at efter 28 Døgn, i England kræves (1907) S<sup>c</sup> = 170 at efter 28 Døgn.

<sup>1)</sup> Denne gode og simple Forholdsregel synes ogsaa at brede sig i Udlandet; se *Concrete and Constructional Engineering* 1917, S. 268 (Johnson). De tyske Bestemmelser for Jærnbeton (1915) forlanger ogsaa Cementen afvejet.

## VI. KONSTRUKTIONSELEMENTERNES BEREGNING OG UDFORMNING.

### A. Tilladelige Spændinger.

**92. For Fastsættelsen af de tilladelige Spændinger** er det af Betydning, at der nu haves et meget omfattende Forsøgsmateriale at bygge paa; de mest almindelige Konstruktionsformer er gennemprøvede saa grundigt som for intet andet Byggestof.

Jærnspeændingen kunde man med god Grund sætte højere end i nittede Jærnkonstruktioner, thi dels fordeles Kraften over mange spinkle Jærn, hvorved Fejl i et enkelt bliver af underordnet Betydning, dels er Rundjærn gerne af bedre Kvalitet end Profiljærn. Som Regel holder man sig dog til de for Jærnkonstruktioner tilladte Spændinger.

En vis Berettigelse har Bestræbelserne for at faa indført en større Sikkerhedskoefficient for den bevægelige Last end for Egenvægten, dels fordi den første som Regel kun er skønnet, dels fordi en Spænding, hvis Størrelse varierer, muligvis er farligere end en Spænding, hvis Størrelse er konstant. De danske Normer tager Hensyn hertil for Jærnets Vedkommende<sup>1)</sup>.

Er Konstruktionen udsat for **Stød og Rystelser**, dimensioneres den undertiden for en noget større Last end den virkelige. F. Eks. forlanger de schweiziske Statsbaner (1915), at Plader og Bjælker (baade i Huse og Broer), der bærer Maskiner, eller paa hvilke der køres og hvis Spændvidde, L, er mindre end 15 m, skal dimensioneres for en bevægelig Last, der er  $2(15 - L)\%$  større end den virkelige. Se ogsaa § 95.

**93. Jærnet.** For det almindelige bløde Staal sætter de danske Normer den tilladelige Trækspænding til 1200<sup>at</sup>, naar Forholdet mellem den hvilende og bevægelige Last,  $\frac{g}{p}$ , er større end eller lig med 0,565; er  $\frac{g}{p}$  mindre, sættes

$$s_j = \frac{g}{p} + 1 \quad \dots \quad 3500, \text{ saaledes at dens mindste Værdi, svarende til } \frac{g}{p} = 0, \text{ bliver}$$

$$s_j = \frac{g}{p} + 4$$

$$s_j = 875^{\text{at}}.$$

I tidligere Tid regnede man ofte med 1000<sup>at</sup> uden Hensyn til den bevægelige Lasts Størrelse.

Man bør ikke følge ovennævnte Regel ud i dens yderste Konsekvenser og lade Spændingen variere fra Bjælke til Bjælke i samme Konstruktion, men man kan bruge den til at fastsætte en passende tilladelig Spænding for hele Konstruktionen eller i alt Fald for større Dele af den under eet.

Hvis der garanteres en Minimumsværdi FG af Flydegrænsen, kan den ovenfor angivne tilladelige Spænding multipliceres med FG : 2700.

Den tilladelige Forskydningsspænding sættes til  $t_j = 0,8 s_j$ .

**94. Betonen.** De tilladelige Spændinger bestemmes ved Forsøg med 28 Døgn gamle Prøvelegemer. Da Betonens Styrke vokser med Alderen, vil ogsaa Sikkerhedsgraden vokse, forsaavidt denne ikke afhænger af Jærnet.

<sup>1)</sup> Faber & Bowie foreslaar at ændre de for konstant Spænding gældende Paaavirkninger  $s_b$  og  $s_j$  til  $\frac{1}{2}s_b$  og  $s_j$ , naar Spændingen skifter mellem 0 og s, og til  $\frac{1}{2}s_b$  og  $\frac{1}{2}s_j$ , naar den skifter mellem + s og - s; det sidste har f. Ex. Betydning for Silovægge (*Reinforced Concrete Design*, S. 22). De Varighedsforsøg, der er udført med skiftende Belastninger, strider mod hverandre; i nogle Tilfælde har man fundet, at Bjælkernes Brudbelastning aftog indtil 50%, i andre Tilfælde har der ingen Virkning været (*B. u. E.* 1908, S. 65; 1909, S. 84).

Trykstyrken kan bestemmes ved Hjælp af Tærninger eller ved Hjælp af stærkt armerede Bjælker (§ 248), idet man regner sig til den største Trykspænding i Brudøjeblikket. Tærningestyrken  $S^c$  og Bjælkestyrken  $S^{bc}$  er af Grunde, som omtales i § 229, ikke lige store, man kan regne  $S^{bc} = 1,25 S^c$ .

Den tilladelige Trykspænding,  $s_b$ , kan ved centralt Tryk sættes lig  $\frac{1}{5} S^c$ , ved Bøjning lig  $\frac{1}{10} S^{bc}$ . Den tilladelige Forskydnings- og Adhæsionsspænding,  $t_b$  og  $t_{bj}$ , kan sættes til  $\frac{1}{10}$  af den ved Bøjning tilladte Trykspænding<sup>1)</sup>. I efterfølgende Tabel er opført tre forskellige Betonsorter, sammen med de Styrketal, man kan vente, de vil give, og de Spændinger, man kan byde dem under Forudsætning af, at disse Styrketal virkelig naas:

Blandingsforhold	1 : 1 $\frac{1}{2}$ : 2 $\frac{1}{2}$	1 : 2 : 3	1 : 2 $\frac{1}{2}$ : 3 $\frac{3}{4}$ <sup>2)</sup>
Tærningestyrke $S^c$	250	200	160
Bjælkestyrke $S^{bc}$	300	250	200
$s_b$ ved centralt Tryk	50	40	32
$s_b$ « Bøjning	60	50	40
$t_b$ og $t_{bj}$	6	5	4

95. De danske Normer (1913) gaar ud fra  $S^{bc}$ , som dog aldrig maa føres i Regning med en større Værdi end 300 at. Ved centralt Tryk er den tilladte Spænding  $s_b = \frac{1}{5} S^{bc}$ , altsaa højst 43 at, eller, hvis Tærningeforsøg foreligger,  $s_b = \frac{1}{5} S^c$ , dog højst 50 at. Ved Bøjning sættes  $s_b = \frac{1}{10} S^{bc}$ , altsaa højst 60 at, ved Forskydning  $t_b = \frac{1}{10} S^{bc}$ , dog højst 6 at. Adhæsionsspændingen sættes lig Forskydningspændingen.

Af disse Bestemmelser følger en noget lavere Værdi af  $s_b$  ved centralt Tryk, naar der ikke foreligger Tærningeforsøg; end den i Tabellen opførte, nemlig 43, 36 og 29 at, medens  $t_b$  og  $t_{bj}$  for de to magre Betonsorter bliver 6 og 5 at.

De tyske Bestemmelser (1915) kræver  $S^c = 150$  og 180 at henholdsvis efter 28 og 45 Dogns Hærdning og tillader følgende Beton- og Jærns pændinger ved Bøjning:

- 40 og 1200 i alm. Bygninger (ogsaa Fabriker) med overvejende hvilende Last;
- 35 og 1000 i Plader tyndere end 10 cm og i Bygningsdele, der umiddelbart paavirkes af Stød og Rystelser fra Maskiner o. s. v., Hovedtrapper, Dansesale, Fabriker o. s. v.;
- 35 og 900 i de Dele af Vejbroer, der umiddelbart paavirkes af Rystelser fra Lastvogne og Damptrømler, i andre meget stærkt (f. Eks. af tunge Maskiner) rystede Bygværker og Gennemkørsler;
- 40 og 1000 i de øvrige Dele af Vejbroer;
- 30 og 750 i Jærnbanebroer med mindst 30 cm tykt Ballastlag. Hvis Broen befares med Hovedbane-Lokomotiver, skal Bjælkerne gøres saa brede, at Betonens Trækspænding ikke overstiger 24 at ( $n = 15$ ).

Af Beton til Søjler kræves  $S^c = 180$  og 210 at henholdsvis efter 28 og 45 Dogn, og den tilladelige Paavirkning er 35 at i Bygninger og 30 at i Broer.

## B. Trykkede Bygningsdele.

### 1. Uarmeret Betons Forhold overfor Tryk.

#### a. Betonens Trykstyrke.

96. Hvorledes Trykstyrken varierer med Cementmængden, Vandmængden og Lagringsmaaden fremgaar af følgende Forsøg med 30<sup>cm</sup> Tærninger, af hvilke Halvdelen hærdnede i Luften, Halvdelen under vaade Sække. Den »ret tørre« og den »ret vaade« Konsistens danner Ydergrænserne for de Konsistenser, der normalt bruges til Jærnbetonarbejder<sup>3)</sup>.

Bifh.	Lagringsmaade	ret tør	Konsistens ret vaad	flydende
1 : 3 : 4	fugtig	133	115	97
	tør		107	93
1 : 2 : 3	fugtig	235	173	154
	tør		185	154
1 : 1 $\frac{1}{2}$ : 2	fugtig	272	231	193
	tør		253	203

<sup>1)</sup> Der er da regnet med en større Sikkerhedskoefficient for Forskydnings- end for Adhæsionsspændingen, hvilket motiveres ved den første Afhængighed af Trækstyrken (§ 358).

<sup>2)</sup> eller 1 : 2 : 4. <sup>3)</sup> Forsøgene er udført af Bach og Graf (se Ing. 1912, S. 509).

Styrken vokser stærkt med Cementmængden; kender man en given Betons Styrke, kan man regne at faa den dobbelte Styrke, naar man fordobler Cementmængden; se ogsaa § 28—29. Styrken aftager stærkt med voksende Vandmængde; se ogsaa § 27. Den magre Beton bliver stærkest ved fugtig Lagring, ved tør Lagring bevirker dens Porøsitet en for hurtig Udtørring. De fede Betonsorter bliver stærkest ved tør Lagring, naar de prøves efter 28 Døgn; i det lange Løb vil ogsaa de blive stærkest ved fugtig Lagring. De foranstaaende Forsøg er udført med 30<sup>cm</sup> Tærninger. I Danmark bruges hyppigst 20<sup>cm</sup> Tærninger, der giver væsentlig højere Værdier<sup>1)</sup>.

Alderens Indflydelse paa Mørtels Styrke er omtalt i § 31.

Iøvrigt henvises til Byggematerialer 1911, § 1144—51.

97. I et højt Prisme, der er støbt staaende, aftager Betonens Kvalitet fra neden opefter, dels fordi Stampningen af de øvre Lag ogsaa paavirker de nedre, men navnlig fordi disse komprimeres af den overliggende Betons Vægt, saaledes at Vandet presses ud, og Betonens Tæthed stiger. Ved Trykforsøg med Betonsøjler brydes disse derfor næsten altid i den Ende, der har vendt opad ved Støbningen.

Ved at udtage Prøver af et 4<sup>m</sup> højt Prisme dels foroven, dels 1<sup>m</sup> dybere og dels forneden, fandt man en Trykstyrke af henholdsvis 198, 254 og 294<sup>at</sup> 2).

98. Naar et Betonprisme knuses (Fig. 66), sker Bruddet som en Forskydning enten langs en enkelt Flade (Fig. 67) eller langs flere Flader under Dannelse af de kendte Trykpyramider (Fig. 68). Er Prismets Tværnsnitsareal  $F$ , bliver Arealet af den skraa Flade:  $\frac{F}{\sin v}$ , og den forskydende Spænding pr. Arealen af denne Flade:

$$\tau = \frac{P}{F} \cdot \cos v \sin v = \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{F} \cdot \sin 2v,$$

der bliver Maksimum for  $v = 45^\circ$ . Bruddet sker imidlertid under en mindre Vinkel, hvilket man forklarer ved at antage, at Forskydningsstyrken vokser med det Normaltryk, som

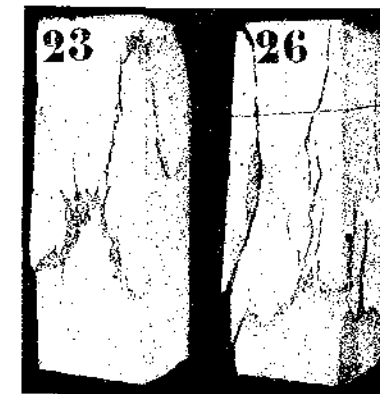


Fig. 66. Knuste Betonprismer uden Armering<sup>3)</sup>.

presser de to Flader sammen. Normalspændingen i Snittet er  $\sigma = \frac{P}{F} \sin^2 v$ , altsaa aftagende med  $v$ , og Bruddet sker derfor under en Vinkel, ved hvilken  $\tau$  ikke har sin Maksimalværdi, men hvor til Gengæld Fladerne er mindre belastede, end de er for  $v = 45^\circ$ . Som Regel er Dobbeltpyramidens Højde 2—3 Gange Prismets Side-linie,  $\text{tg } v$  altsaa  $\frac{1}{2} - \frac{1}{3}$ ; i de saaledes bestemte Planer maa derfor Forskydningsmodstanden være mindst, og naar Prøvelegemets Højde, som ved Tærningeforsøg, er saa ringe, at de naturlige Brudflader ikke kan danne sig, finder man følgelig en for stor Styrke.

Man skelner derfor mellem Tærningestyrke og Primestyrke  $\sigma$ : Styrken af et Prisme, hvis Længde

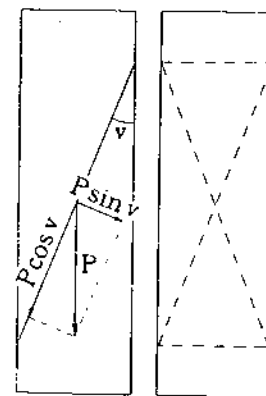


Fig. 67. Fig. 68.

<sup>1)</sup> Se Byggematerialer 1911, § 1137. Bach og Graf fandt Forholdet 1,2. For 45 Døgn gamle Tærninger, lagrede 29 Døgn under vaade Sække og derpaa tørt, fandt Scheit og Probst Forholdet 1,16 (Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen, S. 14).

<sup>2)</sup> Forsøgene er franske, men gengivne efter Mörsch: Der Eisenbetonbau, 1912, S. 110.

<sup>3)</sup> Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 123.



overskrider Dobbeltpyramidens, uden at der er Fare for Søjlevirkning. Prismestyrken er 0,8 Gange Tærningestyrken.

Af Forsøg til Bestemmelse af Forholdet mellem Prisme- og Tærningestyrken skal følgende anføres. Naar Tærningestyrken sættes lig 100, fandtes Styrken af Prismer, hvis Sidelinie *b* var lig Tærningens, mens Højden *h* var forskellig, at variere som følger:

<i>h</i> : <i>b</i>	0,5	1	1,5	2	3	3,7	4	4,3	4,5	5	8	8,3	9,1	12	13,7	
Schüle <sup>1)</sup> { 1' Række	193	100	67	64	54		58									
2' "		100		83	79		76									
3' "		100							82				81		88	
Bach <sup>2)</sup> { 1' "		100					80									
2' "		100								64						
3' "		100								74						
Bach <sup>3)</sup>	138	100		93		85					84				82	
Rudloff <sup>4)</sup>		100						84								

For *h* = 3,3 à 6,7 *b* fandt Rudloff, at Styrken var 75-80% af Tærningestyrken (D. A. f. E. Heft 21, S. 94). Ved meget vaad Støbning fandt Saliger, at Tærninge- og Prismestyrken var ens (Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gussbeton, Wien 1915).

**b. Betonens Trykelasticitet.**

99. Betonens Elasticitetskoefficient er lige saa variabel som dens Styrke, og selv for en bestemt Beton i en bestemt Tilstand er den ikke konstant, men aftagende med voksende Spænding, idet Sammentrykningen vokser hurtigere end Spændingen, d. v. s. Arbejdslinien er krum.

Man har forsøgt at udtrykke Arbejdsliniens Form ved Ligningen:

$$\epsilon = \alpha \cdot \sigma^m \tag{5}$$

den saakaldte Bach-Schüleske Potensligning. Denne kan for ikke altfor store Spændinger bringes i nær Overensstemmelse med de af Bach fundne Arbejdslinier, saafremt man lader Konstanterne  $\alpha$  og  $m$  variere fra Forsøg til Forsøg.

Til praktiske Beregninger er Potensligningen for kompliceret. Et mere bekvemt Udtryk for den variable Elasticitetskoefficient er følgende af W. Ritter angivne:

$$E = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = 1000 (S^c - \sigma), \tag{6}$$

hvor  $S^c$  er Trykstyrken og  $\sigma$  den øjeblikkelige Spænding<sup>5)</sup>. Til  $\sigma = 0$  svarer  $E = 1000 S^c$ , til  $\sigma = S^c$  svarer  $E = 0$ .

100. Arbejdslinien er som nævnt en Kurve, hvis Krumning vokser med Spændingen, og i Brudøjeblikket er dens Tangent utvivlsomt vandret ( $\frac{d\sigma}{d\epsilon} = 0$ ). Man faar derfor et godt Overblik over Forholdene ved at gaa ud fra, at Arbejdslinien er en anden Grads Parabel med lodret Akse (Fig. 69), og at Knusningen sker, naar Spænding og Sammentrykning pr. Længdeenhed har naaet de til Parabelens Toppunkt svarende Værdier  $\sigma_{Brud}$  og  $\epsilon_{Brud}$ .

Naar man kender Betonens Prismestyrke og Forkortelsen i Brudøjeblikket, er den paraboliske Arbejdslinie altsaa bestemt.

Naar Elasticitetskoefficienten defineres ved  $E_b = \frac{\sigma}{\epsilon}$  (i Modsetning til  $E = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ ), vil dens Begyndelsesværdi være lig tangens af Vinklen *aod*, og dens Værdi i Brudøjeblikket være lig tangens af Vinklen *cod*, altsaa halv saa stor, idet man for Parabelen har

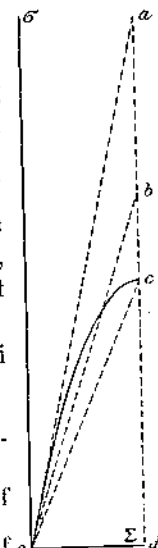


Fig. 69.

<sup>1)</sup> Mitt. der eidgen. Materialprüfungsanstalt, Heft 13. <sup>2)</sup> Mitt. ü. Forschungsarbeiten, Heft 29 og 45-47. <sup>3)</sup> B. u. E. 1914, S. 140. <sup>4)</sup> D. A. f. E. Heft 28, S. 48.

<sup>5)</sup> Den tilsvarende Ligning for Arbejdslinien bliver:  $\sigma = S^c (1 - e^{-1000\epsilon})$ , hvor  $e$  er Basis for de naturlige Logarithmer, altsaa lig 2,71828. Ligningen er opstillet til Brug ved Søjlens Beregning og stemmer saa godt med de variable Forsøgsresultater, som man med Rimelighed kan forlange (Schweizerische Bauzeitung 1899).

$ac = cd$ . Dersom man nu vil udlede en Middelværdi af  $E_b$  til Brug ved praktiske Beregninger, altsaa vil erstatte den paraboliske Arbejdslinie med en ret, ligger det nær at vælge Linien *ob*, der er bestemt saaledes, at Arealet af Trekant *obd* er lig Parabelens Areal ( $\frac{1}{2} bd = \frac{2}{3} cd$ , altsaa  $bd = \frac{2}{3} cd = \frac{2}{3} ad$ ). Middelværdien af  $E_b$  bliver da lig  $\frac{2}{3}$  af Begyndelsesværdien.

101. Parabelens Ligning bliver:

$$\epsilon = \epsilon_{Brud} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_{Brud}}} \right) \text{ eller } \sigma = 2 \frac{\sigma_{Brud}}{\epsilon_{Brud}} \epsilon \cdot \left( 1 - 2 \epsilon_{Brud} \epsilon \right) \tag{7} \tag{8}$$

$\epsilon_{Brud}$  kan sættes lig  $\frac{1}{500}$  (2 mm pr. m<sup>2</sup>), altsaa:

$$\epsilon = \frac{1}{500} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_{Brud}}} \right) \text{ eller } \sigma = 1000 \sigma_{Brud} \cdot \epsilon \cdot (1 - 250 \epsilon) \tag{9} \tag{10}$$

Af (9) findes:  $E_b = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{500 \sigma}{1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_{Brud}}}}$

og Forholdet mellem Jærnets og Betonens Elasticitetskoefficienter:

$$n = \frac{E_j}{E_b} = \frac{E_j}{500 \sigma} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_{Brud}}} \right)$$

Til  $\sigma = 0$  svarer (se Fig. 69):

$$E_b = \frac{2 \sigma_{Brud}}{\epsilon_{Brud}} = \frac{2 \sigma_{Brud}}{\frac{1}{500}} = 1000 \sigma_{Brud}, \tag{11}$$

altsaa samme Værdi som Ritters (6). For en Beton, hvis Prismestyrke er 210<sup>at</sup>, vil  $E_b$  derfor aftage fra 210 000 ( $n = 10$ ) ved  $\sigma = 0$  til 105 000 ( $n = 20$ ) ved Brud, mens den Middelværdi, det ovenfor blev anbefalet at regne med, bliver  $\frac{2}{3} \cdot 210 000 = 140 000$  ( $n = 15$ ).

For Beton af anden Styrke faas følgende sammenhørende Værdier:

$\sigma_{Brud}$ (Prismestyrke)	= 315	210	158 <sup>at</sup>
Begyndelsesværdi af $E_b$	= 315 000	210 000	158 000 <sup>at</sup>
" "	$n = 6,7$	10	13,3
Middelværdi af $E_b$	= 210 000	140 000	105 000 <sup>at</sup>
" "	$n = 10$	15	20

102. Ingen af de nævnte Kurver er simpel nok til Brug i **Praksis**; dér regner man med Hookes Lov:

$$\sigma = E \cdot \epsilon,$$

altsaa med samme Elasticitetskoefficient for smaa og store Spændinger, og man tager heller ikke Hensyn til, at  $E$  er større for stærk Beton end for svag. I de fleste Landes Jærnbeton-Normer er der fastsat en konstant Værdi for Forholdet mellem Jærnets og Betonens Elasticitetskoefficienter:

$$n = \frac{E_j}{E_b} \tag{12}$$

I Danmark regnes med  $n = 15$ , altsaa  $E_b = \frac{2 100 000}{15} = 140 000$ <sup>at</sup>).

Ved Brudforsøg med Jærnbeton-Bjælker har denne Værdi vist sig i tilfredsstillende Overensstemmelse med de foretagne Elasticitetsmaalinger undtagen ved Begyndelsen og Slutningen af Forsøget.

Gaar vi ud fra den paraboliske Arbejdslinie (Fig. 69), svarer Middelværdien  $E_b = 140 000$  ( $n = 15$ ) til Begyndelsesværdien  $E_b = \frac{2}{3} \cdot 210 000 = 140 000$  ( $n = 10$ ),

<sup>1)</sup> Man opnaar derved (se § 231), at den neutrale Akse Beliggenhed i en bøjet Bjælke i Brudøjeblikket findes at være den samme, som hvis man regner med den paraboliske Arbejdslinie.

<sup>2)</sup> Bach og Graf har ved forskellige Forsøg fundet 2,2-2,3 mm (Mitt. üb. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 166-69, S. 60. Considère angiver dog som Middeltal kun 0,7-1 mm (Ing. 1903, S. 301), undtagelsesvis 1,5 mm (Le béton freté, S. 64).

<sup>3)</sup> Ligesaa i Tyskland, Østrig og England; i Schweiz regnes  $n = 20$  (ved Bøjning), i Frankrig  $n = 10$ . For gammel, stærk Beton kan den sande Værdi af  $n$  gaa ned til 3,8.

og denne Værdi bør man derfor bruge, saafremt man vil beregne de virkelige Deformationer, som en Konstruktion undergaar ved de smaa Spændinger, som tillades i Praksis.

## 2. Søjler.

### a. Centralt paavirkede Søjler.

#### α. Søjlers Form og Armering.

##### Søjlekroppen.

103. Fig. 70 viser en Jærnbetonsøjle i dens almindeligste Form. Tværsnittet er gerne kvadratisk, da det saa har samme Inertimoment i to Retninger. Skal den ene Dimension indskrænkes, bruges et rektangulært Tværsnit, men det er mindre økonomisk (ved centralt Tryk), da man skal indføre dets mindste Inertimoment i Søjleformlen. Seks-kantede, ottekantede og runde<sup>1)</sup> Tværsnit bruges som Regel kun i Forbindelse med Bevikling (§ 136). Søjlers Hjørner maa helst brydes, thi skarpe Betonkanter har ringe Modstandsevne og beskadiges nemt ved Stød og Ildsvaade (§ 64); ved Støbning i tør, ru Træforskalling kan de endog rives af kort efter Størkningen, idet den udbulnende Forskalling fører dem med sig som Følge af Vedhængningen.

104. Længdearmeringen bestaar af Rundjærn, og naar Tværsnittet er kvadratisk og ikke for svært, indlægges kun 4 Jærn, eet i hvert Hjørne, da de dér gør lige stor Nytté i bægge Bøjningsretninger. Afstanden mellem Jærnene bør ikke overstige 35<sup>cm</sup>, og i svære Søjler indlægges derfor flere Jærn (Fig. 77). Naar Søjlen fortsætter sig gennem flere Etager, stødes Jærnene ved Etageadskillelserne, idet den nedre Søjles Jærn forkrøppes og føres saa højt op over Gulvet, at Adhæsionsspændingen langs den øvre Søjles Jærn ikke overstiger det tilladelige (Fig. 70<sup>2)</sup>).

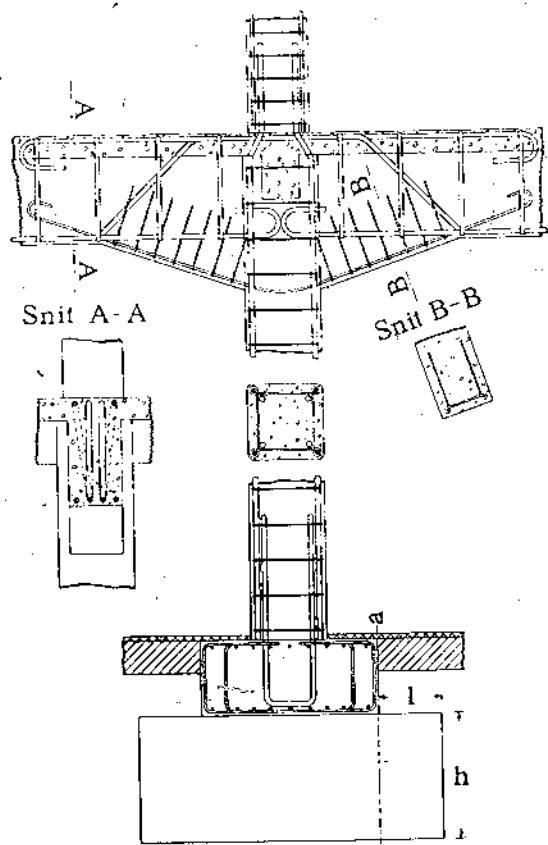


Fig. 70.

<sup>1)</sup> Om Beregning af Søjler med cirkulært Tværsnit se B. u. E. 1914, S. 38.

<sup>2)</sup> Fordelen ved denne Fremgangsmaade er, at Gulvet kan støbes færdig, inden den øvre Søjles Jærn anbringes; hvis dette Hensyn ikke gjorde sig gældende, vilde det være naturligere at føre den tynde Søjles Jærn ned i den tykke Søjlens Jærn, men det er stumpet ved Gulvets Overflade og dækte Stødet med løse, paabundne Jærn, men det er næppe saa godt, og der bruges mere Jærn. Man har ogsaa stødt Jærnene stumpet og omgivet Stødet med et Stykke Gasrør (Fig. 71), men det kan ikke anbefales, med mindre man skrueskræver Jærnenes Ender og Rørets Indre.



Fig. 71.

105. Jærnene forbindes indbyrdes ved en **Tværarmering**, der skal hindre, at de under store Tryk sprænger Betonen og bøjer sig ud. De kan enten forbindes to og to ved Hjælp af **Bøjler** (Fig. 72—73), dannede af 5<sup>mm</sup> eller bedre 7<sup>mm</sup> Rj., men et gennemgaaende 7<sup>mm</sup><sup>1)</sup> Søjlebaand som Fig. 74—75 er langt at foretrække, da der derved opstaar et stift Jærnskelet; navnlig gælder dette **Slyngbaandet** (Fig. 75), der tillige letter en smuk Støbning, da der er Plads til Betonens Sten udenfor; **Ringbaandet** (Fig. 74) vil ofte virke som en Rist, der hindrer Stenenes Nedsynkning, saa der opstaar porøse Steder i Overfladen under hvert Baand.

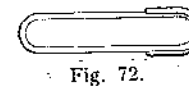


Fig. 72.

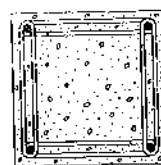


Fig. 73.

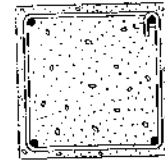


Fig. 74.

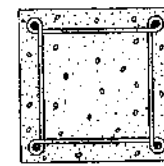


Fig. 75.

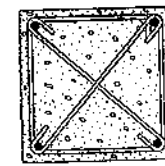


Fig. 76.

Jærnskelettets Stivhed kan yderligere forøges ved Indlæggelse af Diagonalbøjler (Fig. 76). Brugen af Slyngbaand ses paa Fig. 38 og 449, af Ringbaand paa Fig. 48. Er der flere Jærn i Søjlen, kan Mellemjærnene forbindes som Fig. 77 viser eller Fig. 78, hvor to forskellige Tværbøjler er vist.

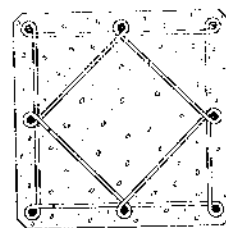


Fig. 77.

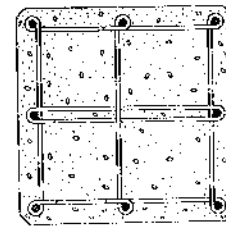


Fig. 78.

Da Slyngbaandene skydes ind paa Længdejærnene, kan disses eventuelle Kroge først fremstilles bagefter, hvilket volder Besvær, naar der er mange og svære Jærn; i slige Tilfælde er man henvist til Brugen af Ringbaand.

For at holde Ringbaandene paa Plads under Støbningen maa man alle Steder fastbinde dem til Længdejærnene med 2<sup>mm</sup> Jærntraad, hvilket ikke er nødvendigt, naar man bruger Slyngbaand, der passer stramt. For at undgaa Rustdannelse maa man paase, at Bindetraadens Ender ikke kommer for nær ved Overfladen.

Den **lodrette Afstand** mellem Baandene eller Bøjlegrupperne vælges gerne som et Multiplum af 5<sup>cm</sup> og skal være mindre end Søjles mindste Sidelinie; den maa ikke overstige 15 *d* (Længdejærnets Diameter)<sup>2)</sup> og heller ikke 35<sup>cm</sup>.

Tilslutningen mellem Søjle og Drager sker oftest paa den Maade, at Søjlen fortsættes op til Pladens Underside, saa den omslutter Drageren (Fig. 70). Undertiden forstærkes denne med et Par Konsoller, der skal formindske Spændingerne fra det negative Moment over Søjlen.

##### Søjlefoden.

106. Overgangen fra Søjle til Fundament sker gennem en Søjlefod (Fig. 70), der hyppigst støbes, inden Søjleforskallingen er opstillet. I Søjlefoden indstøbes da lodrette Jærn svarende til Søjles og ragende Forankringslængden

<sup>1)</sup> 5 mm Rj. faar let Knæk under Jærnskelettets Transport og bør derfor ikke bruges, med mindre Længdejærnet er saa spinkelt (under 14 mm), at en tæt Omslyngning vanskeligt lader sig udføre med sværere Baand.

<sup>2)</sup> eller 60 Gange mindste Inertiradius for andre Profiler. De tyske Bestemmelser (1915) har 12 *d* i Stedet for 15 *d*.

(§ 33) op i denne. Fodens Højde vil ofte være mindre end Forankringslængden, og det maa derfor anbefales at forene Jærnene to og to i en U-formet Bøjle, hvorved de samtidig bliver lettere at styre<sup>1)</sup>. Føres Søjlejærnene helt til Bunds uden at stødes, kan man både paa en for kort Indstøbningslængde ved at kroge dem.

Er Søjlelasten  $P^{st}$  og den tilladelige Paavirkning for Fundamentet  $s_b^{st}$  (se Husbygningsnormerne § 12), bliver Søjlefodens Areal  $\frac{P}{s_b}$  cm<sup>2</sup>, idet Trykket regnes jævnt fordelt. Den formes som en kvadratisk Plade og armeres i Underfladen

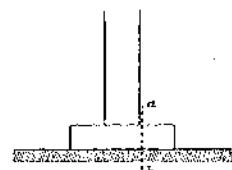


Fig. 79.

parallelt med bægge Siderne. Pladens Tykkelse og Jærnlæg bestemmes dels af det bøjende Moment og den forskydende Kraft i Snit  $a-b$  (Fig. 79) (desuden maa den vandrette Forskydningsspænding undersøges), dels af den forskydende Kraft, med hvilken Søjlen søger at lokke sig igennem Fodpladen. Det naturligste vilde være at regne med Gennemløkning langs Søjleens fire Sidesflader, men Forsøg af Talbot<sup>2)</sup>

har vist, at det er tilstrækkeligt at undersøge de fire Flader  $x-x$  (Fig. 80). I hver af disse virker der en forskydende Kraft  $\frac{1}{4} P \cdot \frac{l^2 - (a + 2c)^2}{l^2}$ , af hvilken man, som det senere vil blive vist, finder den største Forskydningsspænding ved Division med  $m(a + 2c)$ , hvor  $m$  er Afstanden mellem Tværsnittets Træk- og Trykcentrum.

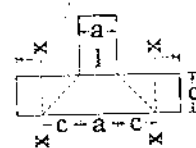


Fig. 80.

Til Fodpladens Armering bør man bruge spinkelt Jærn med Kroge eller formet som Fig. 70 viser.

Hvis Søjlefoden støbes samtidig med Søjlen, maa den have en øvre Forskalling, der kan hindre Betonen i at presse sig op. Den øvre Forskalling kan anbringes efter at Foden er støbt, men vil man undgå denne Standsning, er Formen Fig. 79 uheldig, da den vanskeliggør en god Støbning af Fodens yderste og øverste Del. Formerne Fig. 81—82 er da at foretrække, men kun da, thi de kan slet ikke fremstilles uden øvre Forskalling.

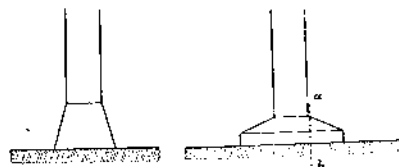


Fig. 81.

Fig. 82.

Hvis Søjlefoden staar under et Betongulv, behøver man ikke at sænke den dybere, end at Gulvets Pudslag kan føres hen over den (Fig. 70).

Et gennemregnet Eksempel findes i § 427—28.

107. Hvis man tvinges til at gøre Søjlefoden **eensidig**, kommer der et bøjende Moment i Søjlen, og Armeringen bør da udføres som Fig. 84 viser.

<sup>1)</sup> I Stedet for denne Ordning bruger andre at lægge et Stykke Fladjærn under de opadgaaende Jærn for at fordele Trykket fra disse. Slet ingen Foranstaltninger at træffe, naar Forankringslængden er for ringe, er inkonsekvent. At banke Jærnene ned efter Støbningen eller stikke dem ned i udsparede Huller er ikke godt.

<sup>2)</sup> Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings (University of Illinois, Engineering Experiment Station Bulletin No. 67). Fodpladerne hvilede paa en Samling kraftige Skruefjere, saa Trykket var meget nær jævnt fordelt.

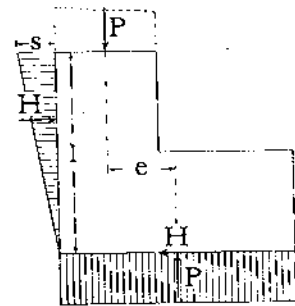


Fig. 83.

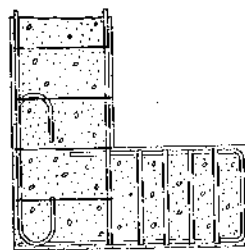


Fig. 84.

Er der en modstandsdygtig Mur bag Søjlen, vil den kunne give et Modtryk, der mer eller mindre hurtigt bringer Momentet til at forsvinde. Man kan da regne Søjlen overskaaret i Højden  $l$  (Fig. 83) og den øvre Del staaende løst paa det vinkelformede Stykke. Højden  $l$  bestemmes af de almindelige Ligevægtshetinger, idet man kender den tilladelige Trykspænding  $s$  for Murværket, og Vinklen kan derefter uden Vanskelighed dimensioneres. Man har:

$$P \cdot e = H \cdot \frac{2}{3} l \quad \text{og} \quad H = \frac{1}{2} l \cdot s \cdot b, \quad \text{hvoraf} \quad l = \sqrt{\frac{3Pe}{sb}}$$

Kan man intet Sidetryk faa, og kan Søjlen ikke optage det bøjende Moment, kan man undertiden stille den paa en underjordisk Bjælke, der føres hen til Nabosøjlen og beregnes for at bære Søjlen paa en overragende Ende (Fig. 85).

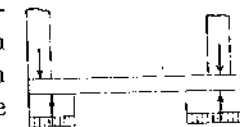


Fig. 85.

### Fundamentet.

108. Fundamentet støbes gerne af en mager Beton, f. Eks. 1 : 4 : 7. Grundfladens Størrelse bestemmes af det tilladelige Tryk paa Grunden (se Husbygningsnormerne § 11), og den formes bedst saaledes, at Fremspringet  $l$  er ens til alle Sider (Fig. 70). Af Hensyn til Bøjningsspændingen i Snit  $a-a$  bør  $h$  vokse med aftagende Betonkvalitet; den vælges gerne mellem Værdierne  $l$  og  $2l$ . Fundamentet kan godt støbes direkte mod Jorden, hvis denne kan staa med lodrette Flader, og Bæreevnen kan da paa en billig Maade forøges ved at forme det efter Fig. 86.



Fig. 86.

Staar Søjlen centralt paa Fundamentet, bliver Trykket paa Grunden  $\sigma = \frac{P}{ab}$ , naar  $ab$  er Fundamentets Grundflade. Staar Søjlen  $e$  ekscentrisk, bliver største og mindste Tryk:

$$\begin{aligned} \text{Saafremt } e \leq \frac{a}{6} \text{ (Fig. 87):} & \quad \sigma = \frac{P}{ab} \left( 1 \pm \frac{6e}{a} \right) \\ \text{" } e \geq \frac{a}{6} \text{ (Fig. 88):} & \quad \sigma = \frac{1,5 P}{b \left( \frac{a}{2} - e \right)} \end{aligned}$$

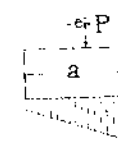


Fig. 87.



Fig. 88.

Bliver Kanttrykket for stort, kan man eventuelt centralisere Søjleens Tryk ved de i Fig. 83—85 viste Fremgangsmaader.

Vil man, f. Eks. af Hensyn til højstaaende Grundvand, indskrænke Udgravningsdybden til et Minimum, kan Jærnbetonfodpladen gøres saa stor, at den kan stilles direkte paa Grunden; dog bør man altid først udstøbe et 5—10 cm tykt Lag Grovbeton, thi uden en saadan jævn og fast Flade kan Jærnbetonarbejdet ikke udføres forsvarligt (§ 161).

Gaar Fundamentet ned under Grundvandet, maa det udgravede Hul lænses for Vand, umiddelbart inden Betonstøbningen begynder, men under selve Støbningen bør man som Regel ikke pumpe, da det til Pumpehullet strømmende Vand let skyller Cementen med sig. At Vandet langsomt stiger op gennem den nystøbte Beton gør mindre Skade.

### β. Spændingsbestemmelse.

109. Ved Beregning af trykkede Bygningsdele forudsættes, som altid i den tekniske Elasticitetslære, at Tværsnittene forbliver plane, altsaa at Jærnet sammentrykkes lige saa stærkt som Betonen (Fig. 89). Hvis Jærnets Elasticitetskoef-



Fig. 89.

ficient er  $n$  Gange Betonens, bliver Jærnspeændingen derfor  $n$  Gange Betonspeændingen. Et Legeme med Betontværsnit  $F_b$  og Jærntværsnit  $f$  vil følgelig forholde sig som et uarmeret Betonlegeme med Tværsnit:

$$F = F_b + nf, \quad (13)$$

og bærer det en Last  $P$ , bliver Betonspeændingen:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + nf} \quad (14)$$

medens Jærnspeændingen bliver  $n$  Gange saa stor<sup>1)</sup>. Indføres

$$f = \frac{\varphi}{100} F_b \text{ i (13) faas: } F = \left(1 + \frac{n\varphi}{100}\right) F_b. \quad (15)$$

Som Regel sættes  $n = 15$ , men det er en Værdi, som nærmest passer i Brudøjeblikket; for de tilladelige Spændinger og et godt Stykke højere passer  $n = 10$  bedre<sup>2)</sup>.

Ved Bedømmelsen af de sande Spændinger maa det erindres, at Jærnet er sammentrykket som Følge af Betonens Svind<sup>3)</sup>. Ved gentagne Belastninger og Aflastninger forøges denne Trykspeænding paa Grund af Betonens blivende Sammentrykning.

110. I Forbindelse med det tænkte Betontværsnit i Formel (13) skal man regne med Betonens Elasticitetskoefficient. Regner vi derimod med det geometriske Areal bliver et armeret Prismes Elasticitetskoefficient:  $E = \frac{F_b E_b + f E_j}{F_b + nf}$ , naar vi begaar den sædvanlige Tilnærmelse at regne  $F_b$  lig det geometriske Areal uden at fradrage  $f$ . Indføres Jærnprocenten  $\varphi = \frac{100f}{F_b}$ , faas:  $E = E_b + \frac{\varphi}{100} E_j = E_b \left(1 + \frac{n\varphi}{100}\right)$ . Med  $n = 15$  og  $\varphi = 1$  findes:  $E = 1,15 E_b$ .

Der er her ikke taget Hensyn til, at en stærk Tværarmring forøger  $E$  (se f. Eks. *Mörsch: Der Eisenbetonbau* 1912, S. 98).

### γ. Armeringens Virkning.

#### Tværuddvidelse.

111. God Beton vil, naar den sammentrykkes, udvide sig forholdsvis stærkt i Tværetningen, mens daarlig, porøs Beton forholder sig som Kork og kun udvider sig svagt, idet Deformationerne kan foregaa i dens Porer. Indlæggelsen af Søjlebaand forringer Tværuddvidelsen noget.

Kaldes Forholdet mellem Længdeforkortelse og Tværuddvidelse, bægge Dele pr. Længdeenhed, for  $m$  (det Poisson'ske Tal), fandtes for uarmeret Beton  $m = 6-8$  og ved Armering med mange Søjlebaand  $m = 7-12$  (*D. A. f. E.*, Hefte 21, S. 18). For Søjler af en daarlig Beton armeret med 0,9% Længdejærn fandtes  $m = \text{ca. } 6,5$ ; for en bedre Beton var  $m$  langt mindre, helt ned til 1,5 (*D. A. f. E.*, Hefte 5, S. 46).

For uarmeret Beton fandt *Kleinlogel*  $m = 8$  ved  $\sigma_b = 40$  at og  $m = 5$  ved  $\sigma_b = 100$  at; i Nærheden af Brudspændingen synker  $m$  formentlig til 3 å 2; for bevirket Beton fandt han  $m = 8$  saavel ved 40 som ved 100 at (*B. u. E.* 1912, S. 150).

#### Armeringens Indflydelse paa Styrke og Sejghed.

112. I en armeret Søjle vil Længdejærnene ikke blot formindske Betonens Trykspænding, men de vil ogsaa, sammen med Tværarmeringen, forøge dens Styrke, idet de holder sammen paa den og modvirker den Tværuddvidelse, der betinger Knusningen. Den Betonskive, der ligger mellem to Søjlebaand, er til

<sup>1)</sup> Ved Benyttelsen af denne Formel begaar man som Regel den U nøjagtighed i Stedet for  $F_b$  at indføre Søjlebaandets fulde, geometriske Areal  $F_b + f$ . Er Søjlen kvadratisk med Sidelinje  $a$ , sætter man altsaa  $F = a^2 + nf$ , medens man burde sætte  $F = a^2 - f + nf = a^2 + (n-1)f$ . I Virkeligheden forudsætter man derfor, at Jærnets Elasticitetskoefficient er  $n+1$  Gange Betonens. Nogle Forfattere indfører dog i Formlen  $n-1$  i Stedet for  $n$ , men Spørgsmaalet har kun formel Betydning, da man ikke kender  $n$  med en Nøjagtighed af 1.

<sup>2)</sup> Forsøg af *Bach* og *Graf* viser, at naar Betonens er god og Spændingerne smaa, haves ikke  $n = 15$ , men  $n = 9$  (*Mitt. u. F.*, Hefte 166-69, S. 47). I de schweiziske Normer (1909) regnes med  $n = 10$  for trykket Jærn.

<sup>3)</sup> Ved Vandhærdning er Forholdet omvendt, derfor faar armerede Prismer undertiden ringere Styrke ved Vandhærdning end ved Lufthærdning (*Mitt. 12 aus Wien*, S. 12; Søjlerne manglede Tværarmering), mens uarmerede Prismer bliver stærkest ved Vandhærdning.

en vis Grad under samme Forhold som en Tærning, der prøves i en Presse; Søjlebaandene erstatter Friktionen fra Trykpladerne og sikrer saaledes Tærningestyrken.

En uarmeret Betonsøjle brydes pludselig, den armerede Betonsøjle er sejgere, og det ydre Betonlag viser Revner og Afskallinger, inden det endelige Brud sker; jo rigeligere Tværarmeringen er, des højere ligger Brudlasten over den Last, ved hvilken Ødelæggelsen begynder. Det er denne Sejghed, i Forbindelse med den ovenfor nævnte Styrkeforøgelse, der motiverer de langt højere Spændinger, der tillades i en armeret end i en uarmeret Søjle, selv om Betonen er den samme.

#### Længdearmeringens Virkning.

113. I Fig. 90 er Jærnets og Betonens Trykarbejdslinier indtegnet i samme Maalestok. Jærnets er kun tegnet indtil Flydegrænsen, Betonens er tegnet indtil Brud (210 at) og forudsat parabolisk. Paa Figuren kan direkte aflæses Spændingerne i et armeret Prisme, hvis Sammentrykning pr. Længdeenhed er  $\epsilon$ , nemlig  $\sigma_b = ab$  og  $\sigma_j = ac$ . Endvidere haves:

$$n = \frac{E_j}{E_b} = \frac{\epsilon}{\frac{ac}{ab}} = \frac{ac}{ab} \quad (16)$$

og man vil se, at  $n$  er voksende indtil Jærnets Flydegrænse og derpaa aftagende, samt at Jærnets Flydegrænse naaes tidligere end Betonens Brudgrænse. Saalænge Jærnet flyder, forbliver Jærnspeændingen konstant, og yderligere Sammentrykning vil derfor kun forøge  $\sigma_b$ , som til sidst naar sin Brudværdi, ved hvilken Søjlen knuses. Et armeret Prismes Brudlast bliver altsaa:

$$P = S^c \cdot F_b + FG^c \cdot f, \quad (17)$$

hvor  $S^c$  er Betonens Prismestyrke,  $FG^c$  Jærnets Flydegrænse.

Rigtigheden af (17) er godtgjort ved forskellige Forsøg<sup>1)</sup>, dog skal man indføre en ret lav Værdi for Flydegrænsen, nemlig 2400 at<sup>2)</sup>.

114. Endvidere er det en Forudsætning, at der er et fornødent Antal Søjlebaand til at fastholde Jærnet, og at dets Areal,  $f$ , ikke oversiger 2% af  $F_b$ ; ved stærkere Armering faar man ikke den Nytte af Jærnet, som (17) lover<sup>3)</sup>.

Mens man altsaa i Formel (14) bør indføre  $n = \text{ca. } 10$  for smaa Spændinger, skal man i Brudøjeblikket indføre  $n = FG^c : S^c$ . Som Regel vil denne Værdi være lavere end 15, men man plejer at regne  $n = 15$ .

<sup>1)</sup> Deriblandt *Bach* og *Graf*s Forsøg med ekscentrisk paavirkede Søjler (*Mitt. u. F.*, Hefte 166-69, S. 123).

<sup>2)</sup> Som Regel findes denne Værdi, se f. Ex. *Witneys* Forsøg (*B. u. E.* 1912, S. 228). *Rudeloff* fandt 2600 at (*D. A. f. E.*, Hefte 21, S. 91). Grunden til den lave Værdi er formentlig de store Trykspændinger i Jærnet hidrørende fra Betonens Svind; i Henhold til *Considères* Maalinger udgør de 500-1000 at (*Ing.* 1903, S. 301). *Thullie* fandt 27-3600 at (*B. u. E.* 1906, S. 306), men Armeringen bestod af 4 og 5 mm Rj., saa Flydegrænsen har ligget højt.

<sup>3)</sup> Se *Bachs* Forsøg i *Mitt. u. F.*, Hefte 29.

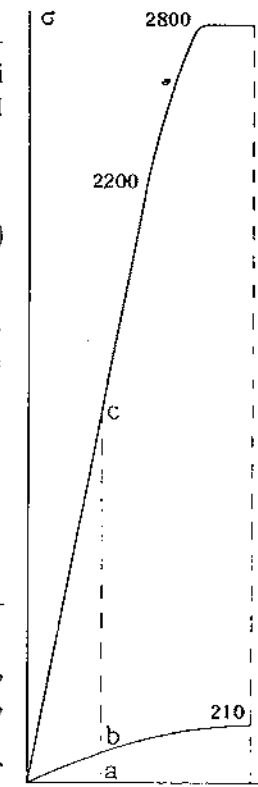


Fig. 90.

### Tværarmeringens Virkning.

115. Længdejærn uden Søjlebaand forøger ikke Betonens Styrke, men formindsker den snarere<sup>1)</sup>.

Tætliggende Søjlebaand uden Længdejærn forøger heller ikke Styrken, men gør den hyppigt lidt mindre, fordi der ved den vaade Betons Sammensykninng opstaar Hulheder under Baandene; derimod forøges Seigheden stærkt<sup>2)</sup>.

Styrkeforøgelsen fremkommer kun ved den kombinerede Anvendelse af Længde- og Tværarmering, men naar blot Længdearmeringen findes, er det iøvrigt Tværarmeringen, der er den virksomste. Virkningen af 1<sup>st</sup> Bøjler har ved Forsøg været omtrent dobbelt saa stor som Virkningen af 1<sup>st</sup> Længdejærn, saa man bør ikke spare paa Bøjlerne.

Bach fandt følgende relative Værdier af den totale Brudlast for kvadratiske Søjler med et Jærn i hvert Hjørne, naar alle Faktorer, undtagen Bøjleafstanden, var ens:

Bøjleafstand:	1	1/2	1/4	Gange Søjleens Sideinie
Relativ Styrke:	16.7	8.4	4.2	Jærndiameteren
	100	105	122	

Ved disse Forsøg laa Bøjlerne langs Tværsnittets Periferi paa sædvanlig Maade.

116. Fig. 91—92 viser Brududseendet af Jærnbetonprismer dels armerede med almindelige Søjlebaand, dels tæt beviklede med 7<sup>mm</sup> Rj.<sup>3)</sup>

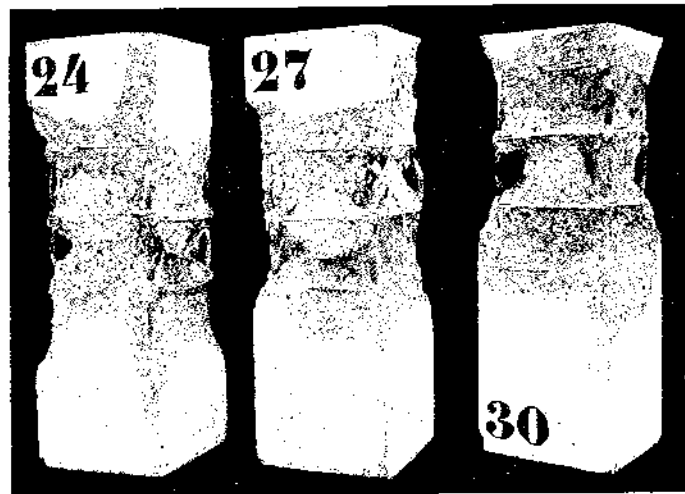


Fig. 91. Knuste Prismer med almindelige Søjlebaand.

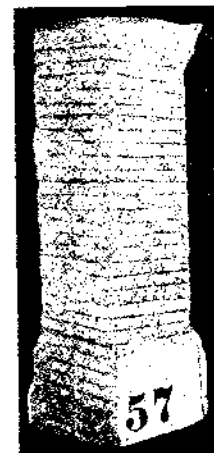


Fig. 92. Knust Prisme med Bevikling.

Da Bruddet sker under Dannelse af den sædvanlige Dobbeltpyramide, maa man formode, at Diagonalbøjler og Midterbøjler (Fig. 76—78), der forøger Forskydningsstyrken, vil hæmme Pyramidedannelsen og saaledes virke forstærkende, selv om de ikke er nødvendige til Fastholdelse af Jærnet. Naar der kun er perifer Bøjler, kan Pyramiderne uhindret danne sig indenfor disse<sup>4)</sup>.

<sup>1)</sup> 12 Mitt. a. d. mech.-techn. Laboratorium der k. k. techn. Hochschule in Wien, S. 12.

<sup>2)</sup> Se Fig. 24 i D. A. f. E., Heft 34, S. 15; samme Sted Side 25 findes Billeder af Hulheder.

<sup>3)</sup> Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 124 og 128.

<sup>4)</sup> Man bør derfor være skeptisk overfor nogle tyske Forsøg (D. A. f. E., Heft 5), ved hvilke Indlægning af Diagonalbøjler (foruden de perifer) ikke forøgede Brudbelastningen, men hvor denne Ophobning af Bøjler i samme Tværsnit endog fremskyndede Dannelsen af Tværrivner. Muligvis har Støbehulheder under Bøjlerne Skylden. Senere Forsøg (Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 113) med Bøjler efter Fig. 73, 74, 76 og 93 med 15 cm Mellemrum viste, at Brudlastens Forøgelse udover hvad Beton og Længdejærn kunde optage, varierede som følger:

117. Tværarmeringens Virkning sammenlignes ofte med Virkningen af en tænkt Længdearmering, hvis Volumen er lig Tværarmeringens. Kaldes Arealet af denne tænkte Længdearmering  $f'$ , kan man i Henhold til amerikanske Forsøg og i Analogi med (17), sætte Søjleens Brudlast til:

$$P = S^c \cdot F_b + FG^c \cdot f + FG^c \cdot f', \quad (18)$$

hvor  $FG^c$  er Tværarmeringens Træk-Flydegrænse<sup>1)</sup>.

Er de to Flydegrænser ens og lig  $n \cdot S^c$ , faas:

$$P = S^c \cdot F_b + n \cdot S^c \cdot f + n \cdot S^c \cdot f'. \quad (19)$$

Brudlasten svarer altsaa til en uarmeret Søjles, hvis Tværsnit er:

$$F = F_b + nf + nf', \quad (20)$$

og med de almindeligt brugte Materialer, kan man sætte  $n = 15$ <sup>2)</sup>, altsaa:

$$F = F_b + 15f + 15f'. \quad (21)$$

118. Fra anden Side har man søgt at udtrykke Tværarmeringens Virkning ved en variabel Faktor, hvormed Søjleens virkelige eller tænkte Betonareal multipliceres.

Saaledes sætter den franske Jærnbetonkommission af 1907 Brudlasten for en kort Søjle til:

$$P = S^c \left(1 + m \frac{f'}{F_b}\right) (F_b + nf), \quad (22)$$

hvor  $m$  er en Faktor, der vokser fra 8 til 15, naar Afstanden mellem Søjlebaandene aftager fra  $\alpha$  (mindste Sidelinie i Søjlen) til  $\frac{1}{3}\alpha$ , mens Mörsch kun multiplicerer det virkelige Betonareal og sætter:

$$P = S^c \cdot \left(1 + m \cdot \frac{f'}{F_b}\right) \cdot F_b + FG \cdot f \quad \text{eller:} \quad P = S^c \cdot F_b + m \cdot S^c \cdot f' + FG \cdot f, \quad (23) (24)$$

hvor  $FG = 2400 - 2800 \text{ at}$ .

119. De danske Normer (1909) sætter:

$$F = F_b + 15f + mf', \quad \text{hvor} \quad m = \frac{22,5}{1 + 2\alpha}, \quad (25) (26)$$

idet  $\alpha$  er Forholdet mellem Bøjleafstand og mindste Sidelinie i Tværsnittet.  $m$  varierer her paa samme Maade som i (22), nemlig fra 7,5 ved  $\alpha = 1$  til 13,5 ved  $\alpha = \frac{1}{3}$ <sup>4)</sup>.

Størrelsen  $m \cdot f'$  er som Regel saa lille, at man kun tager den med, naar et givet Søjletværsnits Bæreevne skal forøges til det yderste, og man derfor lægger Søjlebaandene meget tæt.

### δ. Faren for Udbøjning.

#### Almindelige Bemærkninger.

120. At der ved Brugen af slanke Søjler er en Fare for Udbøjning kan iagttages, blot man støtter sig til en Spanskrøsstok. Denne Fare, der spiller saa stor en Rolle ved Dimensionering af Jærnsøjler, er langt ringere ved Jærnbetonsøjler; ved de hidtil gjorte Forsøg har Søjlerne Styrke næsten altid vist

	Fig. 73	74	93	76
Brudlastens Forøgelse i t . . . . .	20,06	0	10,23	1,53
do. divideret med $f'$ (se (18)) . . . . .	2,96	0	4,06	0,28

Her er altsaa ogsaa fundet en ringe Virkning af Anordningen i Fig. 76, men den store Virkning, som Anordningen efter Fig. 93 har givet, tyder paa, at Støbehulheder har spillet en Rolle, thi i Søjlen Fig. 93 vil disse vanskeligst danne sig. Er denne Forklaring rigtig, taler den til Gunst for Brugen af det i Fig. 75 viste Søjlebaand.

<sup>1)</sup> I. M. 1912, Kongressverhandlungen, Sektion B, S. 97.

<sup>2)</sup> Se f. Eks. Saliger: Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gussbeton, Wien 1915.

<sup>3)</sup> I denne Formel er  $n$  ikke konstant; naar Afstanden mellem Søjlebaandene er lig Søjleens Sidelinie ( $\alpha$ ), og Jærndiameteren er større end  $\frac{1}{3}\alpha$ , sættes  $n = 8$ ; er Afstanden mindre end  $\frac{1}{3}\alpha$  og Jærndiameteren mindre end  $\frac{1}{3}\alpha$ , sættes  $n = 15$ . Rigtigheden af disse Værdier er dog tvivlsom (se Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 100).

<sup>4)</sup> Se iøvrigt angaaende denne Formel Ing. 1913, S. 319.

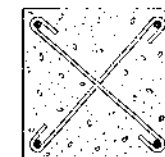


Fig. 93.



sig uafhængig af Længden<sup>1)</sup>. Grunden hertil er dels de massive Tværnsnit, dels de plane Endeflader, der ikke kan dreje sig i Forhold til Pressens Trykplader, saa at Søjlen forholder sig som indspændt ved Enderne.

Kun ved nogle Forsøg af *Bach* med 9<sup>m</sup> lange Søjler, 32<sup>cm</sup> i Sidelinie, er Søjlevirkningen kommen frem (Fig. 94).

I Praksis regnes altid med Faren for Udbøjning, og vi vil derfor se lidt nærmere paa den.

121. Hvis Søjlen var fuldkommen ideal  $\sigma$ : ganske retliniet, Materialet ganske homogent, Kraftoverføringen ganske central og alle Sidekræfter udelukkede, saa vilde den ikke bøje sig ud, men kunne belastes lige til Knusning. Er Søjlen derimod lidt krum, eller lidt mere eftergivende i den ene end i den anden Side, eller virker Kraften lidt ekscentrisk, eller faar Søjlen et Sidetryk, saa vil den bøje sig lidt ud under Belastningen, der derved faar en Arm at virke paa, saa der opstaar et Moment, der forøger Udbøjningen, saa at Momentet vokser o. s. v., kort sagt, man risikerer, at Søjlen knækker. Søjlen har i saa Fald været i ustadig Ligevægt; den mindste Bivirkning forstyrrer Ligevægstilstanden.

En saadan Søjle er naturligvis ubrugelig, man maa altid konstruere en Søjle saaledes, at den er i stadig Ligevægt  $\sigma$ : at en tilfældig lille Udbøjning ikke vokser i det uendelige, men blot fører Søjlen over i en ny Ligevægstilstand.

#### Eulers Formel.

122. Hvis Søjlen er fuldkommen ideal, men paa Grund af en tilfældig, fremmed Indvirkning faar en lille Udbøjning, har Euler paa Grundlag af Hookes Lov beregnet (1757), at saa længe Lasten er mindre end eller lig

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (27)$$

vil Søjlen selv rette sig ud; altsaa være i stadig Ligevægt. Bliver Lasten derimod større, vil Søjlen ikke mere vende tilbage til den retliniede Stilling, men bøje sig saa stærkt ud, at den knækker.

Spændingen forekommer aldeles ikke i Eulers Formel, den gælder for et Materiale, der følger Hookes Lov lige op til uendelig store Spændinger. Indfører vi Søjlen Inertiradius, kan Formlen omskrives til

$$P_E = \frac{\pi^2 E F i^2}{l^2} \quad \text{eller} \quad \frac{P_E}{F} = \sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (28)$$

og afsættes  $\sigma_E$  som Ordinat og  $\frac{l}{i}$  som Abscisse, faar vi den viste, hyperbolske Kurve med Koordinataksene som Asymptoter (Fig. 95).

Er Søjlen 25<sup>cm</sup> i Kvadrat havet:

$$I = \frac{1}{12} \cdot 25^4 = 32\,550 \text{ cm}^4, \quad F = 25^2 = 625 \text{ cm}^2, \quad i^2 = \frac{I}{F} = \frac{32\,550}{625} = 52,$$

og sættes  $E = 140\,000$ , faas:

<sup>1)</sup> I Østrig har man gjort Forsøg med indtil 7<sup>m</sup> lange Søjler, 25 cm i Sidelinie ( $\frac{l}{i} = 90$ ), uden at faa Søjlevirkninger frem.

<sup>2)</sup> Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1913, S. 1969.



Fig. 94. Knust Beton-søjle<sup>2)</sup>.

$$\sigma_E = \frac{10 \cdot 140\,000 \cdot 52}{l^2} = \frac{72\,800\,000}{l^2} \quad \text{eller} \quad \sigma_E = \frac{7280}{l^2}, \quad \text{naar } l \text{ indføres i Meter.}$$

$l = 10^m$	$1^m$	$0,25^m$
giver $\sigma_E = 72,8^{at}$	$7280^{at}$	$116\,500^{at}$

Man faar altsaa blot at vide, at naar disse sammenhørende Værdier af Længde og Spænding ikke overskrides, er der ingen Fare for Udbøjning; hvorvidt Materialet knuses, inden de er naaet, er et Spørgsmaal, som ikke eksisterer for Formlen.

Eulers Formel kan følgelig ikke bruges for smaa Værdier af  $\frac{l}{i}$ , der knuses Søjlen, før den bøjer sig ud; vi maa erstatte venstre Side af Kurven med en vandret, ret Linie, der har Materialets Primestyrke til Ordinat. Den derved

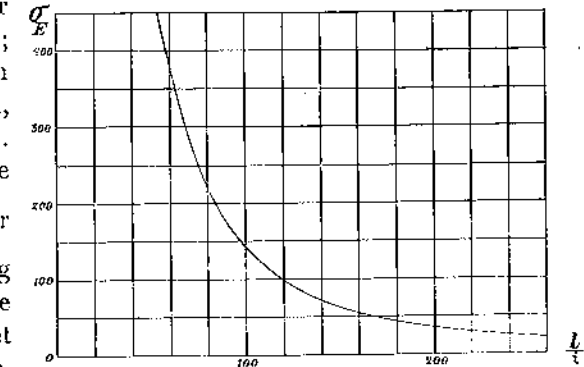


Fig. 95.

fremkomne Kurve angiver Legemets Brudgrænse for alle Værdier af  $\frac{l}{i}$ , undtagen for de ganske smaa ( $\frac{l}{i} < \text{ca. } 10$ ), hvor Dobbeltpyramiden ikke frit kan danne sig (§ 98).

123. Eulerformlen er udledt under Forudsætning af simpel **Understøtning**  $\sigma$ : at Søjlen Ender er forsynede med Kuglehængsler, der tillader en Drejning, men ingen Forskydning. Hvis Søjlen var fuldkommen indspændt, vilde  $P_E$  blive 4 Gange saa stor. Det samme kan udtrykkes ved, at man ved fuldkommen Indspænding kun behøver at indføre 0,5  $l$  i Formlen. Fuldkommen Indspænding er imidlertid vanskelig at opnaa, men en halv Indspænding, der forøger  $P_E$  til det dobbelte, er ikke uopnaaelig (§ 126), og det svarer til at indføre 0,71  $l$  i Stedet for  $l$ .

Imidlertid regner man saa godt som altid med den fulde Længde, da man endnu kun ved lidet om slanke Jærnbetonsøjlers Bæreevne. For alle Tilfældes Skyld er dog nedenfor aftrykt Eulerformlen svarende til de forskellige Understøtningsmaader:

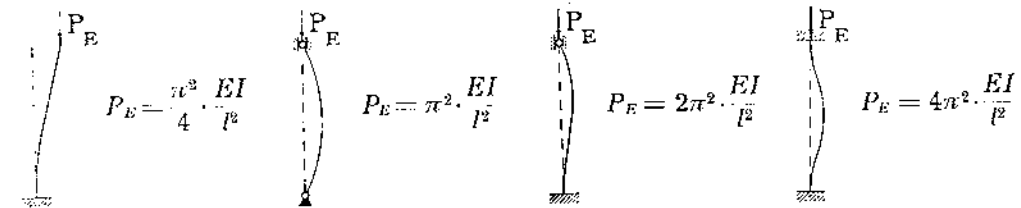


Fig. 96.

Fig. 97.

Fig. 98.

Fig. 99.

#### Ritters Formel.

124. I Henhold til Eulers Formel er Brudspændingen proportional med  $E$ . I Eksemplet ovenfor fandt vi, at den 10<sup>m</sup> lange Søjle vilde knække for  $\sigma_E = 72,8^{at}$ , saafremt  $E = 140\,000^{at}$ ; havde  $E$  derimod været dobbelt saa stor, findes en dobbelt saa stor Bæreevne. Kurven Fig. 95 gælder altsaa kun for et Materiale med konstant  $E$ ; hvis  $E$  derimod aftager med voksende Spænding, som Til-

fældet er med Beton, kan Formel (28) med konstant  $E$  kun være rigtig for en enkelt Værdi af Betonspændingen; passer Formlen paa slanke, svagt belastede Søjler, maa den give for store Værdier for korte, stærkt belastede, og omvendt.

Man bør derfor lade  $E$  variere og indføre den momentane Værdi  $E_b = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ , som gælder i Udbøjningsøjeblikket. Man kunde bestemme den af den paraboliske Arbejdslinie (§ 100), men det fører ikke til noget smukt Resultat; derimod kan man bruge Ritters Udtryk (6):

$$E_b = 1000 (S^c - \sigma_b). \quad (29)$$

I det Øjeblik, Søjlen bøjer sig ud, er altsaa  $E_b = 1000 (S^c - \sigma_E)$ , der indsat i Eulers Formel giver:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E_b}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1000 (S^c - \sigma_E)}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

Sættes  $\pi^2 = 10$ , og løses Ligningen med Hensyn til  $\sigma_E$ , findes:

$$\sigma_E = \frac{S^c}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad \text{eller, naar } l \text{ indføres i Meter: } \sigma_E = \frac{S^c}{1 + \left(\frac{L}{i}\right)^2} \quad (30)$$

$\sigma_E$  er altsaa den kritiske Spænding, ved hvilken Søjlen bøjer sig ud, og ved at dividere med en passende Sikkerhedskoefficient faas den tilladelige Søjlespænding. Dette er ensbetydende med at erstatte  $S^c$  med den ved simpelt Tryk tilladte Spænding  $S_b$ , hvorved den tilladelige Søjlespænding bliver:

$$s_E = \frac{S_b}{1 + \left(\frac{L}{i}\right)^2} \quad (31)$$

Formlen, der er angivet af Ritter, kan bruges for alle Værdier af  $L:i$ . For  $L$  indføres Søjleens Længde i m eksklusive den eventuelle Konsol<sup>1)</sup>.

125. Man kan ogsaa komme til Formlen ved følgende Betragtning. En Jærnbetonsøjle er aldrig helt centralt paavirket, og der er derfor Grund til at regne med en vis Ekscentricitet,  $e$  cm, des større jo slankere Søjlen er. Sættes  $e = \frac{l}{5000} \cdot a$ , bliver Kantspændingen:

$$\text{maks } \sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{Pe}{I} \cdot \frac{a}{2} = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{e}{i^2} \cdot \frac{a}{2}\right) = \frac{P}{F} \left(1 + 0,0001 \left(\frac{l}{i}\right)^2\right), \quad (32)$$

og naar denne ikke maa overskride  $s_b$ , findes:

126. I Henhold til Forsøg af Bach<sup>2)</sup> med særlig stærk Beton er denne Formel paa den sikre Side; i Stedet for  $\left(\frac{l}{i}\right)^2$  kan sættes  $\frac{1}{2} \left(\frac{l}{i}\right)^2$ .

<sup>1)</sup> Skønt man, som tidligere nævnt, ikke plejer at føre en eventuel Indspænding i Regning, skal her gøres opmærksom paa, at Indførelsen af  $0,71L$  i Stedet for  $L$  i Ritters Formel ikke forøger Bæreevnen til det dobbelte, men kun i ringere Grad. Vilde man derfor regne med halv Indspænding, maatte man i Stedet for  $s_b$  indføre  $2s_b$ . Ved lave Søjler vilde man da hyppigst finde  $s_E > s_b$ , men naturligvis er  $s_b$  den højeste Værdi, man maa regne med af Hensyn til Knusning. Formlen mister altsaa sin Kontinuitet og kan kun bruges for  $L:m:i \text{ cm} > 1$ .

<sup>2)</sup> Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1913, S. 1969.

127. Til Bedømmelse af Forholdet mellem de forskellige Søjleformler er Fig 100 tegnet, der grafisk viser, hvor stor den tilladelige Søjlespænding er svarende til forskellige Værdier af  $L:i$ , eftersom man anvender Ritters Formel (med  $s_b = 40^{\text{at}}$ ), Eulerformlen (med 5dobbel Sikkerhed og  $\pi^2 E = 1\,400\,000^{\text{at}}$ ) eller de nu forældede tyske tekniske Foreningers Bestemmelser (med  $\varphi = 0,8\%$ ). Som man ser, frembyder Ritterformlen størst Sikkerhed, saa længe  $L:i$  er mindre end 1,54;

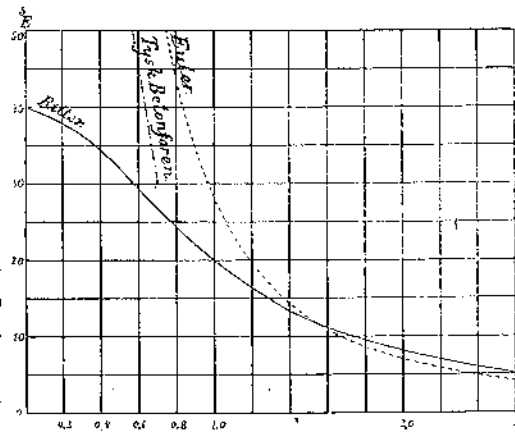


Fig. 100.

og slankere Søjler vil man næppe nogensinde anvende.

128. Eksempel. For en Søjle med hosstaaende Tværsnit (Fig. 101) er med  $n = 15$ :

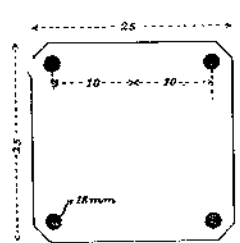


Fig. 101.

$$F = 25^2 \cdot 4 = 2500 \text{ cm}^2, \quad I = \frac{1}{12} \cdot 25^4 \cdot 4 = 62500 \text{ cm}^4, \quad i^2 = \frac{I}{F} = 25 \text{ cm}^2$$

Er Søjlen 4 m lang, og er den tilladelige simple Trykspænding  $35^{\text{at}}$ , bliver den tilladelige Søjlespænding:

$$s_E = \frac{35}{1 + \frac{16}{61,4}} = \frac{35}{1,261} = 27,8^{\text{at}}$$

Søjlen kan altsaa bære  $27,8 \cdot 778 = 21\,600^{\text{kg}}$ .

Med  $n = 10$  findes:

$$F = 727 \text{ cm}^2, \quad I = 42\,702 \text{ cm}^4, \quad i^2 = 58,7 \text{ cm}^2, \quad s_E = \frac{35}{1 + \frac{16}{58,7}} = \frac{35}{1,273} = 27,5^{\text{at}}$$

tilladelig Last:  $27,5 \cdot 727 = 20\,000^{\text{kg}}$ .

129. Indenfor de Grænser, mellem hvilke Armeringsprocenten i Praksis bevæger sig, er dens Indflydelse paa  $s_E$  saa ringe, at man kun behøver at kende Forholdet mellem Søjleens Længde og Sidelinie for at bestemme  $s_E$ .

Vi vil vise dette for en kvadratisk Søjle armeret med  $\varphi\%$  Jærn i Form af 4 Rundjærn, eet i hvert Hjørne og liggende saaledes, at Rundjærnets Akse har Afstanden  $1,5d$  fra Søjleens Yderflader (Fig. 102). Forholdet mellem Jærnets og Betonens Elasticitetskoefficienter regnes som sædvanlig lig 15.

Under disse Forudsætninger kan Rundjærnets Diameter bestemmes af:

$$4 \cdot \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{\varphi F_b}{100}; \quad d^2 = \frac{\varphi F_b}{100\pi}; \quad d = \frac{\sqrt{\varphi F_b}}{17,7}$$

og Søjleens Sidelinie er  $a = \sqrt{F_b}$ . Man finder da:

$$\left(\frac{a - 3d}{2}\right)^2 = \frac{\left(\sqrt{F_b} - 3 \frac{\sqrt{\varphi F_b}}{17,7}\right)^2}{4} = \frac{F_b}{4} (1 + 0,0287\varphi - 0,339\sqrt{\varphi})$$

Inertimomentet bliver:

$$I = \frac{1}{12} a^4 + 15 \frac{\varphi F_b}{100} \left(\frac{a - 3d}{2}\right)^2 = \frac{1}{12} F_b^2 + 0,15\varphi F_b \cdot \frac{F_b}{4} (1 + 0,0287\varphi - 0,339\sqrt{\varphi})$$

$$I = F_b^2 (0,0834 + 0,0375\varphi + 0,0011\varphi^2 - 0,0127\varphi\sqrt{\varphi})$$

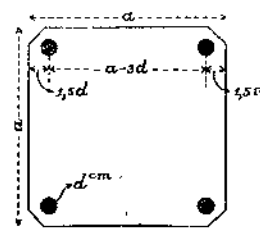


Fig. 102.

Naar vi indfører Betegnelsen  $\alpha$ , faas:

$$\alpha = \frac{i^2}{F^2} = \frac{I}{\left(1 + \frac{r\varphi}{100}\right)^2 F_b^2} = \frac{I}{(1 + 0,15\varphi)^2 F_b^2} \quad (33)$$

$$\alpha = \frac{0,0834 + 0,0375\varphi + 0,0011\varphi^2 - 0,0127\varphi\sqrt{\varphi}}{(1 + 0,15\varphi)^2} \quad (34)$$

$$\varphi = 0,75\% \text{ giver: } \alpha = \frac{0,0834 + 0,0281 + 0,0006 - 0,0083}{1,24} = \frac{0,1038}{1,24} = 0,0837$$

$$\varphi = 2\% \text{ giver: } \alpha = 0,0751.$$

For et uarmeret, kvadratisk Tværnit med Sidelinie  $a$  havest:  $i^2 = \frac{I}{F} = \frac{I}{a^2} = \frac{a^2}{12}$  (35)

Med et Jærn i hvert Hjørne faas af (33):  $i^2 = \alpha F = \alpha(1 + 0,15\varphi)F_b = \alpha(1 + 0,15\varphi)a^2$  (36)

Ved at indføre forskellige, sammenhørende Værdier af  $\varphi$  og  $\alpha$  (bestemt af (34)) i denne Ligning, findes:

$\varphi =$	0	0,5	0,75	0,8	1	1,5	2
$i^2 : a^2 =$	0,0834	0,0911	0,0932	0,0941	0,0951	0,0969	0,0975
$\varphi =$	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	10
$i^2 : a^2 =$	0,0973	0,0963	0,0950	0,0935	0,0916	0,0895	0,0667

Inertiradien bliver størst ved ca. 2% Armering, men varierer løvrigt kun lidt.

130. Indsættes i Ritters Formel findes følgende sammenhørende Værdier af  $\varphi$  og  $s_E$ :

$\varphi =$	0	0,75	2%
$s_E =$	$\frac{s_b}{1 + 12\left(\frac{L}{a}\right)^2}$	$\frac{s_b}{1 + 10,73\left(\frac{L}{a}\right)^2}$	$\frac{s_b}{1 + 10,25\left(\frac{L}{a}\right)^2}$

Naar Armeringsprocenten ligger mellem  $\frac{3}{4}$  og 4, er man paa den sikre Side ved at bruge Formlen

$$s_E = \frac{s_b}{1 + 10,73\left(\frac{L}{a}\right)^2} \quad (37)$$

og der vindes intet nævneværdigt ved at regne med den sande Værdi af  $i^2 : a^2$ . Er en given Søjle med  $\varphi = \frac{3}{4}\%$  for svag, kan man derfor uden nye Undersøgelser forøge  $\varphi$  indtil 2% og regne med det samme  $s_E$ .

Da  $s_E$  er omtrent uafhængig af  $\varphi$ , kan (37) bruges, selv om der ikke er 4, men flere Jærn i Søjlen. Endvidere kan den bruges for rektangulære Tværnit med mindste Sidelinie  $a$ , eftersom  $i^2 : a^2$  er uafhængig af Tværnittets Bredde.

131. Eksempel. En Søjle som Fig. 101, men med  $\frac{3}{4}\%$  Armering, kan, naar  $s_b = 35$  og  $n = 15$ , belastes med:

$$s_E = \frac{35}{1 + 10,73 \cdot \left(\frac{4}{25}\right)^2} = \frac{35}{1,275} = 27,4$$

Betonen alene bærer:  $625 \cdot 27,4 = 17100 \text{ kg}$

$\frac{3}{4}\%$  Armering » :  $\frac{0,75}{100} \cdot 625 \cdot 15 \cdot 27,4 = 1930$  »

2 » » :  $\frac{2}{100} \cdot 625 \cdot 15 \cdot 27,4 = 5140$  »

Mellem disse to Armeringer kan man da vælge den, der svarer til Søjlets Belastning. Er denne f. Eks.  $21600 \text{ kg}$ , skal Armeringen tage  $21600 - 17100 = 4500 \text{ kg}$ , saa det søgte Jærnareal bliver:  $\frac{4500}{15 \cdot 27,4} = 10,9 \text{ cm}^2$ , svarende til 4 Rj.  $19 \text{ mm}$ . En

Sammenligning med Beregningen til Fig. 101 viser, at Formlen er lidt paa den sikre Side, fordi den forudsætter det dækkende Betonlag en lille Smule større.

### Dimensioneringsformler for kvadratiske Søjler.

132. I de foran givne Former kan Ritters Formel kun bruges til at undersøge en given Søjles Bæreevne eller til at bestemme det nødvendige Jærnindlæg, naar Betontværsnittets Størrelse er givet. Det er imidlertid let at omdanne den til en praktisk Dimensioneringsformel for det almindelige Tilfælde, at Søjlen er kvadratisk med et Jærn i hvert Hjørne

Er Søjlets Last  $P \text{ kg}$ , bliver det søgte Tværnit  $F = P : s_E$ , altsaa:

$$F = s_E = \frac{s_b}{1 + \left(\frac{L}{i}\right)^2} = \frac{s_b i^2}{i^2 + L^2} \quad \text{hvoraf: } P i^2 + P L^2 = F s_b i^2$$

Sættes:  $i^2 = \alpha F$ , faas  $P \alpha F + P L^2 = F^2 s_b \alpha$ , der ordnet og løst giver:

$$F^2 - F \frac{P}{s_b} - \frac{P L^2}{\alpha s_b} = 0; \quad F = \frac{P}{2 s_b} + \sqrt{\frac{P^2}{4 s_b^2} + \frac{P L^2}{\alpha s_b}} = \frac{P}{2 s_b} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4 s_b L^2}{\alpha P}}\right) \quad (38)$$

idet Minustegnet foran Kvadratoden ikke giver nogen brugelig Løsning.

Endvidere havest  $F = F_b(1 + 0,15\varphi)$ , altsaa:

$$F_b = \frac{P}{2(1 + 0,15\varphi) s_b} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4 s_b L^2}{\alpha P}}\right) \quad (39)$$

Kendes  $\varphi$  og  $\alpha$ , giver denne Ligning det nødvendige Betonareal som en simpel Funktion af de givne Størrelser.

Med  $\varphi = \frac{3}{4}\%$ , altsaa  $\alpha = 0,0837$ , og med  $\varphi = 2\%$ , altsaa  $\alpha = 0,0751$ , faas:

$$F_b = \frac{P}{2,225 s_b} \left(1 + \sqrt{1 + 47,78 s_b \cdot \frac{L^2}{P}}\right) \quad \text{og} \quad F_b = \frac{P}{2,6 s_b} \left(1 + \sqrt{1 + 53,26 s_b \cdot \frac{L^2}{P}}\right) \quad (40) (41)$$

Indføres  $P$  i Tons og skrives Formlen:

$$F_b = c_1 \cdot P_t \cdot \left(1 + \sqrt{1 + c_2 \cdot \frac{L^2}{P_t}}\right) \quad (42)$$

faar  $c_1$  og  $c_2$  de i efterfølgende Tabel indførte Værdier:

$s_b =$	50	45	40	37,5	36	35	32	30	28,8	24	19,2
$\varphi = \frac{3}{4}$ {	$c_1 = 8,99$	10,0	11,2	12,0	12,5	12,9	14,1	15,0	15,6	18,7	23,4
	$c_2 = 2,39$	2,15	1,91	1,79	1,72	1,67	1,53	1,43	1,38	1,15	0,92
$\varphi = 2$ {	$c_1 = 7,69$	8,55	9,62	10,3	10,7	11,0	12,0	12,8	13,4	16,0	20,0
	$c_2 = 2,66$	2,40	2,13	2,00	1,92	1,86	1,70	1,60	1,53	1,28	1,02

Formlen kan bruges, selv om Søjlejærnens Antal overstiger 4.

133. Eksempel. En  $3,16 \text{ m}$  lang Søjle skal med  $\frac{3}{4}\%$  Armering og  $s_b = 40$  bære  $100 \text{ t}$ . Man faar:  $F_b = 1120(1 + \sqrt{1 + 0,191}) = 2340 \text{ cm}^2$  Sidelinien bliver:

$$\alpha = \frac{2340}{15^2} = 48,4 \sim 49 \text{ cm}^2, \quad \text{Jærnarealet: } f = 2340 \cdot \frac{0,75}{100} = 17,5 \text{ cm}^2 \sim 8 \text{ Rj. } 18 \text{ mm} (\S 104).$$

Slynghaand af  $7 \text{ mm}$  Rj. indlægges som Fig. 77 i § 105 viser med en lodret Afstand af  $15 \cdot 1,8 = 27 \sim 25 \text{ cm}$ .

### Udenlandske Dimensioneringsregler.

134. Medens Ritters Formel altid giver  $s_E < s_b$ , selv om Søjlerne er ganske korte (Fig. 100), bruger man andre Steder at regne med hele  $s_b$ , saalænge Søjlerens Slankhed ikke overstiger en vis Grænse, først derover tages Hensyn til Udbøjningsfaren.

Efter de tyske Bestemmelser (1915) regnes  $s_E = s_b$ , saalænge  $\frac{l}{a} < 15$ , for  $\frac{l}{a} > 15$  regnes med Formel (31), og for  $\frac{l}{a} > 20$  skal der desuden regnes med, at Søjlen er paavirket af Momentet

$P \cdot \frac{l}{200}$  kgcm virkende i den ugunstigste Retning. Af Hensyn til at Eulerformlen endnu er den i Tyskland mest brugte, kræves det i alle Tilfælde paavist, at denne er tilfredsstillt med 10 Gange Sikkerhed; den skrives med  $E = 140\,000$ ,  $P$  i Tons,  $l$  i Meter: *nodvendigt*  $l = 70 P_1 \cdot L^2$ .

De schweiziske Normer (1909) sætter  $s_E = 35$  at, saalænge Søjlsens totale Længde ikke overstiger 20 Gange den mindste Sidelinie, derefter regnes med Formel (31), men  $s_b$  sættes til 45 at. Dette medfører, at  $s_E$  ved  $l = 20a$  pludselig springer fra 35 til 30. Jærnpocenten skal ligge mellem 0,6 og 5.

I Frankrig regnes med Ritters Formel og  $s_b = \frac{1}{3,5} S^c$ .

### e. Dimensionering af almindelige Søjler.

135. Da Jærnarealet i et Søjletværsnit kun virker som et 15 Gange saa stort Betonareal, og da 1 cm<sup>3</sup> Jærn er langt over 15 Gange dyrere end 1 cm<sup>3</sup> Beton, er det naturligt at spare paa Jærnet, men paa den anden Side er en vis Jærnmængde nødvendig for at retfærdiggøre de høje Betonspændinger (§ 112), og Jærnarealet bør derfor ikke være mindre end  $\frac{3}{4}\%$  af Betonarealet<sup>1)</sup>:

$$f = \frac{0,75}{100} \cdot F_b \quad (43)$$

Ogsaa Hensynet til, at Søjlerne er sammenstøbt med Dragerne og saaledes let kan faa Bøjningsspændinger, gør sig her gældende.

Man dimensionerer derfor paa Grundlag af  $\varphi = \frac{3}{4}\%$ , og kun hvis Søjlerne skal holdes særlig spinkle, og man ikke vil gaa over til at bruge en stærkere Beton, forøges  $\varphi$ . Da Jærnspejdingen er proportional med  $s_E$ , er det mindst uøkonomisk at forøge  $\varphi$  for korte, svære Søjler af stærk Beton. Hvis  $\varphi$  overstiger 2%, maa Overskuddet i Henhold til de danske Normer kun føres i Regning med  $\frac{1}{3}$  af Værdien<sup>2)</sup>.

Den tilladelige Betonspænding er omtalt i § 94 og 144, og Formel (42) giver da det søgte  $F_b$ , naar Søjletværsnittet er kvadratisk: skal det være rektangulært, kender man som Regel den mindste Sidelinie, og  $s_E$  kan da bestemmes af (37). For  $L$  indføres Afstanden fra den nedre Etageadskillelses (evnt. Fodpladens) Overside til Undersiden af Drageren, idet de eventuelle Konsoller regnes med til denne.

Vil man forøge Søjlsens Bæreevne ved Hjælp af tætliggende Søjlebaand, bruges Formel (25) i § 119.

Iøvrigt henvises til § 103—5 og til Eksemplet i § 133.

I visse Arter af Bygninger med mange Etager er Sandsynligheden for Totalbelastning i alle Etager samtidig saa ringe, at det er berettiget at tage Hensyn dertil ved Søjlernes Dimensionering. Se desangaaende *Husbygningsnormerne* § 10.

### z. Beviklede Betonsøjler.

136. *Considère* har udvidet Bøjlesystemet til en fuldstændig Bevikling af Betonen med Jærntraad i Skruelinier (Fig. 103—4). Naar Søjlen belastes, vil Betonen's Tværuddvidelse fremkalde Trækspændinger i Beviklingen, der holder sammen paa Betonkærnen, saa at Bæreevnen i høj Grad forøges.

1) De danske Normer (1913) sætter  $\frac{3}{4}\%$ , de schweiziske (1909) 0,6%, de tyske (1915) 0,8%.  
2) De østrigske Normer sætter  $\frac{1}{4}\%$ . Efter de tyske Bestemmelser (1915) er det tilladt at gaa til  $\varphi = 3\%$ .

Dette System, der gør det muligt at reducere svært belastede Søjlers Tværsnit i væsentlig Grad, bruges en Del i Udlandet, men er, saavidt vides, ikke benyttet i Danmark<sup>1)</sup>.

Forholdene ligner dem, der gør sig gældende, naar man belaster Sand, der er indesluttet i en Jærncyliner; men Betonen mangler Sandets Bevægelighed, og man skulde derfor vente, at den vilde knuses, inden Tværuddvidelsen blev saa stor, at Beviklingen kunde virke. Forsøgene viser imidlertid, at Beviklingen bibringer Betonen en vis Grad af Plasticitet, saa at den kan sammentrykkes langt ud over det normale, inden Bruddet sker<sup>2)</sup>.

At skøre Legemer kan blive plastiske, naar de faar Tryk fra alle Sider, er kendt fra flere Forsøg. *Kármán*<sup>3)</sup> har eksperimenteret med **Marmorcylindre**, der, samtidig med at de var i Pressen, blev udsat for et Vædskestryk paa deres cylindriske Overflade. Naar Vædskestrykket var tilstrækkelig stort, lod Legemet sig ikke knuse, selv om Pressens Tryk steg til det firedobbelte af, hvad der ellers krævedes, men det lod sig sammentrykke indtil 9% og antog Tøndeform ganske som et plastisk Materiale. En mikroskopisk Undersøgelse viste, at naar Sidetrykket var ringe, skete Bruddet som Følge af Forskydninger langs Kornenes Grænseflader; de større Sidetryk pressede derimod Kornene saa fast mod hinanden, at en Forskydning var udelukket, og de store, blivende Deformationer var en Følge af talrige Glidninger langs Spaltefladerne i de enkelte Korn, Glidninger som ikke i væsentlig Grad svækkede Sammenhængen; Prøvelegemer, der havde forkortet sig 6—9%, blev bagefter knuste paa almindelig Maade og viste en Styrke, der kun var 15—20% under den normale.

137. Beviklingen virker kun paa den indesluttede Beton, ikke paa den ydre Skal. Denne springer af, naar Sammentrykningen har naaet en Værdi, der svarer til Brudværdien for et uarmeret Prisme. Er Brudlasten for en almindelig Jærnbeton-Søjle 100<sup>t</sup>, vil samme Last fremkalde Revner og Afskallinger paa en beviklet Søjle med samme Tværsnitsareal<sup>4)</sup>, men Kærnen vil kunne sammentrykkes videre og ved rationel Bevikling bære en Maksimallast af op imod 200<sup>t</sup> (Fig. 104). Ved Bestemmelsen af en beviklet Søjles Bæreevne, bør man derfor se bort fra Dæklaget og kun regne med det indenfor Beviklingsjærnets Midtlinie liggende **Kærnetværsnit**,  $F_k$ , thi kun dette er virksomt i Brudøjeblikket. Samtidig maa man sikre sig mod Revner i den ydre Betonskal ved, uafhængig af hvor stærkt Søjlen er armeret, at holde Spændingen  $\frac{P}{F_b}$  lavere end  $2s_E$ .



Fig. 104. Knust 8-kantet Prisme med cylindrisk Bevikling<sup>5)</sup>.

Der sker ingen egentlig Knusning af Kærnen, thi i Tidens Løb kan Styrken stige. To beviklede Søjler, hvis »Brudbelastning« i en Alder af 45 Døgn var henholdsvis ca. 334 og ca. 517<sup>at</sup> (naar der kun regnes med Kærnetværsnittet og ikke tages Hensyn til Armeringen), bar ved fornyet Prøvning i en Alder af ca. 95 Døgn henholdsvis 479 og 674<sup>at</sup>, og da man derefter pillede Beviklingen af, bar den blottede Kærne henholdsvis 161 og 219<sup>at</sup><sup>6)</sup>.

<sup>1)</sup> Se E. Suenson: *Beton fretté — Beviklet Beton* (Ing. 1903, S. 301); A. Considère: *Le béton fretté et ses applications*, Paris 1907; Mörsch: *Der Eisenbetonbau*, Stuttgart 1912.

<sup>2)</sup> I et enkelt Tilfælde har Forkortelsen været 4,2% (Ing. 1903, S. 302).

<sup>3)</sup> Mill. u. F., Heft 118; lignende Forsøg har Considère og Adams og Nicolson udført.

<sup>4)</sup> Mörsch: *Der Eisenbetonbau* 1912, S. 121; se ogsaa *Kleinlogels Forsøg* (B. u. E. 1912, S. 150).

<sup>5)</sup> Mörsch S. 129. <sup>6)</sup> Mörsch S. 130.

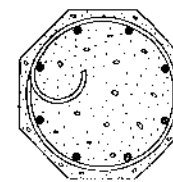


Fig. 103.

Samme Virkning, som Beviklingen har paa Beton, har den ogsaa paa en Kærne af Støbejern (§ 141), Granit eller Murværk. Ved Genopførelsen af Christiansborg blev to gamle, murede Piller forstærkede paa denne Maade ved Omstøbning med en armeret Kappe.

138. Beviklingen kommer bedst til sin Ret, naar den er cylindrisk, og Søjleens Tværnsnit gøres derfor hyppigst cirkulært eller ottekantet, undertiden dog ogsaa kvadratisk (Fig. 92<sup>1)</sup>). Naar Beviklingen er rationelt udført, virker den omtrent dobbelt saa stærkt, som naar den samme Jærnmængde indlægges i Form af Søjlebaand, og for beviklede Søjler ændres Formlen (21) derfor til<sup>2)</sup>:

$$P = F_b + 15f + 30f'. \quad (44)$$

De danske Normer tillader Brugen af denne Formel under følgende Forudsætninger:  $f$  skal mindst være lig  $\frac{1}{2}f'$  og skal ligge mellem  $\frac{1}{4}$  og  $2\%$  af  $F_b$ <sup>3)</sup>; hvis  $f$  er større end  $2\%$  af  $F_b$ , maa Overskuddet kun føres i Regning med  $\frac{1}{2}$  af Værdien. Værdien af  $15f + 30f'$  maa ikke overstige  $F_b$ ; Skruengangens Højde maa ikke overstige  $\frac{1}{6}$  af dens Diameter<sup>4)</sup>.

Skruegangshøjden bør heller ikke overstige 8 cm. Da den ydre Skal, som nævnt, falder af paa et tidligt Tidspunkt og slet ikke bærer med i Brudøjeblikket, er det rigtigere for  $F_b$  kun at indføre Kærnetværsnittet  $F_k$  (indenfor Beviklingsjærnets Midtlinie), hvilket ogsaa stemmer med Considères oprindelige Beregningsmaade. Til Gengæld kan man regne med en noget større Virkning af Beviklingen. De tyske Bestemmelser (1915) sætter den tilladelige Last til:

$$P = s_E \cdot (F_k + 15f + 45f'), \quad \text{dog højst} \quad P = s_E \cdot 2F_b. \quad (45) \quad (46)$$

**Dimensioneringseksempel.** En 8-kantet Søjle (Fig. 392 i § 437) med  $a = 50$  cm, altsaa  $b = 26,7$  cm, skal bære 119 t. Den tilladte Trykspænding ved central Paavirkning er  $s_b = 50$  at, men af Hensyn til en mulig ekscentrisk Paavirkning sættes  $s_b = 0,9 \cdot 50 = 45$  at, idet Søjleens Stilling antages at være som angivet i Fig. 109 a. Betonarealet er  $F_b = a^2 - b^2 = 4,83 b^2 = 2080$  cm<sup>2</sup>, og vi armerer med 8 Rj. 16 mm (16,08 cm<sup>2</sup>) eller lidt over  $\frac{1}{4}\%$  af  $F_b$ . Længden er en saadan, at  $\frac{L}{i} = 0,354$ , og den tilladelige Søjlepaavirkning bestemmes da af (31):  $s_E = \frac{45}{1,125} = 40$  at. Ved foruden Bevikling kan Søjlen bringes til at bære (46):  $40 \cdot 2 \cdot 2080 = 166\,000$  kg, saa Opgaven er løselig. Idet Beviklingsjærnets Diameter skønnes til 10 mm, bliver Kærnetværsnittets Diameter 47 cm, og dets Areal:  $\frac{1}{4} \pi \cdot 47^2 = 1735$  cm<sup>2</sup>. Kærnetværsnittet kan da bære  $40 \cdot (1735 + 15 \cdot 16,08) = 40 \cdot 1976 = 79\,000$  kg, mens Resten af Lasten, 40\,000 kg, maa tages af Beviklingen, altsaa:  $40 \cdot 45 f' = 40\,000$  eller  $f' = 22,2$  cm<sup>2</sup>. Denne Værdi er brugbar, da den ikke overstiger  $3f$ . Beviklingsjærnets Volumen skal altsaa pr. løb. m Søjle udgøre 2220 cm<sup>3</sup>, og da Kærnediameteren er 47 cm, bliver det søgte Tværnsnit:  $\frac{2220}{\pi \cdot 47} = 15,02$  cm<sup>2</sup>/m eller 20 Rj. 10 mm pr. m. Skruengangshøjden bliver 5 cm, hvilket er tilladeligt.

139. Mörsch, der har beskæftiget sig meget med den beviklede Beton, anbefaler (Der Eisenbetonbau 1912, S. 135) at bruge Formel (23), men kun indføre Kærnetværsnittet  $F_k$  for  $F_b$ :

$$P = S^c \left( 1 + m \frac{f'}{F_k} \right) F_k + FG \cdot f. \quad (47)$$

For Flydegrænsen sættes 2400–2800 at. Da Beviklingen har givet større Virkning paa daarlig Beton end paa god, sættes:

for $S^c = 120$	140	160	180	200	220 at
$m = 71$	59	50	43	38	34.

For kvadratiske Søjler sætter han  $m = 33$  uden Hensyn til Betonens Kvalitet.  $f + f'$  skal ligge mellem 1,5 og  $8\%$  af Kærnetværsnittet<sup>5)</sup>;  $\frac{f}{f'}$  skal ligge mellem 1 og  $\frac{1}{3}$ ; for  $f' \geq 2\%$  skal

<sup>1)</sup> En kvadratisk eller rektangulær Bevikling anerkendes ikke som saadan af de tyske Bestemmelser (1915).

<sup>2)</sup> Se f. Ex. Saliger: Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gussbeton, Wien 1915.

<sup>3)</sup> Forsøg med smaa Mørtelcylindre har givet fuld Virkning af Beviklingen, selv om Længdearmeringen manglede (Ing. 1903, S. 301), og for store Prismer kan det samme opnaas, naar Beviklingen er meget tæt; af Hensyn til Støbningen maa man imidlertid have en mindre tæt Bevikling, og Længdearmeringen er da nødvendig for at hindre Betonen i at presse sig ud mellem Vindingerne; en saadan Udpresning vil ske eensidig, idet Prismet krummer sig og faar Tværrevner, hvilket hindres af Længdearmeringen.

<sup>4)</sup> Denne og den foregaaende Regel findes ogsaa i de schweiziske Normer (1909), men Virkningen af  $f'$  regnes 2,4 Gange saa stor som Virkningen af  $f$ . Tallet 2,4 er det af Considère oprindeligt opgivne, men senere Forsøg har vist, at 2 passer bedre. I Frankrig bruges Formel (22) med  $m$  varierende fra 15–32.

<sup>5)</sup> Kleintogel anbefaler  $f = 1\%$  og  $f' = 3,5\%$ ; han fandt Brudstyrken  $P = S^c \cdot F_k + 2400(f + 2,4f')$  (Über neuere Versuche mit umschürtem Beton samt B. u. E. 1912, S. 150).

Skruengangshøjden være ca.  $\frac{1}{4} - \frac{1}{6}$  af Skruengangsdiameteren, for  $f' > 2\%$  skal den være  $\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$ . Den tilladelige Spænding sættes lig  $\frac{1}{2}$  af Prismestyrken ( $S^c$ ), men for at sikre sig mod Revner i den ydre Betonskal, maa man desuden sørge for, at  $\frac{P}{F_b} \leq \frac{1}{2} S^c$ .

140. Angaaende Konstruktionen bemærkes iøvrigt følgende. Der bør mindst være 6, helst 8 Længdejærn, og Skruengangshøjden bør ikke være under  $3\frac{1}{2} - 4$  cm af Hensyn til Støbningen.

Beviklingen fabrikeres ved at rulle Traaden eller Rundjærnet (5–14 mm) op paa en Tromle med passende Diameter og lægge Vindingerne med en passende Afstand indbyrdes. Da en stor Del af Formforandringen er elastisk, maa man anvende en mindre Diameter og Skruengangshøjde end det færdige Produkt skal have, men det finder man sig hurtigt til Rette med. Cylindrene fremstilles saa lange, som Traaden rækker, hvilket vel vil blive en 10–40 Vindinger, og samles ved at man bringer den eues første Vinding ind mellem de sidste Vindinger af den anden og former Enden, som Fig. 103 viser. Længdejærnene fastbindes paa Indersiden af Cylindrene. I Stedet for en fortløbende Bevikling har man ogsaa brugt tætliggende Ringe, samlede som Fig. 105 viser, men de er ikke saa nemme at holde paa Plads under Støbningen. Ved Forsøg<sup>1)</sup> har de givet samme Virkning som rigtig Bevikling, men i Praksis vil det næppe være Tilfældet (§ 45).

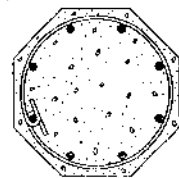


Fig. 105.

## η. Beviklede Støbejernssøjler.

141. Hvis man omgiver en rund Støbejernssøjle med en Kappe af bevirket Beton, kan man udnytte Betonens og Støbejernets Trykstyrke samtidig, og desuden kommer Støbejernets Skørhed ikke til at gøre sig gældende, og Konstruktionen er paa Forhaand brandsikker.

Mens en alm. Støbejernssøjle brødes med et Brag ved en Belastning af 137 t, bar 3 lignende Søjler, der var omstøbt med bevirket Beton, henholdsvis 315, 307,5 og 342 t; Betoneylindern var 6,3 cm tyk indenfor Beviklingen i de tre Tilfælde, mens Beviklingen var udført paa forskellig Maade. Brugen af Staaør giver ringere Brudbelastninger, da det her er Flydegrænsen, der bestemmer Bruddet. En Betingelse for, at man kan addere Brudstyrkerne, er, at Beviklingens Skruengangshøjde mindst er lig den mindste Betontykkelse. Angaaende Konstruktionen, der er patenteret af den østrigske Ingeniør v. Emperger, henvises iøvrigt til B. u. E. 1912, S. 57; 1913, S. 137 og 365; 1916, S. 69; Die Giesserei 1914, Heft 5–6; Huger: Theorie des Eisenbetons S. 33.

## b. Søjler paavirkede af et ekscentrisk Tryk.

### a. Dimensionering.

142. I § 122 betonedes det, at man ved Dimensionering af en Søjle havde to hinanden uvedkommende Hensyn at tage, nemlig til at Materialet ikke knuses og til at Søjlen ikke bøjer sig ud. Det er disse to Hensyn, der paa en saa bekvem Maade 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 Søjleens 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, og dernæst undersøge, om Summen af de Tryk- og Bøjningsspændinger, den ekscentriske Kraft fremkalder, ligger indenfor de tilladelige Grænser. Hertil benyttes den kendte Formel:

$$\sigma_b = \frac{P}{F} \pm \frac{P \cdot e}{W} \quad (48)$$

hvor  $P$  er Normalkraften,  $e$  Ekscentriciteten,  $F$  og  $W$  det til Beton transformerede Tværnsnits Areal og Modstandsmoment<sup>2)</sup>. Det af (48) fundne største Tryk maa ikke overstige den ved Bøjning tilladelige Spænding.

<sup>1)</sup> Se Rudeloffs Forsøg i D. A. f. E., Heft 28, S. 54.

<sup>2)</sup> I Stedet for  $e$  burde egentlig indføres  $e + \delta e$ , hvor  $\delta e$  er Udبøjningen, som Momentet  $Pe$  fremkalder, men denne Størrelse er i Reglen forsvindende lille. De tyske Bestemmelser (1915) fordrer dog, at naar Søjleens Længde,  $l$ , overstiger 20 Gange Tværmaalet, skal der for  $\delta e$  indføres  $\frac{1}{200} l$  (§ 134).



Et rektangulært Tværnsnit med symmetrisk Armering vil efter Transformeringsen se ud som Fig. 106, hvor Fligenes Tyngdepunktslinier falder sammen med Jærnets, medens deres Areal er  $n$  Gange dettes. Andre Tværnsnitsformer er omtalt i § 435--37.

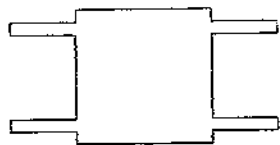


Fig. 106.

**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<sup>at</sup>, ved Bøjning 50<sup>at</sup>.

Først dimensioneres Søjlen for centralt Tryk, som gjort i § 133. For det fundne Tværnsnit udregnes, idet Mørtellaget udenfor Jærnene forudsættes 1 cm tykt:

$$F = 49^2 + 15 \cdot 8 \cdot 2,54 = 2401 + 305 = 2706 \text{ cm}^2, \quad I = \frac{1}{2} \cdot 49^4 + 15 \cdot 6 \cdot 2,54 \cdot 22,6^2 = 480\,000 + 116\,700 = 596\,700 \text{ cm}^4, \quad W = \frac{I}{\frac{1}{2}a} = \frac{596\,700}{24,5} = 24\,350 \text{ cm}^3.$$

Formel (48) giver da:  $\sigma_b = \frac{100\,000}{2706} \pm \frac{100\,000 \cdot 3}{24\,350} = 37 \pm 12,3 = 49,3 \text{ og } 24,7.$

Tværnsnittet er altsaa stærkt nok.

143. Er  $\frac{P}{F} < \frac{P \cdot e}{W}$ , kommer der Trækspændinger i Søjlen. Dette Tilfælde vil blive behandlet i § 439 for armerede Søjler, mens **uarmerede Søjlers** Forhold skal omtales her.

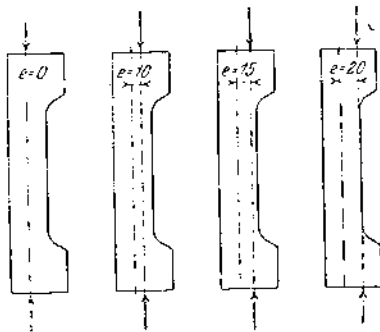


Fig. 107.

Formel (48) er udledet paa Grundlag af Hookes Lov. I Virkeligheden er Betonens Arbejdslinie krum, og Kantspændingen bliver derved mindre, end Formlen angiver. For et uarmeret, rektangulært Tværnsnit med Højde  $a$  og Bredde  $b$  findes:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_b^c \\ \sigma_b^a \end{matrix} \right\} = \frac{P}{ab} \pm \frac{Pe}{\frac{1}{2}ba^2} \quad (49)$$

naar der regnes med Betonens Trækspændinger. En Ekscentricitet paa blot  $\frac{1}{6}a$  vil altsaa fordoble Trykspændingen. Denne Formel stemmer godt med Bach og Grafs Forsøg<sup>1)</sup>. Saaledes fandtes for de i Fig. 107 viste uarmerede Søjler,

der var 2,5 m høje og 40·40 cm i Tværnsnit, at de revnede, naar  $\sigma_b^c$  bestemt af Formel (49) var 28,6, 31,4 og 29,0<sup>at</sup>, henholdsvis for  $e = 10, 15$  og  $20$  cm;  $\sigma_b^a$  er altsaa paa det nærmeste konstant. Den er dog ikke lig Trækstyrken (18,6<sup>at</sup>), men væsentlig større, thi her gør de samme Forhold sig gældende som ved Bøjningsforsøg (Byggematerialer § 1151).

Naar Betonen er revnet, forsvinder Trækspændingerne (Fig 88), og Trykspændingen kan da ikke længer bestemmes af (49), men af:

$$\sigma_b = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{b \left( \frac{a}{2} - e \right)} \quad (50)$$

Denne Formel kan imidlertid ikke bruges, naar Spændingerne nærmer sig Brud, fordi Arbejdsliniens Krumning da gør sig gældende. Saaledes fandtes ved de nævnte Forsøg:

<sup>1)</sup> Mitt. n. F., Heft 166--69.

Ekscentricitet i cm	0	10	15	20
Brudlast i t	276	136	81,8	24,0
$\sigma_b^c$ i at (Formel 50)	173	224	269	$\infty$

Man kan af disse Forsøg udlede en meget simpel Lov for Styrken af ekscentrisk paavirkede Beton søjler, nemlig følgende: En centralt paavirket Søjle svækkes ikke ved en eensidig Tværnsnitsforøgelse, der gør den 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:

$$\sigma_b = 173 \quad 170 \quad 205.$$

Loven vedbliver at gælde, selv om Søjlen armeres.

144. Hvis **Ekscentriciteten varierer** med Belastningens 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.

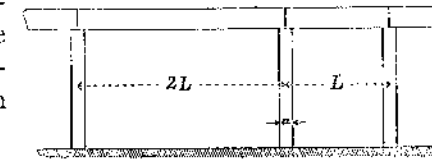


Fig. 108.

En Søjle, der bærer to Bjælker af Spændvidde  $L$  og  $2L$  (Fig. 108), skal altsaa under-

søges for Totalbelastning paa den lange Bjælke (Ekscentricitet  $\frac{a}{4}$ , naar der ses bort fra den korte Bjælkes Egenvægt) og for Totalbelastning paa begge Bjælker (Ekscentricitet  $\frac{a}{12}$ ).

Som Regel er Søjlen **sammenstøbt med Bjælkerne**, saa der overføres bøjende Momenter til den; disse kan beregnes, som angivet i næste Afsnit, men som Regel indlader man sig ikke derpaa; man dimensionerer Søjlen, som om den var centralt paavirket, og reducerer til Gengæld den tilladelige Spænding. Hvis ingen af Bjælkerne stopper op ved Søjlen (Fig. 109, a), kan man regne med  $0,9\sigma_b$ , stopper een Bjælke op (b), kan man regne med  $0,75\sigma_b$ , stopper to Bjælker op (c), kan man regne med  $0,6\sigma_b$ .

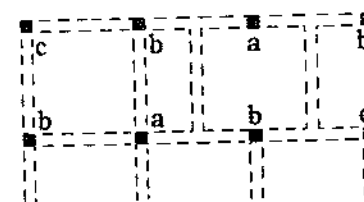


Fig. 109.

En anden tilladelig Fremgangsmaade er at tænke sig Bjælkerne løsskaarne fra Søjlen og gennemskaarne i dennes Akse og derefter regne som angivet ved Fig. 108. Er Forbindelsen mellem Bjælke og Søjle forstærket ved Konsoller, medregnes disse til Bjælken og ikke til Søjlen.

**β. Bestemmelse af de fra Bjælke til Søjle overførte bøjende Momenter<sup>1)</sup>.**

145. Hvis Bjælken er kontinuerlig og støbt i eet med Søjlen, vil der kunne overføres bøjende Momenter til denne, nemlig naar Fagene har forskellig Spændvidde eller er uens belastede. I det følgende forudsættes Faglængden konstant.

Hvis Bjælakens Vinkeldrejning over Søjlen er  $\nu$  (Fig. 110), maa Søjleenden dreje sig samme Vinkel, naar Forbindelsen mellem Søjle og Bjælke er fuldkommen stiv, og det ses let, at Søjles Moment alene afhænger af denne Vinkeldrejning og er proportional med den. Er Søjlen uendelig højelig, virker

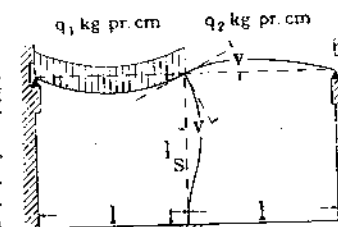


Fig. 110.

<sup>1)</sup> Se desangaaende A. Ostfeld: Nogle simple Formler for de bøjende Momenter, der paavirker Søjlerne i Konstruktioner af armeret Beton (Ing. 1905, S. 83) og Husbygnings-Rammekonstruktion (Ing. 1913, S. 519 og 657). Fremstillingen ovenfor følger i det væsentlige Faber and Bowie: Reinforced Concrete Design.

den ganske som et Vuggeleje for Bjælken, og Vinklen  $v$  kan beregnes af de almindelige Formler for simpelt understøttede, kontinuerlige Bjælker. I det følgende vil vi beregne  $v$  paa denne Maade og derefter bestemme de Momenter, som denne Vinkeldrejning fremkalder i Søjlen, naar der tages Hensyn til det Inertimoment, dens Tværsnit faktisk har. Da Søjlens Stivhed vil gøre  $v$  mindre end forudsat, bliver de fundne Momenter for store og er altsaa paa den sikre Side. Ønskes der en nøjagtigere Bestemmelse, maa ogsaa  $v$  beregnes med Hensyntagen til Søjlens Stivhed.

**146. Vinkeldrejningens Virkning paa Søjlen** afhænger af Søjlens Længde og Inertimoment samt af Maaden, hvorpaa den nedre Ende er støttet. Er Søjlen sammenstøbt med en stor Fodplade, kan den regnes for indspændt.

I alle Tilfælde maa Søjlens Moment variere efter en ret Linie fra dens Top til dens Fod, og Momentet kan udtrykkes ved:

$$M_S = z \cdot E \cdot v \cdot \frac{I_S}{l_S} \text{ kgcm,} \quad (51)$$

hvor  $I_S$  er Søjletværsnittets Inertimoment, der ofte beregnes uden Hensyn til Armeringen, og hvor  $z$  er en Størrelse, der afhænger af Forholdene ved Søjlens nedre Ende.

Kan denne frit dreje sig (Fig. 111), antager  $z$  Værdierne  $z = 3$  foroven og  $z = 0$  forneden. Er Søjlefoden indspændt (Fig. 112), findes  $z = 4$  foroven og  $z = -2$  forneden.

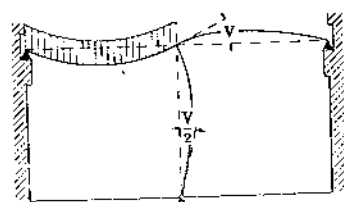


Fig. 111.

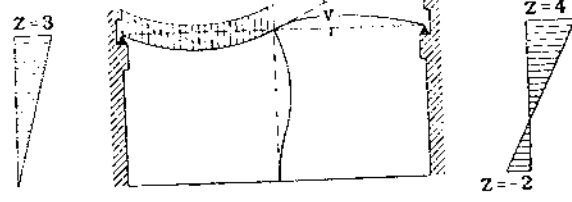


Fig. 112.

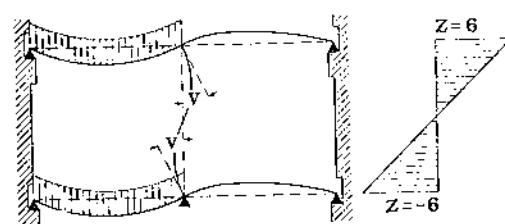


Fig. 113.

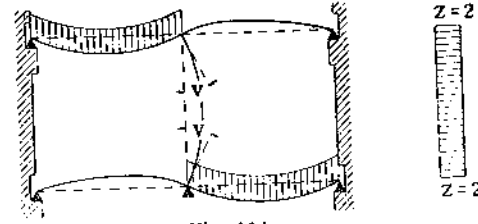


Fig. 114.

Er Forholdene som i Fig. 113, findes  $z = 6$  foroven og  $z = -6$  forneden.

Er Forholdene som i Fig. 114, findes  $z = 2$  saavel foroven som forneden.

Værdierne af  $z$  aflænger kun af Forholdet mellem Vinkeldrejningerne ved Søjlens øvre og nedre Ende; de vedbliver derfor at gælde, selv om Søjlen fortsætter sig oppefter og nedefter, og selv om Bjælkens Ender ikke er simpelt understøttede, eller det er andre Belastninger, der frembringer de viste Vinkeldrejninger.

**147. Søjlen undersøges** gerne for største Moment i Forbindelse med det samtidige Tryk og for største Tryk i Forbindelse med det samtidige Moment<sup>1)</sup>.

Betonspændingen bestemmes af:

$$\sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{M_S}{W_S} \quad (52)$$

og maa ikke overstige den tilladelige Bøjningsspænding. Desuden skal Søjlen undersøges for største Tryk virkende centralt uden noget Moment, idet der regnes med den under disse Forhold gældende tilladelige Spænding.

Hvis den neutrale Akse falder udenfor Søjlens Tværsnit, saa at man kan addere Spændingen fra det direkte Tryk og fra Momentet, behøver man slet ikke at bestemme  $I_S$ , idet Bøjningsspændingen i Afstanden  $y$  fra Tværsnittets Nullinie (Midterlinien ved symmetrisk Armering) er:

$$\sigma_b^b = M_S \cdot \frac{I_S}{y} + z \cdot E \cdot v \cdot \frac{I_S}{l_S} = \frac{I_S}{y} \cdot z \cdot E \cdot v \quad (53)$$

Da  $v$  som bekendt vokser med Bjælkens Længde, viser (51), at korte Søjler, der bærer lange Bjælker, bliver særlig stærkt paavirkede til Bøjning.

Hvis Søjlen ikke kan optage det højende Moment, maa den forstærkes, og man maa da lægge Mærke til, at hvis man f. Eks. fordobler  $I_S$ , vil  $v$  kun ændres i ringe Grad, og  $M_S$  vil

<sup>1)</sup> Det kan imidlertid vises, at den Paavirkning, Søjlen faar i det første Belastningstilfælde, forøges noget, naar den svære Last strækker sig lidt ind i Nabofaget, thi derved ændres  $v$  meget lidt, mens Søjetrykket forøges væsentligt.

derfor omtrent fordobles. Er Søjlens Tværsnit  $a \cdot b$ , vil en Fordobling af  $a$  ottedoble  $I_S$  og kun firedoble  $W_S$  og følgelig gøre mere Skade end Gavn. Man maa tilstræbe at faa  $W_S : I_S$  saa stor som mulig, altsaa forringe  $a$  og til Gengæld forøge  $b$ , men navnlig bruge en stor Armeringsprocent, mange Søjlabaand og en stærk Beton.

**Mellemsøjler.**

**148.** For den kontinuerlige Bjælke over 2 Fag i Fig. 110 findes Trykket paa Søjlen at være  $R_S = \frac{2}{3}(q_1 + q_2)l$  og Momentet over Søjlen  $M = -\frac{1}{6}(q_1 + q_2)l^2$  kgcm og Vinkeldrejningen over Søjlen  $v = \frac{q_1 - q_2}{48EI} l^3$ , under Forudsætning af at Søjlen er uendelig højelig. Ved Beregning af Bjælkens Inertimoment  $I$  tages der som Regel ikke Hensyn til Armeringen og til den eventuelle Plade. Naar den beregnede Værdi af  $v$  indsættes i (51), faas  $M_S$  udtrykt ved  $z$ , der varierer som Fig. 112 viser.  $z = 4$  giver altsaa det største Moment.

Tages der Hensyn til Søjlens Stivhed findes:

$$R_S = \frac{2}{3}(q_1 + q_2)l \quad \text{og} \quad v = \frac{(q_1 - q_2)l^3}{8E \left( 6 \frac{I}{l} + z \frac{I_S}{l_S} \right)}$$

$z_0$  er Værdien af  $z$  ved Søjlens øvre Ende, hvis Vinkeldrejning søges. I dette Tilfælde maa altsaa  $I_S$  bestemmes, og derefter kan Formel (51) og eventuelt (53) bruges.

Hvis Søjlen gaar gennem flere Etager (Fig. 115), er det indlysende, at ogsaa Søjlen over Bjælken paavirker  $v$ , og i Nævnnerens Parentes maa derfor tilføjes Leddet  $z'_n \frac{I'_S}{l'_S}$ , hvor

$z'_n$  er Værdien af  $z$  for den øvre Søjles Fodpunkt. Momentet i Søjlen under den betragtede Bjælke bliver størst, naar  $v$  og  $z$  er saa store som muligt, følgelig skal  $z_0$  være Maksimum (Fig. 113) og  $z'_n$  Minimum (Fig. 114). Det farligste Belastningsforhold er altsaa det i Fig. 115 viste.

**149.** Hvis Bjælken har 3 Fag af samme Vidde, faar Søjlerne de største bøjende Momenter, naar Belastningen er som i Fig. 116. Man har da:

$$R_S = 0,55(q_1 + q_2)l \quad \text{og} \quad v = \frac{3q_1 - 2q_2}{10} \cdot \frac{l^3}{12E}$$

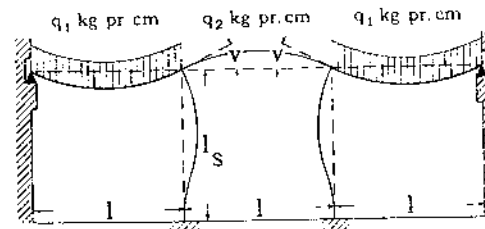


Fig. 116.

$$R_S = 0,55(q_1 + q_2)l \quad \text{og} \quad v = \frac{1,5q_1 - q_2}{z_0 \frac{I_S}{l_S} + 5} \cdot \frac{l^3}{12E}$$

naar Søjlernes Stivhed lades ude af Betragtning. Er der Forskel paa Yderbjælkernes Inertimoment  $I_1$  og Midterbjælkens  $I_2$ , haves tilnærmelsesvis:

$$v = \frac{3q_1 - 2q_2}{\left( 10 + 7,5 \left( 1 - \frac{I_2}{I_1} \right) \right) \frac{I_2}{l}} \cdot \frac{l^3}{12E}$$

der er helt rigtig for  $I_2 = 0,8 I_1$ .

Tages Hensyn til Søjlernes Stivhed, findes:

**150.** Har Bjælken 4 eller flere Fag, kan man undersøge den første og sidste Beton søjle, som om de tilhørte en 3 Fags Bjælke (Fig. 116), mens den eller de indenfor staaende Søjler kan behandles, som om Bjælken havde uendelig mange Fag. For en Bjælke med uendelig mange Fag, der skiftevis er stærkt og svagt belastede, haves  $v = \frac{q_1 - q_2}{z_0 \frac{I_S}{l_S} + 4} \cdot \frac{l^3}{12E}$ , altsaa alene afhængig af den bevægelige Last:  $p = q_1 - q_2$ .

**Ydersøjler.**

**151.** Det har hidtil været forudsat, at Bjælkens Ender var simpelt understøttede. Er de støbt i eet med Ydersøjlen, vil det forringe de bøjende Momenter i de indre Søjler, og man er

følgelig paa den sikre Side ved at beregne disse efter de tidligere udviklede Formler. For Ydersøjens Vedkommende har man med de i Fig. 117 viste Forhold:  $v = \frac{q}{2} \cdot \frac{l^2}{12E}$ , naar der ses bort fra Søjens Stivhed. Af  $v$  bestemmes Søjlemomentet paa vanlig Vis. Med Hensyn tagen til Søjens Stivhed er

$q$  kg pr. cm

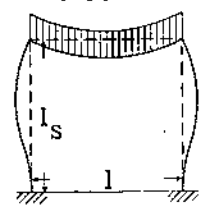


Fig. 117.

Er der flere Etager, fremkommer det største Moment ved den i Fig. 118 viste Belastning, der giver  $z_0 = 6$  for den undersøgte Søjle og  $z_n = 4$  for Søjlen ovenover, altsaa:

$$v = \frac{q}{6} \cdot \frac{l^2}{l_s^2 + 4} \cdot \frac{l^2}{12E} \quad \text{og} \quad M_s = 6 \cdot E \cdot v \cdot \frac{l_s}{l} \text{ kgecm}$$

udfor Bjælken. Slige Ydersøjler bliver langt værre paavirkede end Mellemsøjler.

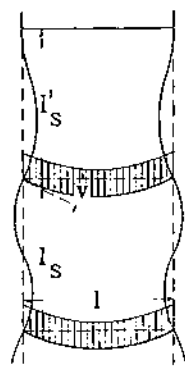


Fig. 118.

### 3. Funderingspæle.

#### a. Egenskaber.

152. Jærnbetonpæle bruges meget til Funderinger, navnlig fordi de kan rage op over Grundvandet uden at raadne som Træpæle, men ogsaa fordi de kan belastes stærkere<sup>1)</sup>. For deres Brug til Broaag og Bolværker (§ 14)<sup>2)</sup>, spiller det en Rolle, at de ikke angribes af Pæleorm og Pælekrebs. Derimod kan Mosebund indeholde tærende Stoffer (*Byggematerialer* 1911, § 1161). I Storbyerne sænkes Grundvandet i Tidens Løb som Følge af Kloakering og Anlæg af dybe Kældere og underjordiske Baner, saa her vil det ofte være rigtigst at bruge Betonpæle, selv om den øjeblikkelige Vandstand tillader Brugen af de baade i Anskaffelse og Ramning billigere Træpæle<sup>3)</sup>.

Almindelige Jærnbetonpæle rammes efter fornøden Hærdning; saadanne Pæle er de stærkeste, men de maa støbes i Tide og ofte med Overlængde, fordi man ikke ved, hvor dybt de vil gaa. Disse Ulemper kan undgaaes, naar Pælene støbes paa deres Plads i Jorden (§ 164).

#### b. Form og Armering.

153. Fig. 119 viser en Jærnbetonpæl i dens almindeligste Form<sup>4)</sup>. For Længden er der ingen øvre Grænse, naar blot man har en tilstrækkelig stor Rambuk<sup>5)</sup>. I visse Tilfælde har man afbrudt Ramningen, blottet Pæleenderne

<sup>1)</sup> De er opfundne af Coiseau (se *Le Ciment* 1903, Nr. 6, S. 85), der har det oprindelige Patent, og blev første Gang anvendt af Coignet 1894, men deres Betydning var ringe, indtil Hennebique anvendte dem i Nantes 1897.

<sup>2)</sup> Se *Ing.* 1906, S. 315; 1908, S. 121 og 1916, S. 469-71.

<sup>3)</sup> Vejbroen, der fører over Fæstningskanalen ved *Norre Ellegaard*, nær Gentofte, blev af økonomiske Grunde funderet paa Træpæle, men der toges Hensyn til en mulig, fremtidig Sænkning af Vandspejlet, ved at Pælene kappedes 50 cm under daglig Vande, hvorefter forud støbte Forlængelsesstykker af Jærnbeton trykkes ned over dem.

<sup>4)</sup> Saafremt Spidsen ikke naar ned i virkelig fast Bund, anbefaler Mörseh (*Der Eisenbetonbau* 1912, S. 473) at forme Pælens nederste Trediedel som en Pyramidestub for at faa et tykkere Jordlag til at bære med. I saadan blød Bund skal Pælene rammes dybt for at sidde fast, og man bruger derfor en slankere Spids end til haard Bund. Baade *Spunspæle* (*B. u. E.* 1911, S. 317) og *Spunsplanker* (*B. u. E.* 1912, S. 34) kan forsynes med Fjer og Not, navnlig naar de skyllens ned.

<sup>5)</sup> 19 m lange Pæle er f. Eks. rammet i *Cuxhaven* Havn af Firmaet *Christiani & Nielsen*.

og paastøbt en Forlængelse, og saa efter fornøden Hærdning rammet videre. Af Hensyn til Transport og Ramning bør Tværsnittets Side-linie staa i et passende Forhold til Pælens Længde og som Regel mindst være  $a = \frac{1}{50}l + 10$  cm. Det er godt at affase **Pælehovedet**, da man derved modarbejder Faren for, at Ramklødsen skal ramme Pælen ekscentrisk og slaa Flager af Siderne. Pælene **armeres** som Søjler, altsaa med mindst  $\frac{3}{4}\%$  Jærn, men med flere Bøjler, navnlig i Enderne<sup>1)</sup>. Til Bøjler bruges 5-7 mm Rj., og de skal passe meget stramt. Fig. 122 bør ikke tages til Mønster. Om **Pælespidsen** behøver en Beskyttelse afhænger af Bundens Beskaffenhed, navnlig af om den er stenet. Den i Fig. 122 viste Pæl er saaledes uden Beskyttelse, idet Jærnderne blot er svejst sammen til en udragende Spids<sup>2)</sup>, men i Almindelighed bruges en Pælesko. Denne kan være smedel, eller den kan være støbt af Staal som den i Fig. 121 viste, hvor en Dorn presser Jærnene fast mod Skoen<sup>3)</sup>. Hyppigst fremstilles Skoen dog af Pladejærn (Fig. 119), og man bøjer da nogle Flige af Pladen ind i Betonen, for at Skoen ikke skal smutte af. En saadan Sko styrer ikke Pælen saa godt som en rigtig Spids<sup>4)</sup>, men den er billig<sup>5)</sup>. Spidsen formes gerne som en ligesidet Trekant.

#### c. Støbning.

154. Pælene støbes vandret i en firkantet Kasse, hvis Længde svarer til de længste Pæles; kortere Pæle kan da støbes i samme Kasse, idet Længden afgrænses med en flyttelig Endevæg. Jærnskelettet nedlægges samlet i Kassen, hvorefter Pæleskoen og den korte Jærnstump, der skal styrke Eggen, hvis den støder paa en Sten, anbringes

<sup>1)</sup> Bøjleafstanden kan passende sættes til  $10d$  og i Enderne  $5d$ . Om beviklede Pæle se *B. u. E.* 1906, S. 297 og *Mörseh: Der Eisenbetonbau* 1912, S. 471.

<sup>2)</sup> Denne Pæleform brugtes af Möbus til en Bygning i Berlin; Sammensvejsningen kostede kun ca. 50 Öre (*B. u. E.* 1903, S. 246). Det trekantede Tværsnit giver en forholdsvis større Friktionsflade end det kvadratiske, men bruges ikke mere.

<sup>3)</sup> Konstruktionen er patenteret af Züblin og brugt ved Funderingen af Hamburgs Hovedbanegaard (*B. u. E.* 1903, S. 246).

<sup>4)</sup> Naar Pælene rammes paa et skraanende Terræn, har Spidsen Tilbøjelighed til at vige ud i Retning af Skraaningens Fod, idet Modstanden i denne Retning er mindst. En skæv Sko kunde muligvis bøde herpaa.

<sup>5)</sup> Arbejdslønnen var i 1917 ca. 13 Öre pr. Stk.

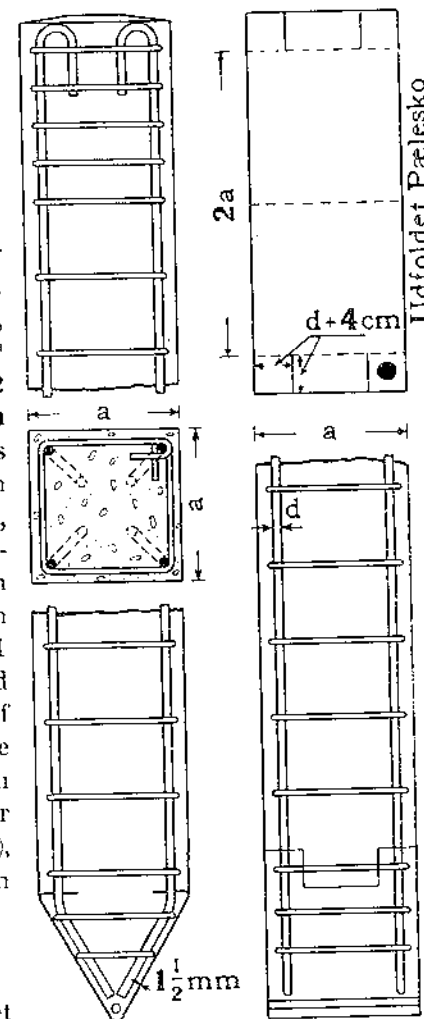


Fig. 119.

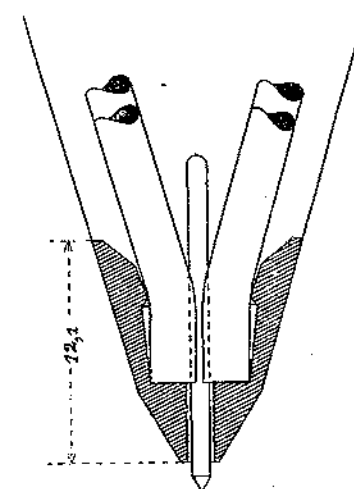


Fig. 121.

Eftersom Ramningen skal ske kortere eller længere Tid efter Støbningen, maa Betonen være federe eller magrere. Undertiden bruges en federe Blanding til Pælens Top og Spids end til det øvrige. **Blandingsforholdet** 1:2:3 vil som Regel være passende, naar Pælene faar Lov at hærde i 6 Uger, hvilket er det almindeligste, men ved Brug af federe Beton har man forkortet Tiden til det halve<sup>1)</sup>.

Af Hensyn til de tunge Pæles Transport bør **Støbe- og Lagerpladsen** ligge nær Forbrugsstedet, og den maa være forholdsvis stor, eftersom det ikke kan betale sig at stable højt, da Pælene i underste Lag hyppigst skal bruges først.

#### d. Ramning.

155. I Sandbund bliver Pælene ofte **skyllet** ned, hvortil deres store Egenvægt gør dem særlig egnede. Slige Pæle fremstilles hyppigst med en Kanal i Midten<sup>2)</sup>, men man kan ogsaa føre et Jærnrør ned langs Pælens Side og pumpe

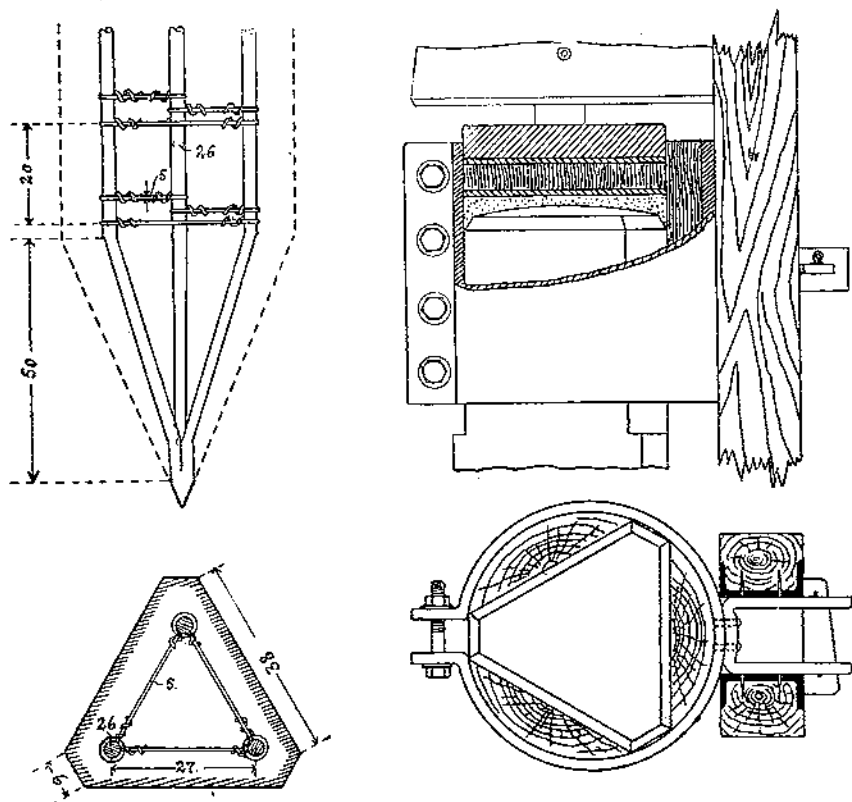


Fig. 122.

<sup>1)</sup> Som Eksempler paa anvendte Blandingsforhold skal nævnes: Til Hamburgs Hovedbanegaard brugtes 1:2:3, 1:1 $\frac{1}{2}$ :2 $\frac{1}{2}$  og 1:1 $\frac{1}{2}$ :3 (Alder: 4-6 Uger), Considère har brugt 1:1 $\frac{1}{4}$ :2 $\frac{1}{2}$ , nemlig 1 m<sup>3</sup> Skærver (10-25 mm),  $\frac{1}{2}$  m<sup>3</sup> Sand (< 5 mm), 550 kg Cement.

<sup>2)</sup> Kanalen udmunder foroven et Stykke nede paa Pælens Sideflade, hvor den sættes i Forbindelse med Trykledningen (5-10<sup>at</sup>). Efter Skylnings Ophør er der tomt under Spidsen, og Pælen maa derfor sluttelig have nogle Ramslag (se B. u. E. 1911, S. 317 og Leske: Der Beton-pfahl S. 65).

Vandet ned igennem det. I leret Bund, eller hvor Vand mangler, sænkes Pælene ved **Ramning**<sup>1)</sup>.

Pælens Transport til Rambukken og selve Ramningen maa foretages forsigtigt. Naar Pælene rejses op, vil de, hvis Bunden er blød, synke et Stykke ned i Jorden paa Grund af deres store Vægt, og naar Ramklodsen derefter sættes ovenpaa, vil de yderligere synke. Man paabegynder saa Ramningen med ganske lette Slag og forøger ikke Faldhøjden, førend det bliver nødvendigt. Større Faldhøjde end 1 m plejer man ikke at bruge (se dog § 157).

Af Hensyn til, at Betonen ikke skal knuses under Slagene, maa den **øvre Pæleende** beskyttes paa en eller anden Maade. De meget vidtgaende Forsigtighedsregler, man har iagttaget i tidligere Tid, har dog nu vist sig overflødige<sup>2)</sup>.

Som Regel nøjes man med at lægge  $\frac{1}{2}$ - $\frac{1}{3}$  Dusin sammenlagte Sække ovenpaa Pælen, saa der bliver ialt 80-100 Lag<sup>3)</sup>. Jo mere Slaget afbødes, des bedre beskyttes Pælen, men samtidig forringes Slagets Nyttelvirkning, hvilket der burde tages Hensyn til ved Bedømmelsen af Pælens Bæreevne.

#### e. Bæreevne.

156. Pælens Bæreevne afhænger dels af deres Styrke, dels af Grundens Bæreevne.

Pælene **dimensioneres** som Søjler, idet man dog kun byder dem  $\frac{1}{6}$  af den Spænding, der tillades for Søjler, altsaa højst  $\frac{1}{6} \cdot 50^{at}$ . Er Pælen rammet ned i fast Bund, men foroven omgivet af Luft eller Vand, da regnes med denne frie Længde som Søjlelængde; er den helt eller delvis omgivet af bløde Lag, kan man tænke sig disse Lag erstattet af et halvt saa højt Luftlag; er Pælen omgivet af fast Fyld, regner man slet ikke med Fare for Udbøjning<sup>4)</sup>. Ved koniske Pæle regnes med Tværsnittet midt i Søjlelængden.

**Grundens Bæreevne** bedømmes efter hvor fast Pælen kan rammes<sup>5)</sup>. Der findes en Mængde forskellige Formler, der alle er ret teoretiske, idet de

<sup>1)</sup> Prisen for Ramningen sammensættes af Prisen for Rambukkens Transport til Arbejdsstedet, dens Flytning her og selve Rammearbejdet. Prisen afhænger derfor ikke blot af Pælens samlede Antal; er de fordelt i smaa, spredte Grupper, saa Rambukken skal flyttes ofte og langt, forøges Prisen. 8 m lange Pæle med 30 cm Sidelinie kan rammes for 12-15 Kr. pr. Pæl, naar de staar nogenlunde bekvemt, og der er en 20-30 Stkr. 5 m lange Pæle, 20-20 cm, kan rammes for ca. 6 Kr. pr. Stk., idet der med et Ramslag betjent af 3 Mand kan rammes ca. 5 om Dagen.

<sup>2)</sup> Man har omgivet Pæleenden med et Hylster af Jærnplade (Fig. 122), der ragede lidt op over den, og som enten spændtes fast om Pælen eller efterlod et Mellemrum paa 3 cm, der fyldtes med fugtigt Sand. Hensigten var i begge Tilfælde at hindre Betonen i at vige ud til Siden. Oven paa Pæleenden lagdes Savsmuld dækket af et Stykke haardt Træ, der modtog Slagene. Man er endog gaaet saa vidt med at afbøde Slagene, at man først lagde en Blyskive, saa en tynd Jærnplade, derpaa en Træskive, after en tynd Jærnplade og endelig en svær Jærnplade. Man bruger ogsaa rigtige Hætter af Staaistøbegods (Fig. 123), der gennem et lille Hul i Toppen fyldes med Sand eller Savsmuld og tættes forinden med Ler. Slagene falder da direkte paa Hætten. Endnu simpleere er det at fylde denne med gamle Sække. Hvis man omhyggeligt bevokler Jærnene i Pæleenden, er der iøvrigt intet i Vejen for at ramme direkte paa denne uden nogen anden Beskyttelse. De øverste 8-15 cm af Pælen vil da blive knust og virke som en Stødpude for Resten (B. u. E. 1906, S. 297).

<sup>3)</sup> Pælens Jærn bør have Kroge, ellers kan de ved Ramningens Slutning trænge gennem Sækkene og blive vejnede, saa Sækkene ikke kan fjernes. Disses Virkning aftager, efterhaanden som de komprimeres, og der maa da indlægges nye Sække mellem de gamle.

<sup>4)</sup> Ved de saakaldte **Friktionspæle**, der ikke naar ned til fast Bund, men udelukkende bæres af Friktionen, regnes heller ikke med Fare for Udbøjning.

<sup>5)</sup> Se B. u. E. 1903, S. 9 og 316.



Fig. 123.

ikke tager Hensyn til Bundens Beskaffenhed. I Danmark bruges *Eytelweins* Formel:

$$P = \frac{1}{u} \left( \frac{G_R^2}{G_R + G_P} \cdot \frac{h}{y} + G_R + G_P \right), \text{ hvori} \begin{cases} P = \text{Pælens tilladelige Last i kg} \\ G_R = \text{Ramklodsens Vægt i kg} \\ G_P = \text{Pælens Vægt i kg} \\ h = \text{Faldhøjden i cm} \\ y = \text{Synkningen i cm for det sidste Slag} \\ u = \text{en Usikkerhedskoefficient.} \end{cases} \quad (54)$$

Saaframt  $G_R \geq \frac{1}{2} G_P$ , og det bør altid være Tilfældet, sættes  $u = 5$ . Skal Pælen bære  $P^{kg}$ , maa Ramningen altsaa fortsættes, indtil Synkningen som Middeltal for de sidste 5 eller 10 Slag er bragt ned til Værdien:

$$y = \frac{G_R^2}{G_R + G_P} \cdot \frac{h}{5P - G_R - G_P}. \quad (55)$$

Ved Fastsættelsen af Usikkerhedskoefficienten bør man dog ogsaa tage Hensyn til, hvor stor en Skade en eventuel Synkning vil forvolde.

**Friktionen** mellem Pæl og Jord er mindre under Ramningen end senere hen, naar Jorden har faaet Ro til at lejre sig tæt om Pælen. Det viser sig undertiden meget tydeligt, naar man afbryder Ramningen af en Pæl om Aftenen og fortsætter næste Morgen. Det kan da hændes, at Pælen næsten ikke synker, og først efter nogen Tids Ramning antager Synkningen samme Værdier som Aftenen forud. Hurtigt paa hinanden følgende Slag er derfor ogsaa virksommere end langsomme.

157. Formel (54) kan ikke bruges, naar Slagets Energi er lille i Forhold til Pælens Vægt; sættes f. Eks.  $G_R = 1^{kg}$ , vil  $y$  selvfølgelig blive Nul, og altsaa  $P = \infty$ ; bruges en meget lille Faldhøjde, kommer man til samme Resultat. Der er næppe Tvivl om, at Ramklodsens Vægt har større Indflydelse paa Pælens Bæreevne end Formlen lader formode, og man bør derfor søge at faa den tungest mulige Ramklods (helst  $G_R \geq 2G_P$ ), saa at den nødvendige Energi kan frembringes uden Brug af store Faldhøjder<sup>2)</sup>.

<sup>1)</sup> Slagets Nyttetvirkning afhænger imidlertid i høj Grad af **Jordbundens Beskaffenhed**. Lerbund er sammenhængende og klæbrig og søger at følge med Pælen, hvorved den kommer i Svingninger, der optager en Del af Slagets Energi. Sandbund er derimod hverken sammenhængende eller klæbrig, og hele Pælens Bevægelse bliver derfor uelastisk. Det ligger derfor nær at regne med en større Usikkerhedsgrad for Lerbund end for Sandbund, men paa den anden Side er det muligt, at Friktionens Vækst med Tiden (hvorom senere) er størst for Lerbund.

I Tyskland bruges hyppigst **Brix' Formel**:  $P = \frac{1}{u} \cdot \frac{h}{y} \left( \frac{G_R}{G_R + G_P} \right)^2 \cdot G_P$ , (56)

i hvilken  $u$  kun sættes lig 2, da det ved alle Prøvebelastninger har vist sig, at Pælene bærer 2-3 Gange saa meget, som Formlen angiver. Formel (54) er dog sikkert at foretrække, da den tildeler  $G_R$  en større Indflydelse.

<sup>2)</sup>  $G_R$  ligger gerne mellem 800 og 4000 kg. Faldhøjden bør, som tidligere nævnt, ikke overstige 1 m. Hvis man vilde sikre sig, at Pælen ikke knuses, selv om der rammes paa den, efter at den sidder fast, maatte hele Slagets Arbejdsenergi kunne optages af Pælen, uden at Spændingen overstiger Trykstyrken. Naar Pælens elastiske Forkortelse har naaet sit Maksimum  $\lambda$  cm (der er forsvindende lille i Forhold til  $h$ ), vil der i Pælen være et totalt Tryk  $P$ , der, under Forudsætning af parabolisk Arbejdslinie, bestemmes af  $G_R \cdot h = \frac{2}{3} P \cdot \lambda$ . Løses Ligningen med Hensyn til

$$h \text{ og sættes } P = F \cdot \sigma_b \text{ og } \lambda = \frac{2}{10000} l \text{ (§ 101), faas: } h = \frac{\frac{2}{3} F \sigma_b \cdot \frac{2}{10000} l}{G_R} = \frac{F \cdot \sigma_b}{30000 \cdot G_R}$$

Indføres  $G_P = \frac{2400}{100^3} \cdot Fl$  og  $\sigma_b = 210$  at (Prismestyrken), findes

$$h = \frac{4}{30000} \cdot \frac{100^3}{2400} \cdot \frac{\sigma_b}{G_R} = 1,8 \cdot \frac{G_P}{G_R} = 117 \cdot \frac{G_P}{G_R}$$

For  $G_R = G_P$  vil man altsaa under de givne Forudsætninger kunne gaa til  $h = 117$  cm. Indføres

Overhovedet bør man ikke blindt stole paa Formlen, men saa vidt muligt fortsætte med Ramningen, til Pælen er kommen 1,5-2 m ned i fast Bund. Denne Dybde vil man ogsaa kunne regne med ved Projektering, saaframt en Prøveramning ikke er foretaget. Er der Jordlag med nogen Bæreevne over den faste Bund, kan man regne med en noget ringere Rammedybde<sup>1)</sup>.

158. Ved høje Bygværker, f. Eks. Vandtaarne, kan man undertiden have Brug for at regne Pælens Modstandsevne mod Optrækning til Gunst for Stabiliteten. Slige **Trækpæle** kan man byde en Belastning, der er  $\frac{3}{4}$  af det Tryk, man vilde byde den samme Pæl, naturligvis forudsat at Pælen er armeret derefter.

#### f. Huses Fundering paa Pæle.

159. Naar et Hus skal funderes paa Pæle, begynder man med at beregne Vægten af de enkelte Mure og Piller, indbefattet deres Belastning, og indtegner derefter Pælene paa **Funderingsplanen**, saaledes at de saa vidt muligt alle faar lige meget at bære.

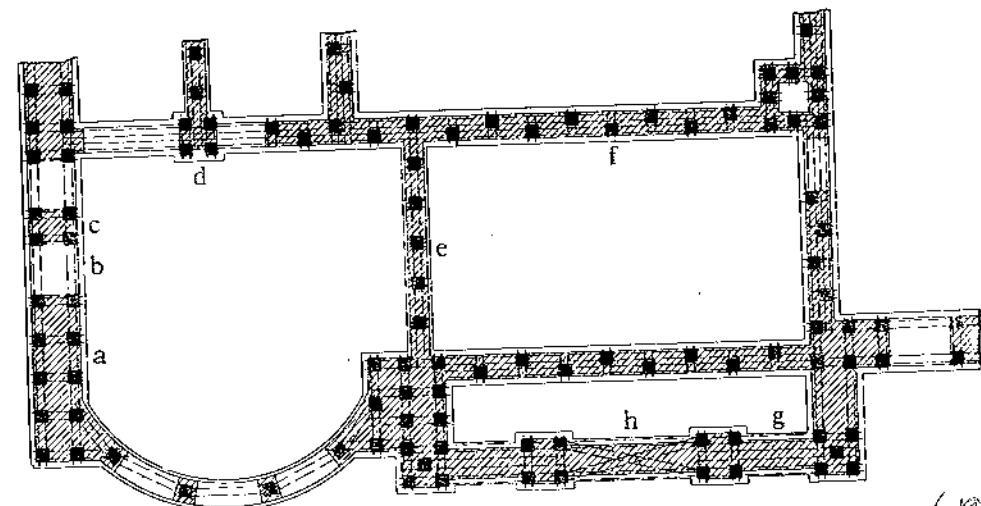


Fig. 124. Funderingsplan for Indgangspartiet af Studenteforeningen i København. (1910)

Af Hensyn til Faren for en Gennemløkning bør **Fundamentets Højde** ikke være mindre end Pælens Sidelinie, og det bør rage en halv Pælebredde udenfor Pælene. Betonen i Fundamentet maa være stærk nok til at taale Pælens Tryk og tæt nok til at beskytte Jærnet mod Rust.

Under en Mur uden Gennembrydninger og med nogenlunde jævnt fordelt Belastning fordeles ogsaa Pælene jævnt enten i een Række, naar Muren er tynd (Fig. 124 e) eller i flere Rækker, naar den er tyk (a); under middeltikke Mure

atter  $G_P = \frac{2400}{100^3} \cdot Fl$ , kommer man til Udtrykket:  $hG_R = 117 \cdot \frac{2400}{100^3} \cdot Fl = 0,28 Fl$  eller med  $h$  og

$l$  i Meter:  $\frac{hG_R}{F} = 0,28 L$ . Under almindelige Forhold, hvor Pælen synker for Slaget, er det

Friktionen, der optager Storstedelen af Arbejdet, saa Pælens Spænding bliver langt ringere og tillige mindre afhængig af  $L$ . Ved Ramning af Træpæle fastsættes undertiden  $3,5 \text{ kgm}^2 \cdot \text{cm}^2$  som en

Maksimalværdi for  $\frac{hG_R}{F}$ ; for Jærnbetonpæle har man været oppe paa Værdien 5, men hvis

Slagene kun afbodes ved Hjælp af Sække, kan man næppe være sikker paa at komme op over ca. 2.

<sup>1)</sup> Om Rammedybden for Spunspæle har Havneingeniør E. V. Møller skrevet i *Ing.* 1909, S. 389.



kan de rammes i Zigzag (f). Er der Aabninger i Muren, saa Trykket fordeler sig uensartet over Grunden, maa Pælene stilles derefter, og navnlig bør man ikke stille Pæle paa Steder, hvor Kældermuren har Dør eller Vinduesaabninger (b). Hvis Pælene rammes i Zigzag eller i flere Rækker, er det naturligt at lade deres Yderflader flugte med Murens, idet man derved opnaar en god Stabilitet uden at gøre Fundamentet bredere end vanligt. Er Pladsen under

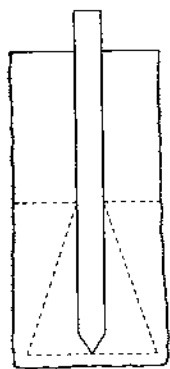


Fig. 125.

Muren kneben, kan man godt rykke Pælene noget ud (c), men maa da eventuelt samtidig gøre Fundamentet bredere (d). Til Bæring af en **Jærnbetonsøjle** kan man nøjes med en enkelt Pæl, men det er ikke at anbefale, da den ikke kan rammes nøjagtig centralt; 3 eller flere Pæle grupperede om Søjle's Akse er bedre.

Den fri **Afstand mellem Pælene** maa ikke gerne være mindre end  $1\frac{1}{2}$  Gange Pælens Sidelinie, thi ved stærk Koncentrering kan man næppe gøre Regning paa at faa Pælens Bæreevne fuldt udnyttet. Om Pælene er stillede for tæt, kan man danne sig et Skøn over ved at antage, at Trykket forplanter sig ned gennem de bæredygtige Lag under en Hældning af 1:3 (Fig. 125); i det vandrette Plan gennem Pælespidserne maa Trykket paa Grunden

da ikke overstige den tilladelige Værdi.

**160.** Efter Ramningen skal Pæleenderne **sammenstøbes** med et Betonfundament, og man fjerner derfor Betonen i de opragende Ender. Dette sker ret let, naar man først slaar Hjørnerne af, overklipper Tværarmeringen og bøjer Længdejærnene ud til Siden; al den resterende Beton kan da fjernes under eet med et Slag. Er de blottede Jærn for lange, bøjes de vandret hen over Pælen enten forneden som vist til venstre paa Fig. 126, hvorved de hindrer en Flækning af Pælen og hjælper til at optage Forskydning, eller, hvis der er anden Armering i Fundamentets Underside, foroven, som vist til højre paa Fig. 126.

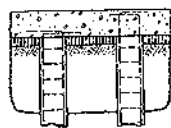


Fig. 126.

**161.** Er der langt mellem Pælene, maa **Fundamentet armeres** og gøres saa højt, at det kan bære Lasten paa den paagældende Strækning; man nøjes gerne med at armere Undersiden og regner da med simpel Understøtning. Jærnet lægges over Pælene, som vist punkteret paa Fig. 124, og over hver Pæl paabiudes 2 Tværjærn (7<sup>mm</sup> Rj.), der dels holder Længdejærnene i Stilling og dels modvirker en Gennemlokning. Som Spændvidde kan indføres Lysvidden mellem Pælene, og selv om Pælene staar i Zigzag, kan man godt regne, som om de stod i een Linie (Fig. 124 f). Jærnene bør saavidt muligt hvile paa Pælene; ved **g** har man sat sig ud over denne Regel for at faa Jærn midt i Fundamentsbjælken; ved **h** er hægge Dele opnaaede ved at krydse Jærnene. Naar der ingen Pæle er sat under **g** og **h**, er det fordi det massive Murværk her er ganske lavt og afløses af Muraabninger lidt højere oppe.

Skal Fundamentet armeres, bør Jorden omkring Pælene dækkes med et 5—10<sup>cm</sup> tykt Lag **Grovbeton** 1:4:7 eller magrere (Fig. 126), saa man har en ren Flade at lægge Jærnene paa, men denne svage Beton maa naturligvis ikke føres hen over Pælene og udlægges derfor bedst inden disses Afkortning.

**162.** Ved store Haller uden Tværmure maa Pælene under Ydermurene kunne optage det vandrette Vindtryk. Er dette lille, vil Jorden, der ligger an mod Pæle og Fundamentsbjælke, muligvis kunne optage det; er det stort, maa der rammes **Skraapæle**, hvis Hældning af Hensyn til Ramningen ikke bør overstige 1:2.

## g. Andre Funderingsmaader.

**163.** Valget af Funderingsmaade for et Hus afhænger dels af Dybden til fast Bund, dels af Grundvandspejlets Beliggenhed, men desuden af den overliggende Jords Løshed og mange andre Forhold, saaledes at almenlydige Regler ikke kan gives. Den følgende Vejledning maa derfor kun opfattes som et Fingerpeg i den rigtige Retning. Hvis den faste Bund ligger højere end Grundvandet, kan man bruge et **gennemgaaende Betonfundament**, forudsat dettes Højde, regnet fra Kældergulvets Overside ikke overstiger 3—4 m; er Funderingsdybden større, vil Jærnbetonepæle være billigere. Hvis Hensynet til Trykket paa Grunden ikke kræver et gennemgaaende Betonfundament, men kun enkelte Piller (der da foroven forbindes med en Bue eller Jærnbeton-Drager), vil man ofte med Fordel kunne bruge denne Funderingsmaade, naar Funderingsdybden overstiger 2 m, og selv ved en Dybde af 7 m kan den stille sig billigere end Jærnbetonepæle. Hvis den faste Bund ligger lavere end Grundvandet, kan man bruge et gennemgaaende Betonfundament, forudsat dettes Højde regnet fra Kældergulvets Overside ikke overstiger 3—4 m, og forudsat man ikke kommer mere end ca.  $1\frac{1}{2}$  m ned i Grundvandet; staar Grundvandet højere, vil Fundering paa Træpæle være billigere. Er der over 4 m til fast Bund, vil man fundere paa Pæle, og Træpæle er da billigst, forudsat man ikke af Grundvandets Stand tvinges til at støbe et meget højt Betonfundament ovenpaa dem. Hvis dette Fundaments Højde overstiger  $\frac{2}{3}$  af Dybden til fast Bund, vil Jærnbetonepæle være billigere. Ogsaa ved høj Vandstand kan dog en Fundering paa enkelte Piller give en økonomisk Konstruktion<sup>1)</sup>, idet de enkelte Huller er lettere at afstive og at holde fri for Vand end en gennemgaaende Grav.

**164.** Som nævnt i § 152 kan der vindes Tid ved at fundere paa **Betonepæle, der hærdner i Jorden**. Disse Pæle er gerne uarmerede, men en Armering er i de fleste Tilfælde mulig. En Omtale af de forskellige Systemer og en Literaturliste findes i *Leske: Der Betonpæle*, 1916.

Undertiden **komprimeres Byggegrunden** ved Nedramning af smaa Træpæle, der atter trækkes op, hvorefter Hullerne fyldes med Beton. En nyere Fremgangsmaade er den saakaldte **Compressol-Fundering**, hvor Hullet frembringes ved gentagne Fald af en slank, kegleformet Jærnklovs (*Perforator*). Det saaledes dannede cylindriske Hul fyldes med Beton, der komprimeres med en anden Ramklods. Er der Vandaarer i Bunden, kræver Metoden særlige Forholdsregler (*B. u. L.* 1911, S. 316). For ikke at faa Jord blandet ind i Betonen gik den russiske Ing. **Strausz** over til at sænke et 25 cm vidt **Jærnrør** ned i Grunden ved at bore Jorden bort indenfor det; naar den gode Byggegrund er naaet, stamper der Beton ned i Røret, samtidig med at dette trækkes tilvejs for atter at anvendes. Betonforbruget er  $2\frac{1}{2}$ —4 Gange saa stort som Rørets Volumen, idet Betonen viger sideværts ud og sammenpresser Jordlagene, og da disses Modstand varierer, danner der sig Vulster paa Pælen, hvorved Bæreevnen forøges. Metoden egnede sig til Forstærkning af gamle Fundamenter, da man er fri for Rambukken, saa Arbejdet kan ske i en Kælder af faa Meters Højde og uden Rystelser. Er der Vandaarer i Bunden, duer Metoden ikke, og heller ikke i stenet Fyld, da Boringen er for besværlig. Paa Bunden af det boredde Hul kan man aubringe en Patron og antænde den, efter at Betonen er fyldt i. Ved **Ekspllosionen** presses Jorden til Side og giver Plads for Betonen, saa Pælen faar en bred Fod at staa paa (*Ing.* 1914, S. 512). Ved Fremstilling af de amerikanske **Simplexpæle** bliver det 40—60 cm vide og 2 cm tykke Staalrør rammet ned, idet det ender i en løs Støbejærns Sko eller, ved blød Bund, i en saakaldet **Aligatorspids**, et Par lukkede Kæber, der, naar Røret trækkes op, aabner sig og lader Betonen passere. Ogsaa disse Pæles Tværnit bliver større end Rørets; i blød Bund kan Forholdet mellem Diametrene være som 60 til 40, men i Almindelighed er Forholdet kun som 45 til 40, idet Jorden forud er komprimeret ved Ramningen. Undertiden kan de systøbte Pæle lide ved Nabopælens Ramning (*Ing.* 1910, S. 247; *T. F. T. A. f. J.* 1910, S. 35). Ved System **Mast** er Røret kun et Blikhylster, der er niftet til Skoen og som trækkes ned af denne, idet der midlertidigt anbringes en Træpæl inde i Hylsteret og rammes paa Pælen. Hylsteret bliver siddende i Jorden og fyldes med Beton. Træpælens Optrækning volder en Del Vanskelighed, undertiden følger Hylsteret med, og undertiden deformeres det tomme Hylster af Jordtrykket (*Ing.* 1911, S. 10; 1913, S. 464).

## C. Strakte Bygningsdele.

### 1. Uarmeret Betons Forhold overfor Træk.

#### a. Betonens Trækstyrke.

**165.** Trækstyrken ligger mellem  $\frac{1}{8}$  og  $\frac{1}{20}$  af Trykstyrken, og er hyppigst 10—20<sup>at</sup>, altsaa kun ringe; da den tilmed helt kan svigte, enten som Følge af Svindspændinger eller ved mangelfuld Udførelse navnlig i Støbeskel, ser man som Regel bort fra den og indlægger saa meget Jærn, at det kan optage alle Trækspændingerne. Ved god Udførelse vil imidlertid Betonen optage Størsteparten af Trækket, først naar dette bliver saa stort, at Betonen revner, faar Jærnet det hele at bære. Trækstyrken vokser med Betonens Cementindhold (§ 28),

<sup>1)</sup> Se en grafisk Fremstilling i *H. Struif: Der Betonpæle »System Mast«*, 1910, S. 16.

men i ringere Grad end Trykstyrken; den aftager med voksende Vandtilsætning, men ogsaa i ringere Grad end Trykstyrken (§ 27). Alderens Indflydelse er omtalt i § 31, Svindspændingers Indflydelse i § 168.

### b. Betonens Trækelasticitet.

166. Trækelasticitetskoefficienten  $E_b^t$  vokser med Styrken altsaa med Betonens Fedme, med aftagende Vandmængde og med Alderen, og den er større for Skærvbeton end for Grusbeton. I Praksis sættes gerne  $E_b^t = 140\,000^{at}$ , men denne Værdi passer ikke for smaa Spændinger<sup>1)</sup>. For en given Beton er  $E_b^t$  og  $E_b^c$  ligesore, saalænge Spændingerne er smaa, men  $E_b^t$  aftager hurtigere med voksende Spænding end  $E_b^c$ .

### c. Betonens Rumfangsændringer under Hærdningen

167. Som bekendt vil Beton svinde, naar den hærdner i Luften, og udvide sig, naar den hærdner i Vand<sup>2)</sup>. For 1<sup>m</sup> lange Prismer, 20·20<sup>mm</sup> i Tværsnit,

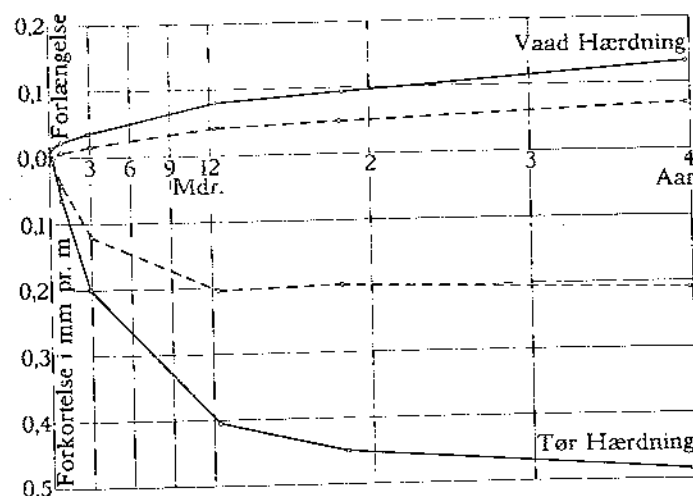


Fig. 127.

— Armeret Betons Længdeforandringer.  
- - - - - Jærnets Længdeforandringer i en tilsvarende Beton armeret med 0,79% Jærn.

med Vandhærdning, ikke blot fordi det Svind, der indtræder efter Vandhærdningens Afbrydelse, udlignes mer eller mindre af den allerede indtraadte Ud-

<sup>1)</sup> Efter de tyske Bestemmelser (1915) skal der regnes med  $n = E_s : E_b^t = 10$ . Bach har for 45 Døgn gammel Beton af god Kvalitet (1:2:3 og lign.), som den bruges til Jærnbeton, fundet  $E_b^t = 250 - 350\,000^{at}$  ved 7,5<sup>at</sup> Spænding.

<sup>2)</sup> Betonlegemer, der hærdner liggende paa fugtigt Sand og bedækkede med Sække, der holder fugt (en Hærdningsmaade, der ofte bruges paa Laboratorierne), udvider sig ikke fuldt saa meget, som naar Hærdningen sker i Vand (*Mitt. u. F.* Heft 45, S. 95).

<sup>3)</sup> *H. f. E.* I 1912, S. 325. I de første Dage vil der dog ogsaa ved Lufthærdning ske en Udvidelse. F. Eks. fandt *Rudeloff*, at Betonen udvidede sig i de første 4 Døgn og derpaa trak sig sammen, saaledes at Længden af den 8 Døgn gamle Beton var lig den oprindelige (*D. A. f. E.*, Heft 28, S. 83). I de første Uger vil Svindet ved Lufthærdning derfor være ringere end Udvidelsen ved Vandhærdning, navnlig naar Legemet er svært, saa Fordampningen foregaar langsomt (*D. A. f. E.*, Heft 23, S. 21). Senere hen vil Svindet som Regel være større end Udvidelsen (Fig. 127), men Forholdet er formentlig afhængig af Vandtilsætningens Størrelse og Materialernes Karakter, thi *Rudeloff* har ved meget omhyggelige Forsøg med jordfugtig tilberedt Grusbeton 1:3 fundet Svind og Udvidelse ens (*D. A. f. E.*, Heft 23, S. 21).

videlse, men ogsaa fordi selve dette Svind er ringere end det Svind, som indtræder ved udelukkende Lufthærdning<sup>1)</sup>. Paa tilsvarende Maade vil lufthærdnet Mørtel, der lægges i Vand, straks forlænge sig relativt stærkt, des stærkere jo ældre den er, men den vil aldrig naa den Udvidelse, som den vilde have naaet ved udelukkende Vandhærdning.

### d. Indre Kræfter, fremkaldte af Svindet.

168. Naar vandhærdnet Mørtel udtørres, opstaar der indre Kræfter i den. Fordampningen sker fra Overfladen, der altsaa svinder mere end det indre, saaledes at der nærmest Overfladen opstaar Trækspændinger, der holdes i Ligevægt af Trykspændinger i det indre. Først naar Legemet er helt gennemtørret, forsvinder disse Spændinger. De forsvinder dog ikke helt, thi i Udtørningsperioden har den vaade Hærdning fortsat sig i Legemets Indre, hvorved dette har udvidet sig.

De overfladiske Trækspændinger kan forringe Trækstyrken betydeligt. *Bach* har paavist dette ved Hjælp af de smaa Normalprøvelegemer, som bruges ved Cementundersøgelser. Han fremstillede 45 af disse Legemer og lod dem hærdne i Vand paa vanlig Vis. Da de var 28 Døgn gamle, blev 5 trukket over, mens Resten anbragtes i Luften og først blev prøvede paa de nedenfor anførte Tidspunkter:

Lufthærdning i .	0 Tm.	6 Tm.	14 Tm.	24 Tm.	2 Døgn	3 Døgn	4 Døgn	6 Døgn	12 Døgn
Trækstyrke i at .	34,5	38,4	32,1	26,3	21,5	24,5	28,0	34,4	43,2

Forholdene er grafisk fremstillede i Fig. 128. I de første 6 Timer stiger Styrken, men derefter synker den stærkt som Følge af de overfladiske Trækspændinger; efterhaanden som Udtørringen naar længere ind, forsvinder Trækspændingerne atter, og den gavnlige Virkning af Udtørringen gør sig da gældende. Jo større Legemets Tværsnit er, des senere mærkes naturligvis Udtørringens gavnlige Virkning. Brudfladen hos de 5 Legemer, der kun havde ligget 6 Timer i Luften, var fugtig over det hele; ved de paafølgende Forsøg viste der sig en stadig voksende tør Randzone, og i

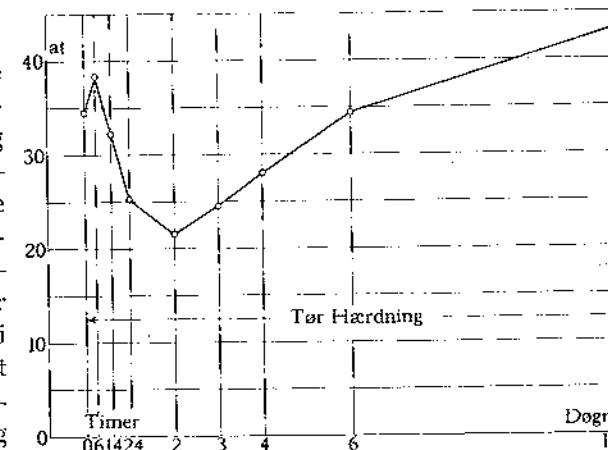


Fig. 128.

<sup>1)</sup> Saaledes fandt *Rudeloff* (*D. A. f. E.*, Heft 23, S. 54 og 60), at Længden af 1080<sup>mm</sup> lange Prismer af jordfugtig tilberedt Grusbeton 1:3 varierede som følger, naar de efter 1 Døgn Lufthærdning lagdes i Vand og senere anbragtes i Luften:

Efter Vandhærdning i	3	7	28	90 Døgn
var Længden . . . . .	1000,053	1000,086	1000,144	1000,264 mm.
Efter yderligere 141 Døgn Lufthærdning				
var Længden . . . . .	999,898	999,914	999,989	1000,145 mm.
Svind i disse 141 Døgn	0,155	0,175	0,155	0,119 „

medens samme Beton ved udelukkende Lufthærdning svandt 0,316<sup>mm</sup> i de første 140 Døgn, altsaa dobbelt saa meget.

I Henhold til amerikanske Forsøg kan Svindet forringes ved Tilsætning af Mineralolie, men samtidig forringes Styrken.

de Legemer, der havde ligget 2 Døgn i Luften, var der kun 1 cm<sup>2</sup> tilbage af den fugtige Kærne<sup>1)</sup>.

I det følgende Afsnit vil vi se bort fra disse indre Kræfter og alene beskæftige os med de ydre Kræfter, som i visse Tilfælde fremkaldes af Betonens Svind.

**e. Svindrevner i uarmerede Betonkonstruktioner.**

169. Fig. 130 viser venstre Ende af en lang, uarmeret Betonmur. Den vil svinde stærkest foroven, fordi Fordampningen her er stærkest, og fordi Fugtigheden vil trække nedefter under Paavirkning af Tyngdekraften. Murens underjordiske Del er nærmest underkastet en vaad Hærdning og vil følgelig udvide sig. Paa Grund af disse Forhold vil Muren søge at krumme sig, saaledes at dens

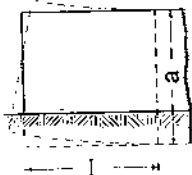


Fig. 130.

Ende paa en Strækning  $l$  hæver sig fra Grunden. Vejer Muren  $P$  kg pr. løb. cm, og er dens Modstandsmoment  $W$ , vil der i det punkterede Snit opstaa et højende Moment, der foroven fremkalder en Trækspænding:  $\sigma_b^t = Pl \cdot \frac{1}{2} l : W$ ; heraf findes:

$$l = \sqrt[3]{2 W \sigma_b^t : P} \tag{57}$$

Efterhaanden som Svindet vokser, vil  $l$  og  $\sigma_b^t$  vokse, indtil denne omsider naar Betonens Bøjningsstyrke, og Muren revner. Naar Revnen har dannet sig, opstaar der en ny fri Ende, for hvilken samme Betragtning kan opstilles; Afstanden mellem de enkelte Revner maa derfor ventes at blive konstant og proportional med Kvadratroden af Murens Modstandsmoment og Bøjningsstyrke, og omvendt proportional med Kvadratroden af dens Vægt.

For en Mur med rektangulært Tværnsnit og vejende  $\gamma$  kg/m<sup>3</sup> bliver  $W = \frac{1}{6} ba^2$  og  $P = \gamma ab : 1000 000$ , altsaa  $l = \sqrt[3]{2 \cdot \frac{1}{6} ba^2 \cdot \sigma_b^t : (\gamma ab : 1000 000)} = 1000 \sqrt[3]{\frac{a \sigma_b^t}{3 \gamma}}$ . Er Bøjningsstyrken 23 at og Vægten 2300 kg/m<sup>3</sup>, bliver  $l = \sqrt[3]{a \cdot 300}$ , altsaa for en 3 m høj Mur lig 10 m.

Af ovenstaaende følger, at eventuelle Dilatationsfuger bør indlægges med en indbyrdes Afstand, der er proportional med Kvadratroden af Murens Højde.

170. Ganske tilsvarende er Forholdet, naar en lang Altanplade (af Jærnbeton uden Længdearmering) er indspændt i en Mur. Pladens Forkant svinder stærkt, medens den i Muren værende

<sup>1)</sup> *Mitl. u. F.*, Heft 72-74, S. 104. Andre 45 Provelegemer hærdnede 1 Døgn i fugtig Luft, 6 Døgn i Vand og 21 Døgn i Luft. Efter 28 Døgn Hærdning blev 5 af Legemerne undersøgt, mens Resten lagdes i Vand og først blev prøvet paa de nedenfor angivne Tidspunkter (s. S. S. 107):

Vandhærdning i	Trækstyrke i at
0 Timer	48,8
3 »	26,8
6 »	24,8
9 »	24,0
24 »	25,9
2 Døgn	28,0
3 »	31,2
7 »	31,7
14 »	33,6

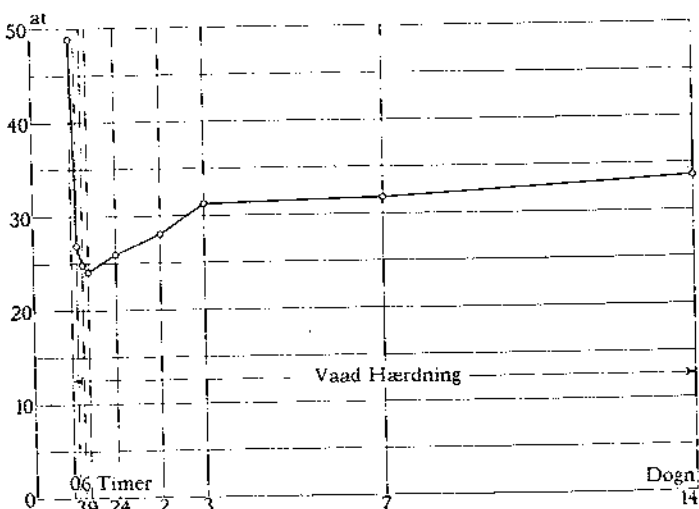


Fig. 129.

Forholdene er grafisk fremstillede i Fig. 129. Her skyldes det stærke Styrkefald dog næppe indre Kræfter, men simpelt hen Oplødningsen, og den senere Stigning skyldes en Efterhærdning.

Del hærdner vaadt. Pladen søger at krumme sig (i et vandret Plan), men hemmes af Muren, og Forskellen fra før er blot, at den hemmende Kraft  $P$  her er uafhængig af Pladens Vægt og alene afhængig af Murens Modstand<sup>1)</sup>.

Undertiden kan man se en Hegnsvæg af Jærnbeton, der er støbt oven paa en overjordisk Sokkel, revne ved Sokkelen, saaledes at Revnen taber sig opefter. Dette kan forklares ved, at Svindet her er nogenlunde ens overalt og søger at trække Enden af Væggen til højre (Fig. 130), mens Bevægelsen hemmes af Friktionen mellem Væggens Underside og Sokkelen. Bruges de samme Betegnelser som før, og kaldes Friktionskoefficienten  $\alpha$  og Væggens Tværnsnit  $F$ , vil den totale Friktion paa Strækningen  $l$  være  $\alpha Pl$ , og den største Trækspænding i det punkterede Snit:

$$\sigma_b^t = \frac{\alpha Pl}{F} + \frac{\alpha Pl \cdot \frac{1}{2} \alpha}{W}$$

Den første Revne vil derfor komme i en Afstand fra Væggens frie Ende af:

$$l = \frac{\sigma_b^t}{\alpha P} \cdot \left( 1 + \frac{1}{2} \alpha \right) \tag{58}$$

hvor  $\sigma_b^t$  betegner den mellem Træk- og Bøjningsstyrken liggende Brudspænding for Betonen. Er Væggen  $b$  cm bred, bliver  $l = \frac{\sigma_b^t}{\alpha P} \cdot ab : 4 \alpha P$ . Afstanden mellem Revnerne bliver altsaa proportional med den totale Trækraft, som Væggen kan optage, og omvendt proportional med den hemmende Kraft.

Tilsvarende Forhold indtræder, naar en Tunnel med murede Sidevægge er dækket med en vandret Betonplade uden Fordelingsjærn (eller naar en saadan Plade er udstøbt mellem to Jærnbjælker). Er Pladens Tykkelse  $a$  cm, Spændvidden  $b$  cm og Vægten  $P$  kg pr. løb. cm, vil hver af Murene modsætte sig Svindet med Kraften  $\frac{1}{2} \alpha P$  pr. løb. cm, saa at Afstanden  $l$  fra den frie Ende til første Revne bestemmes af Ligningen:  $l \cdot \alpha P = \sigma_b^t \cdot ab$ , altsaa:  $l = \frac{\sigma_b^t}{\alpha P} \cdot ab$ . I Virkeligheden er den hemmende Kraft dog ikke blot afhængig af Pladens Vægt, thi der er i Lejefladerne en vis Forskydningsstyrke, hvis Værdi ikke lader sig skønne, men vi ser dog, at Revnernes Afstand maa blive konstant, og at de maa ligge des tættere, jo større den hemmende Kraft er, og jo mindre den totale Trækraft er, som Pladen kan optage.

171. I de opstaaede Revner vil næsten hele Betonens Svind paa Strækningen  $l$  give sig Luft; vi faar altsaa i uarmerede Betonkonstruktioner faa, men brede Revner.

En Armering vil — i Modsætning til den gængse Tro — ikke altid hemme Revnedannelsen, ja vil tværtimod ofte fremme den, men naar Armeringen udføres fornuftigt, kan man fordele Revnerne saaledes, at Antallet vokser, samtidig med, at hver enkelts Vidde formindskes.

**2. Armeret Betons Forhold overfor Træk.**

**a. Spændingsbestemmelse.**

172. Ved Beregning af Trækspændingerne i et armeret Prisme gør man de samme Forudsætninger som ved Beregning af Trykspændingerne (§ 109). Man regner altsaa med et tænkt Betontværnsnit:

$$F = F_b + nf = \left( 1 + \frac{ng}{100} \right) \cdot F_b \tag{59}$$

hvor  $n$  er Forholdet mellem Trækelasticitetskoefficienterne for Jærn og Beton og gerne sættes lig 15 (§ 166).

En centralt virkende Trækraft  $P$  fremkalder altsaa en Betonspænding:

$$\sigma_b^t = \frac{P}{F_b + nf} \tag{60}$$

mens Jærnspeendingen bliver  $n$  Gange saa stor.

**b. Revnedannelse.**

173. Jærnbetonens Brudforlængelse har været Genstand for megen Strid. Medens franske Forskere har fundet, at armeret Beton kan forlænge sig langt

<sup>1)</sup> En Længdearmering langs Altanpladens Forkant vil forringe dennes Forkortelse og derved Faren for Revner.

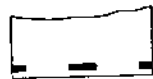


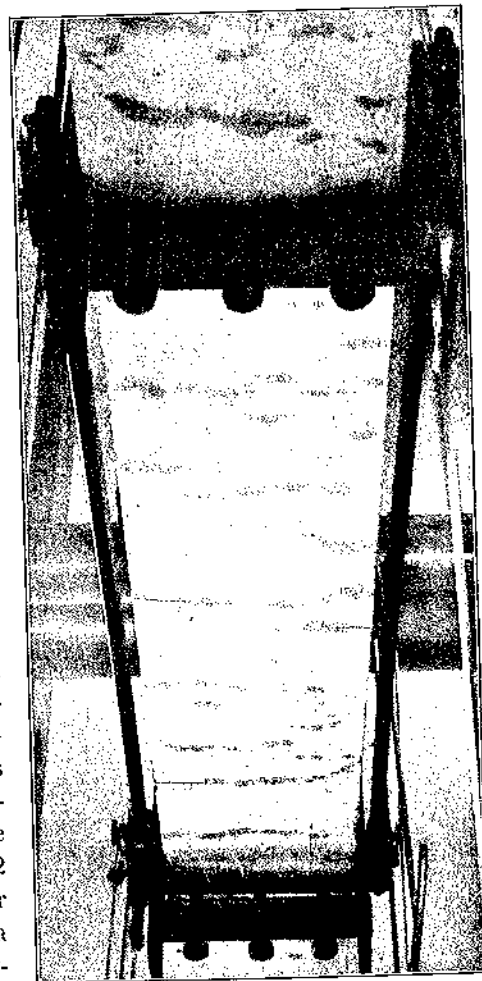
Fig. 131.

ud over de  $0,2 \text{ mm/m}$ , som er en øvre Grænse for uarmeret Betons Brudforlængelse, er man i Tyskland kun kommet op paa godt  $0,4 \text{ mm/m}$ , og dette er kun opnaaet ved en særlig effektiv Armering, nemlig en  $7 \text{ mm}$  tyk Plade (Fig. 131), i hvilken der blev udfræsset to Længderiller, saaledes at de tiloversblevne tre Strimler hang sammen ved Enderne. Dette Forsøg vil blive nærmere omtalt i § 179.

Jærnet vil hæmme Betonens Rumfangsændringer under Hærdningen (Fig. 127), og naar de derved fremkaldte Spændinger medregnes, kan der efter de Forsøg, der nu foreligger, næppe være Tvivl om, at den Spænding, ved hvilken Betonen revner, er ens for armeret og uarmeret Beton (§ 181), og det vil vi forudsætte i det følgende<sup>1)</sup>. Revnen behøver imidlertid ikke at være synlig; der kan godt findes Tværsnit, i hvilke Trækspændingen er Nul, uden at de to Flader fjerner sig saa meget fra hinanden, at det kan ses paa Betonens Overflade. Dette fremgaar af forskellige Bøjningsforsøg. Bach, der ved at hvidte Bjælkerne gjorde det lettere at opdage Revnerne, fandt, at Revnens Vidde mindst skulde være  $\frac{1}{200} \text{ mm}$  for at blive synlig under Lupe.

Hackstroh gjorde de for det blotte Øje usynlige Revner synlige ved at væde den belastede Bjælkes strakte Side (denne vendte opad) med en fortyndet, rød Anilinopløsning; efter at Opløsningen var trængt ind, aflastedes Bjælken, hvorved Anilinen pressedes ud af Revnerne, som derved blev synlige. Hemert forbedrede Metoden ved at anbringe Anilinen i Længdestriber, der stadig holdtes fugtige; naar Bjælken belastedes, viste de efterhaanden opstaaende Revner sig ved, at Anilinen flød sideværts ind i dem<sup>2)</sup>.

174. Naar vaadthærdnede Jærnbetonbjælker belastes, opstaar der paa et givet Tidspunkt fugtige Pletter paa Bjælkerens Underside, som først paavist af Turneure<sup>3)</sup>. Et Stykke Beton, der udsavedes ved en af disse Pletter, var uden Sammenhæng. Pletterne er senere iagttagne af Feret og Bach, fra hvis Forsøg Fig. 132 stammer. Naar de rigtige Revner viser sig, er det altid i disse Vandpletter, saa de skyldes utvivlsomt mikroskopiske Revner, gennem hvilke Vandet træder ud indefra. Ved Længdemaalinger paa Bjæl-

Fig. 132<sup>4)</sup>.

<sup>1)</sup> En Oversigt over de talrige Forsøg paa dette Omraade findes i Graf: *Einiges zur Rissbildung des Eisenbetons* (B. u. E. 1910, S. 175). Se ogsaa *Mitt. u. F.*, Heft 45-47, S. 156.

<sup>2)</sup> *L. M.'s Kongress in Kopenhagen 1909*, IX 1 d. S. 6.

<sup>3)</sup> *Engineering News* 1904, Bd. 52, S. 214. <sup>4)</sup> *Mitt. u. F.*, Heft 45-47, Textblatt 1.

kernes Over- og Underside konstaterede Bach, at Formforandringerne begyndte at vokse stærkere, naar disse Pletter viste sig. Ved Opdagelsen af den første Vandplet havde Bjælkernes Underside forlænget sig  $0,06-0,10 \text{ mm/m}$ , mens Revnerne først opdagedes ved en Forlængelse af  $0,12-0,18 \text{ mm/m}$ .

### c. Spændingsforhold i et revnet Prisme.

175. Fig. 133 viser et Betonprisme med en Jærnstang indstøbt i Midten. Naar Prismet strækkes, saaledes at Forlængelsen pr. Længdeenhed overalt er den samme (d: at Tværsnittene forbliver plane), vil der være samme Spænding i alle Jærnets Tværsnit, og denne Spænding er afsat fra Jærnets Overside opefter; paa samme Maade er Betonspændingen afsat fra Jærnets Under-

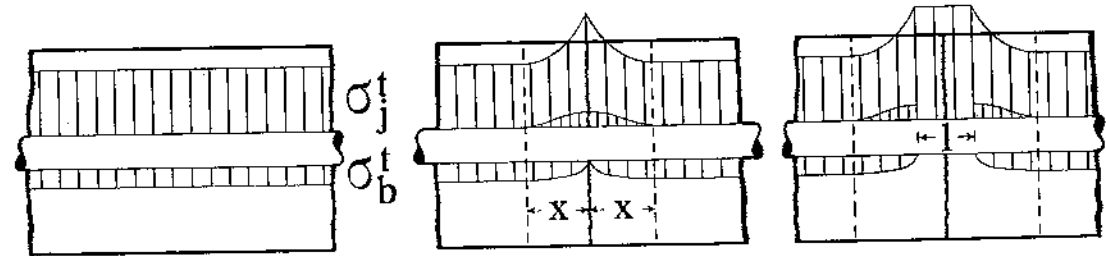


Fig. 133.

Fig. 134.

Fig. 135.

side nedefter. Betonspændingen er for Tydeligheds Skyld tegnet relativ stor. Naar Betonen revner, ændres Spændingstilstanden til den i Fig. 134 viste, idet Betonspændingen synker til Nul i Revnens Plan, medens Jærns spændingen stiger i tilsvarende Grad; betragtes en af Prismehalvdelen for sig, er den i Revnens Plan kun paavirket af Trækket i Jærnet, og der maa følgelig opstaa AdhæSSIONsspændinger mellem dette og Betonen; disse Spændinger er afsatte opefter fra Jærnets Overside. I en Afstand  $x$  fra Revnen vil Trækspændingerne atter have deres oprindelige Værdi, og AdhæSSIONsspændingen altsaa være Nul. Den første Revne aflaster derfor Betonen paa Strækningen  $x$  til begge Sider, men i den øvrige Del af Prismet er Betonspændingen oppe paa Brudværdien  $S_b$ , og der vil følgelig opstaa nye Revner med en indbyrdes Afstand af højst  $2x$ .



Fig. 136.

Forudsætter vi for Simpelheds Skyld, at Spændingerne varierer efter rette Linier, vil Spændingsfordelingen i et revnet, homogent Betonprisme være som Fig. 136 viser, hvor Højden i Spændingstrekanterne er en Ubetydelighed lavere end Betonens Trækstyrke.

Jo spinklere Jærnet er, des kortere er den Strækning,  $x$ , som det behøver, for ved AdhæSION at afgive sin Kraft til Betonen. **Revnernes Afstand** vil derfor aftage sammen med Jærndiameteren.

176. Saafremt AdhæSIONEN ikke ophæves, vil **Revnens Vidde** være Nul inde ved Jærnet, og naar dette ligger nær Betonens Overflade, som det gør i rationelle Konstruktioner, vil Revnen forblive meget fin. I slige Konstruktioner vil en tydelig Revne formentlig kun forekomme, naar AdhæSIONEN ophæves paa en Strækning  $l$ , hvorved Spændingstilstanden bliver den i Fig. 135 viste. Revnens Vidde vil da være lig med Jærnets Forlængelse paa Strækningen  $l$  og vil altsaa vokse med  $l$  og med Jærns spændingen. Ved at bruge meget og spinkelt Jærn kan man bringe AdhæSIONsspændingen saa langt ned, at Adhæ-

sionen overhovedet ikke ophæves, og Revnerne altsaa forbliver ganske fine. Hvad enten Adhæsionen ophæves eller ej, vil den Længde ( $x$ ), som kræves til at faa Trækket i Jærnet ensformigt fordelt over Tværsnittet, være des mindre, jo bedre Jærnet er fordelt over Tværsnittet, og jo mindre  $\sigma_j^t$  er. Stærk Armering og spinkle Jærn giver derfor tætliggende, fine Revner; svag Armering og svære Jærn giver færre og grovere Revner.

Ser man bort fra Tværsnittenes Krumning, kan man beregne den Værdi af  $l$ , der giver Revnen en vis Vidde f. Eks.  $1/200$  mm. Man har nemlig:  $\epsilon_j^t = \frac{l}{2000} : l = \sigma_j^t : E_j$ , altsaa:

$$l = E_j : 2000 \sigma_j^t = 2100 000 : 2000 \sigma_j^t = 1050 : \sigma_j^t$$

Hvis f. Eks.  $\sigma_j^t = 1050$  at, findes:  $l = 1$  cm.

Konsekvensen af det foregaaende er tilsyneladende, at man ved Brugen af Jærn, der ikke kan glide, f. Eks. Knudejærn, maa kunne udskyde Dannelsen af tydelige Revner til det Tidspunkt, paa hvilket Jærnet flyder, men i Virkeligheden viser den første Revne i en højet Bjælke sig paa samme Tidspunkt, uden Hensyn til om Bjælten er armeret med Knudejærn eller med Rundjærn<sup>1)</sup>. Denne tilsyneladende Uoverensstemmelse forsvinder, naar man betænker, at Adhæsionen kun behøver at ophæves paa en Længde af ca. 1 cm, for at Revnen skal blive synlig; da Knudernes Længde som Regel er større end 1 cm, kan de selvfølgelig ikke hindre, at Betonen trækker sig løs paa denne Strækning; men Revnerens Vidde kan ikke blive større end den Forlængelse, Jærnet faar paa en Knudes Længde, og spinkelt Knudejærn vil derfor utvivlsomt være i høj Grad egnet til at udelukke Dannelsen af grovere Revner, saa længe det ikke flyder.

#### d. Jærnbetons Trækstyrke.

177. Trækstyrken paa virkes af Svindspændingerne (§ 180), men det ser vi her bort fra. Naar  $\sigma_b^t$ , bestemt af Formel (60), har naaet Trækstyrken,  $S_b^t$ , vil Betonen revne, og hele Trækkraften i det revnede Tværsnit overføres til Jærnet, som da muligvis trækkes over. I saa Fald bliver Brudbelastningen:

$$P = S_b^t \cdot (F_b + nf). \quad (61)$$

Kan Jærnet derimod optage Trækket, bliver Brudbelastningen:

$$P = S_j^t \cdot f. \quad (62)$$

Grænsetilfældet indtræder for:

$$S_b^t \cdot (F_b + nf) = S_j^t \cdot f \quad \text{eller:} \quad \frac{f}{F_b} = \frac{S_b^t}{S_j^t - nS_b^t} = \frac{\varphi}{100} \quad (63)$$

Med  $S_j^t = 4000$  at,  $S_b^t = 15$  at og  $n = 15$  findes:  $\varphi = 0,4$  %.

Under de givne Forudsætninger vil man altsaa faa **pludseligt Brud**, naar Jærnprocenten er lavere end 0,4. Er  $\varphi$  noget større, vil Jærnet ikke brydes, men naar Betonen revner, vil det **pludseligt flyde**, saa der sker store Deformationer, og Revnerne i Betonen bliver gabende. En saadan Tilstand er økonomisk at sidestille med et Brud og bør ikke indtræde uden Varsel (§ 1). Den kritiske Værdi af  $\varphi$  findes af (63) ved Indsættelse af 2800 at i Stedet for  $S_j^t$  og bliver 0,58. Det vil imidlertid i § 188 blive vist, at denne Værdi er noget for høj, fordi der ikke er laget Hensyn til Betonens Svindspændinger, og at **Minimumsværdien for  $\varphi$**  passende kan sættes til ca. 0,5 %.

178. Har man dimensioneret en Trækstang efter (62), vil den revne, naar Trækket har naaet den ved (61) bestemte Værdi. Forholdet mellem de to Kræfter er:

$$\frac{P_R}{P_B} = \frac{S_b^t \cdot F_b + nf}{S_j^t \cdot f} = \frac{S_b^t}{S_j^t} \cdot \left( \frac{F_b}{f} + n \right) = \frac{S_b^t}{S_j^t} \cdot \left( \frac{100}{\varphi} + n \right), \quad (64)$$

altsaa aftagende med voksende  $\varphi$ . For et uarmeret eller svagt armeret Legeme falder Revnelast og Brudlast sammen, med voksende  $\varphi$  fjerner de sig fra hin-

anden. Da Konstruktionerne udføres med konstant Sikkerhed overfor Brud vil **Sikkerheden mod Revner** aftage med voksende  $\varphi$ . Sættes  $S_b^t = 15$  at,  $S_j^t = 4000$  at,  $\varphi = 1$  % og  $n = 15$ , faas  $P_R = 0,43 P_B$ . Har man 4 Gange Sikkerhed mod Brud ( $s_j = 1000$  at), bliver Sikkerheden mod Revner:  $0,43 \cdot 4 = 1,72$ . Skal ogsaa Sikkerheden mod Revner være konstant, maa  $\varphi$  bestemmes af (63) idet man i Stedet for Brudværdierne  $S_j$  og  $S_b$  indfører de tilladelige Spændinger. Er den tilladelige Jærnspeending 1200 og den tilladelige Betonspeending 15 at (altsaa Sikkerheden mod Revner kun 1) findes:  $\varphi = 100 \cdot \frac{15}{1200 - 15 \cdot 15} = 1,54$  %

Meget over 1 % bør  $\varphi$  altsaa ikke være, hvis man vil have nogen Sikkerhed mod Revner, og man kommer derved til meget store Tværsnit.

For indendørs Konstruktioner i normal Atmosfære forlanges der ingen Sikkerhed mod Revner, man gør ikke Betontværsnittet større end at det netop kan rumme Jærnene, men for udendørs Konstruktioner foreskrives der ofte i Udlandet<sup>1)</sup> en Maksimalværdi for  $\sigma_b^t$ . En saadan Forskrift sikrer imidlertid ikke mod Revner, thi disse vil i Tidens Løb danne sig som Følge af Svind og Temperaturvariationer, selv om de af Belastningen fremkaldte Trækspændinger er smaa<sup>2)</sup>. De sekundære Spændinger bliver ganske vist ogsaa formindskede, naar Betontværsnittet forøges, men det er tvivlsomt, om det, der opnaas, er Umagen værd.

Overhovedet er der næppe Grund til at tillægge de fine Revner, der her er Tale om, en saa stor Betydning, at man forøger Betontværsnittet for at undgaa dem. Det vigtigste er, at der ikke kommer gabende Revner, og det sikrer man sig imod ved at bruge ikke en lav, men en høj Jærnprocent.

For at forøge Sikkerheden mod Revner har den norske Ingeniør *Land* foreslaet at belastte Jærnene med ydre Trækkræfter under Indstøbningen og Hærdningen. Betonen vil da blive sammentrykket, naar de ydre Kræfter fjernes. Forsøg (§ 180) har vist, at Fremgangsmaaden svarer til Hensigten, men den er vanskelig at gennemføre i Praksis, undtagen i særlige Tilfælde, som f. Eks. ved Buebroer med Kørebanen hængende under Buen; Omstøbningen af Hængestængerne kan da opsættes til Konstruktionen er afskallet, og Jærnene har faaet den til den hvilende Last svarende Spænding. Ogsaa Buers og Rammers Trækbaand kan undertiden lades uomstøbt, indtil Konstruktionen er afskallet.

#### e. Jærnbetons Trækelasticitet.

179. Saalænge Betonen ikke er revnet, vil et Jærnbetonprisme kunne regnes at forlænge sig som et uarmeret Prisme med det af Formel (59) bestemte, tænkte Tværsnit. Efter Revnedannelsen vil Forlængelserne vokse hurtigere, men de vil dog ikke være saa store, som en Beregning paa Grundlag af Jærnspeendingen i de revnede Tværsnit giver. Den teoretiske Jærnspeending er nemlig kun til Stede i selve Revnerne, i Betonen mellem disse virker der stadig Trækspændinger (Fig. 136), der aflaster Jærnet, saa det forlænger sig mindre. Betonens Virkning svarer paa det nærmeste til den Virkning, det vilde have, om man anbragte Fortykkelser paa Jærnet mellem Revnerne. Naar

<sup>1)</sup> Ved Bøjning, hvor Forholdene er tilsvarende, forlanger de schweiziske Statsbaner (1915), at Trækspændingen ikke maa overstige 25 at i Jærnbanebroer og 30 at i andre Broer og i saadanne Bygværker, der er stærkt udsatte for Røg o. l. Ved denne Beregning sættes  $n = 1$  og  $E_b^t = E_b^c$ ,  $\sigma$ : der regnes med et homogent Tværsnit. Se ogsaa § 95, næstsidste Stykke.

<sup>2)</sup> Ing. 1916, S. 237.

<sup>1)</sup> Se mine Forsøg i *Ingeniøren* 1908, S. 135.



man ved Træk eller Bøjning ser bort fra Betonens Trækspændinger, finder man derfor noget for store Deformationer, ogsaa efter at Betonen er revnet.

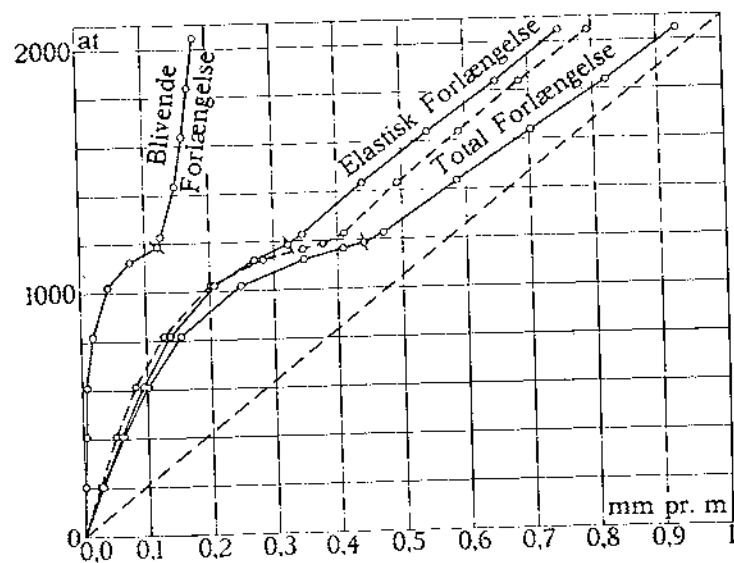


Fig. 137.

Kurverne angiver det Tidspunkt, paa hvilket den første Revne blev synlig. Samtidig maalttes Jærnets Forlængelse, og den punkterede Kurve viser dettes totale Forlængelse<sup>2)</sup>. Endelig er der tegnet en punkteret, ret Linie, som angiver, hvor meget Jærnet skulde have forlænget sig, hvis den strakte Beton slet ikke var medvirkende, og hvis i øvrigt Forudsætningerne for de i Praksis brugte Formler var rigtige. At Afvigelserne i Begyndelsen er saa store er en simpel Følge af, at Betonen optager største Delen af det Træk, som Formlerne tildele Jærnet. Ved en Forlængelse af 0,2 mm/m er Kurven for Betonens totale Forlængelse parallel med den punkterede, rette Linie, hvilket vil sige, at Betonspændingen paa dette Stadium ikke mere er i Stigen, men kun Jærnspeendingen; paa den følgende Strækning begynder de usynlige Revner at danne sig, hvorved Kurven bliver meget flad, og først noget efter at den første Revne er bleven synlig, er Kraftens Overførelse fra Beton til Jærn saa vidt tilendebragt, at det nu i Hovedsagen er Jærnet, der bestemmer det yderligere Forløb af Kurven.

At de maalte Forlængelser af Jærnet ogsaa efter Revnedannelsen er mindre end de teoretiske, skyldes det ovenfor nævnte Forhold, at Betonen mellem Revnerne aflaster Jærnet. Den teoretiske Jærnspeending er altsaa kun tilstede i Revnerne, Spændingens Middelværdi er lavere.

En Jærnbetonbjælkes Nedbøjninger følger samme Lov. Nedbøjningskurven er som Regel ikke kontinuerlig, men sammensat af en stejle og en flade Del, mellem hvilke Overgangen er mer eller mindre jævn. Det er hovedsagelig Revnerne, der er Skyld i denne Retningsforandring, men de bliver sjældent synlige, før man er inde paa den flade Del.

<sup>1)</sup> *Mitt. ü. F.*, Heft 45—47, S. 90. Bjælken var 20 cm høj, 15 cm bred og støbt af Grusbeton 1:1:2.

<sup>2)</sup> Forholdet mellem Jærnets og Undersidens Forlængelser svarede til Forholdene mellem Afstandene til den neutrale Akse.

Som Eksempel skal Bachs Forsøg med den i Fig. 131 viste Bjælke fremdrages. Bjælken hærdnede i Vand<sup>1)</sup>. I Fig. 137 viser de fuldt optrukne Kurver Betonens Forlængelse, som den maalttes paa Bjælakens Underside, idet Ordinaterne angiver den teoretiske Jærnspeending, som man regner sig til ( $n=15$ ), naar Betonen slet ingen Trækspændinger kan optage. En Tværstreg paa

En Tværstreg paa

## f. Svindspændinger og Revnedannelse.

### a. Svindets Indflydelse paa Styrke og Brudforlængelse.

180. Naar Betonen armeres, vil dens Længdeforandringer modarbejdes af Jærnet (Fig. 127 i § 167), og et Betonprisme med en Jærnstang i Midten vil

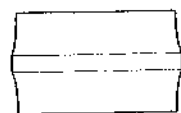


Fig. 138. Lufthærdning.

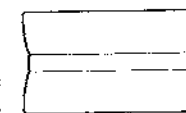


Fig. 139. Vandhærdning.

derfor antage de i Fig. 138 og 139 viste Former, henholdsvis ved Lufthærdning og Vandhærdning: Formforandringerne er dog tegnede stærkt overdrevne. Ved Lufthærdning vil der opstaa Trykspændinger i Jærnet og Trækspændinger i Betonen, ved Vandhærdning vil For-

holdet være omvendt<sup>1)</sup>. Er den numeriske Værdi af Betonens Begyndelsespeending  $\sigma_s$ , mens den af det ydre Træk fremkaldte Spænding er  $\sigma_b^t$ , vil Betonen revne, naar

$$\sigma_b^t \pm \sigma_s = S_b^t. \quad (65)$$

Den armerede Betons tilsyneladende Brudspænding, bliver altsaa:

$$\sigma_b^t = S_b^t \pm \sigma_s \quad (66)$$

o: større end den uarmerede Betons ved Vandhærdning og mindre end den uarmerede Betons ved Lufthærdning; jo federe Betonen er, des større vil Forskellen være<sup>2)</sup>.

Forsøg paa dette Omraade er navnlig gjort med Bjælker. Naar der er Jærn nok til at optage Trækspændingerne, vil de indre Kræfter ingen Indflydelse have paa Bjælakens Brudlast, men derimod paa den Belastning, ved hvilken Betonen revner. Vaadhærdnede Jærnbetonbjælker har en større Brudforlængelse end vaadhærdnede, uarmerede Bjælker, og disse har større Brudforlængelse end tørhærdnede Jærnbetonbjælker. Eetaarige Jærnbetonbjælker, hærdnede henholdsvis i Luft og i fugtigt Sand, revnede ved Belastninger, der forholdt sig som 57:100<sup>3)</sup>. Den Belastning, ved hvilken Revnerne viser sig, er des ringere, jo magrere og yngre Betonen er, jo vaadere den er udstøbt, og jo kortere Tid den vandes. Jo længere Tid Betonen vandes, desto mere vokser Sikkerheden mod Revnedannelse med Alderen. For ganske ens Jærnbeton-Bjælker fandtes<sup>4)</sup>:

Lagringsmaade	Revnelast
45 Døgn i fugtigt Sand	5687 kg
38 " " " " 7 Døgn tort.	4500 "
7 " " " " 38 "	3583 "

Begyndelsespeendinger, der frembringes ad anden Vej, har samme Virkning; ved at indstøbe Jærnet i strakt Tilstand ( $\sigma_b^t = 600$  at) fandt Bach, at den Belastning, der fremkaldte Revner, steg med ca. 50 pCt.<sup>5)</sup>

Armerede Trækproveløgemer bliver stærkere (o: revner senere) ved Vandhærdning end ved Lufthærdning; armerede Trykproveløgemer forholder sig omvendt<sup>6)</sup>.

181. Uarmeret Betons Brudforlængelse er 0,1—0,2 mm pr. m, mens den for armeret Beton er enten større eller mindre, eftersom Hærdningen er sket i Vand eller i Luft, idet den forøges eller formindskes med en til  $\sigma_s$  (Formel 66) svarende Størrelse. *Considère* og andre franske Forskere paastaar rigtigt nok, at Jærnet, ganske bortset fra Svindspændingerne, har en Evne til at hindre Revnedannelse, saaledes at Brudforlængelsen kan stige til 2 mm pr. m eller 20 Gange den uarmerede Betons<sup>7)</sup>, men dette beror utvivlsomt paa, at der ikke er anvendt fornøden Omhu paa Opdagelsen af Revnerne. Bach er, som tidligere nævnt (Fig. 137), ikke naaet højere end til godt 0,4 mm/m, og selv om man ved Brug af endnu højere Jærnprocenter og en finkornet Mørtel, der jo ved Vand-

<sup>1)</sup> Ved gentagne Belastninger og Aflastninger vil disse Spændinger enten forøges eller formindskes som Følge af Betonens blivende Deformation.

<sup>2)</sup> Se *D. A. f. E.*, Heft 24.

<sup>3)</sup> *Mitt. ü. F.*, Heft 95, S. 13. <sup>4)</sup> Bach u. Graf, *Mitt. ü. F.*, Heft 72—74, S. 63. <sup>5)</sup> *Mitt. ü. F.*, Heft 90—91, S. 61. <sup>6)</sup> *Mitt. 12 aus Wien*, S. 12 og 15.

<sup>7)</sup> Naar man indskjemmer en Jærnstang med ren Cement og efter indtraadt Hærdning udfører et Trækforsøg, saa vil Cementhuden først revne, naar Jærnspeendingen er nær Flydegrænsen o: ved en Forlængelse af ca. 2 mm pr. m.

hærdning udvider sig langt stærkere end en grovkornet Beton<sup>1)</sup>, kan komme endnu højere op, er der næppe Tvivl om, at de franske Tal er overdrevne.

For de Betonsorter og Armeringsprocenter, der bruges i Praksis, er det tilfulde godtgjort, at den Forlængelse, ved hvilken der fremkommer synlige Revner, ikke væsentlig overstiger 0,2 mm/m, og at den som Regel ligger mellem 0,1 og 0,2 mm/m<sup>2)</sup>, altsaa samme Værdi som for uarmeret Beton. Ved Lufthærdning skulde man i Overensstemmelse med Ligning (66) vente Revnedannelse paa et tidligere Tidspunkt, og Revnerne er der formentlig ogsaa, men Jærnet hindrer dem i at aabne sig. Da Jærnet følges med Betonen, maa det i dennes Brudøjeblik ogsaa have forlænget sig 0,1 à 0,2 mm pr. m, og Jærns্পændingen maa derfor være:

$$\sigma_j = 2100000 \cdot \frac{0,1 \text{ à } 0,2}{1000} = 210 \text{ à } 420 \text{ ut} \text{ } ^3) \quad (67)$$

Inden Betonen er revnet, er Jærns্পændingerne altsaa smaa; det er først, naar Kraften fra den revnede Beton overføres til Jærnet, at dette udnyttes.

**β. Svindspændingernes Fordeling over et Prisme.**

182. Spændingerne i Betonen vil være størst nærmest Jærnet og aftage udefter, men vi vil i det følgende forudsætte, at Spændingerne er ensformig fordelede, og at altsaa Tværnittene forbliver plane, hvilket tilnærmelsesvis kan realiseres, naar Jærnet fordeles jævnt over Tværnittet<sup>4)</sup>.



Fig. 141.

Jærns্পændingen maa have samme Værdi gennem hele Stængens Længde indtil et Stykke fra Prismets Endeflader; fra dette Punkt og ud til den frie Endeflade maa den aftage til Nul. Forudsætter vi for Simpelteds Skyld, at Spændingen aftager efter en ret Linie, bliver Spændingsfordelingen som vist paa Fig. 141, der efter Behag kan tænkes at være en Fremstilling af Jærnets Trykspænding eller Betonens Trækspænding, da Ligevægten fordrer, at Summen af Trykspændingerne skal være lig Summen af Trækspændingerne inden for et hvilket som helst Tværnit. At Spændingen maa være konstant i Prismets midterste Del forstaaes ved følgende Betragtning. Hvis Jærnets Forbindelse med Betonen tilvejebringes, i Stedet for ved Adhæsion, ved Hjælp af Dorne, som Fig. 142 viser, kan Spændingerne i to paa hinanden følgende Afsnit bestemmes. Kaldes Jærnarealet  $f$ , Betonarealet  $F$ , Jærnets Trykspænding  $\sigma_j^c$  og  $\sigma_j^t$ , Betonens Trækspænding  $\sigma_b^t$  og  $\sigma_b^c$ , kræver Ligevægten:

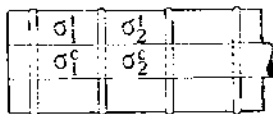


Fig. 142.

$$f \cdot \sigma_j^c = F \cdot \sigma_b^t \text{ og } f \cdot \sigma_j^t = F \cdot \sigma_b^c, \text{ hvoraf: } \sigma_j^t = \sigma_j^c \cdot \frac{F}{f} \text{ og } \sigma_b^c = \sigma_b^t \cdot \frac{f}{F} \quad (68)$$

Er den uarmerede Betons Svind pr. Længdeenhed  $\epsilon_s$ , vil Betonen mellem de to første Dorne forkorte sig et Stykke, der svarer til dette Svind, men samtidig forlænge sig et Stykke, der svarer til Trækspændingen; den resulterende Forkortelse pr. Længdeenhed bliver da  $\epsilon_s - \frac{\sigma_b^t}{E_b}$ , der maa være lig Jærnstængens Forkortelse:  $\frac{\sigma_j^c}{E_j}$ . Man har altsaa:

$$\epsilon_s - \frac{\sigma_b^t}{E_b} = \frac{\sigma_j^c}{E_j} \text{ og } \epsilon_s - \frac{\sigma_b^c}{E_b} = \frac{\sigma_j^t}{E_j}, \text{ hvoraf: } \epsilon_s = \frac{\sigma_j^c}{E_j} + \frac{\sigma_b^t}{E_b} \text{ og } \epsilon_s = \frac{\sigma_j^t}{E_j} + \frac{\sigma_b^c}{E_b}$$

<sup>1)</sup> Considère eksperimenterede med smaa Prismar af Mørtel 1:3.  
<sup>2)</sup> Disse Tal er fundne ved Bøjningsforsøg. Ved Trækforsøg fandt Bach 0,06–0,10 mm/m (Mill. u. F., Heft 72–74), altsaa samme Værdier ved hvilke Vandpletterne i de vaadt hærdnede Bjælker viste sig (§ 174).  
<sup>3)</sup> Dette bekræftes fuldstændig af Bach og Graf's Forsøg (D. A. f. E., Heft 10, S. 126; Heft 12, S. 144; Heft 122–23, Sammenstilling 14). Det gælder for baade svag og stærk Armering, for Plader og T-Bjælker (Heft 20, Sammenstilling 21). Det hele er sammenstillet i Heft 24.

<sup>4)</sup> Ved Bøjningsforsøg med vaadthærdnede Bjælker fandt Bach og Graf (D. A. f. E. Heft 24, S. 5), at naar  $l$  (Fig. 140) var større end ca. 9 cm, var  $\sigma_b^t$  ens for uarmerede og armerede Bjælker, naar den bestemtes af Formelen  $\sigma_b^t = \frac{M}{W}$ , hvor  $M$  er henholdsvis Brudmomentet og Revnemomentet og  $W$  Modstandsmomentet ( $n = 15$ ). Betonen i Hjørnet har altsaa været fri for Hærdningsspændinger. Naar  $l$  var mindre, fandtes  $\sigma_b^t$  større for de armerede Bjælker end for de narmerede, og Forskellen voksede med aftagende  $l$ .

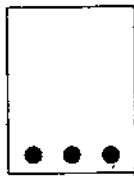


Fig. 140.

og følgelig  $\frac{\sigma_1^c}{E_j} + \frac{\sigma_1^t}{E_b} = \frac{\sigma_2^c}{E_j} + \frac{\sigma_2^t}{E_b}$ , der kombineret med (68) giver:  $\frac{\sigma_1^c}{E_j} + \frac{\sigma_1^c}{E_b} \cdot \frac{f}{F} = \frac{\sigma_2^c}{E_j} + \frac{\sigma_2^c}{E_b} \cdot \frac{f}{F}$

hvoraf  $\sigma_1^c = \sigma_2^c$ . Paa den midterste Del, hvor Jærns্পændingen er konstant, paavirktes Dorne ikke til Forstykning, og hele den Kraft, hvormed Betonen trækker Jærnet med sig, maa følgelig overføres til dette gennem den yderste Dorn. Paa samme Maade vil der i et almindeligt Jærnbetonprisme kun optræde Adhæsionsspændinger ved Enderne.

Hvis Svindspændingerne overstiger Betonens Trækstyrke, skulde der efter Teorien (se Fig. 141) i Prismets midterste Del danne sig uendelig mange Revner, men der vil i Virkeligheden altid være eet eller flere Tværnit, der er svagere end de andre og revner først. I de revnede Tværnit forsvinder baade Beton- og Jærns্পændingerne, saa at det mellem to Revner liggende Stykke af Prismet forholder sig som et selvstændigt Prisme med den i Fig. 141 viste Spændingsfordeling. I et homogent Betonprisme med Svindrevner maa Betons্পændingen altsaa fordele sig, som Fig. 136 i § 175 viser. Jærns্পændingen vil fordele sig paa ganske tilsvarende Maade.

**γ. Jærnprocentens Indflydelse paa Svindspændingerne.**

183. Betonens Svind kan udgøre indtil 1/2 mm pr. m, og hvis Armeringen ikke hæmmede det,  $\epsilon$ : hvis Jærnarealet var uendelig lille, vilde Jærns্পændingen blive:  $\sigma_{js}^c = E_j \cdot \epsilon_s = 2100000 \cdot \frac{1}{1000} = 1050 \text{ ut}$ , medens Betonen forblev spændingsløs. Med voksende Armering aftager Jærnets Trykspænding, samtidig med at der opstaar Trækspændinger i Betonen, og da der skal være Ligevægt, maa det totale Tryk i Jærnet være lig det totale Træk i Betonen, altsaa:

$$F_b \cdot \sigma_{bs}^t = f \cdot \sigma_{js}^c \text{ eller } \frac{\sigma_{bs}^t}{\sigma_{js}^c} = \frac{f}{F_b} = \frac{\varphi}{100} \quad (69)$$

naar Jærnarealet er  $\varphi$  % af Betonarealet. Forholdet mellem Spændingerne afhænger altsaa kun af Jærnprocenten.

Har man ved Maaling bestemt den uarmerede Betons Svind pr. Længdeenhed,  $\epsilon_s$ , kan man paa Grundlag af Hooke's Lov beregne Spændingerne. Fig. 143 forestiller et Betonprisme af Længde  $ab = 1$ . I uarmeret Tilstand vilde det svinde ind til Længden  $ac$ , men Jærnet modsætter sig Svindet, saa at den resulterende Længde bliver  $ad$ , hvorved Jærnet faar en Forkortelse  $\epsilon_j$  og Betonen en Forlængelse  $\epsilon_b^t$ ; de hertil svarende Spændinger er:

$$\sigma_{js}^c = E_j \cdot \epsilon_j = E_j \cdot (\epsilon_s - \epsilon_b^t) \text{ og } \sigma_{bs}^t = E_b \cdot \epsilon_b^t \quad (70)$$

Jo større Jærnprocenten er, des mindre bliver  $db$  og des større altsaa  $cd$ , hvorved det kan hænde, at Betonen revner. Ligningerne (70) gælder kun, saa længe Betonen ikke er revnet,  $\sigma_{bs}^t$  kan aldrig overstige Betonens Træk-

styrke  $S_b^t$ , og kaldes Betonens Brudforlængelse  $\epsilon_{brud}$ , bliver Jærns্পændingens Maksimalværdi:

$$\sigma_{js}^c = E_j (\epsilon_s - \epsilon_{brud}) \quad (71)$$

184. Indføres Værdierne fra (70) i (69), findes:  $\frac{E_b^t \cdot \epsilon_b^t}{E_j \cdot \epsilon_j} = \frac{\varphi}{100}$  eller  $\frac{\epsilon_b^t}{\epsilon_j} = \frac{E_j}{E_b^t} \cdot \frac{\varphi}{100}$

Endvidere haves (se Fig. 143):  $\epsilon_b^t = \epsilon_s - \epsilon_j$ , altsaa:  $\frac{\epsilon_s - \epsilon_j}{\epsilon_j} = \frac{E_j}{E_b^t} \cdot \frac{\varphi}{100}$ , hvoraf:

$$\epsilon_j = \frac{\epsilon_s}{1 + \frac{E_j}{E_b^t} \cdot \frac{\varphi}{100}} \quad (72)$$

Det armerede Prismes Svind er altsaa reduceret til  $\frac{1}{1 + \frac{E_j \epsilon_s}{E_b^t \cdot 100} \cdot \varphi}$  Gange det uarmeredes. For

$\varphi = 1\%$  og  $E_b^t = 140\ 000$  formindskes Svindet kun til 0,87 Gange det uarmerede Prismes<sup>1)</sup>.

185. Indsættes (72) i (70), faas:  $\sigma_{js}^c = \frac{\epsilon_s}{E_j \cdot \varphi} \cdot E_j$ , og af (69):  $\sigma_{bs}^t = \sigma_{js}^c \cdot \frac{\varphi}{100}$  (73) (74)

Vi har ovenfor benyttet Hooke's Lov ved at sætte  $\sigma_{bs}^t = E_b^t \cdot \epsilon_b^t$ , men da vi kun ønsker at anvende Ligningerne (73) og (74) paa Brudtilstanden, kan vi ophæve den begaaede Fejl ved for  $E_b^t$  at indføre Forholdet mellem Brudværdierne af  $\sigma_{bs}^t$  og  $\epsilon_b^t$ . Betonens Trækstyrke kan sættes til  $S_b^t = 15$  at, og dens Brudforlængelse til 0,15 mm pr. m, hvoraf:  $E_b^t = 15 : \left(\frac{0,15}{1000}\right) = 100\ 000$  at og  $E_j = \frac{2100000}{100000} = 21$ , der indført i (73) og (74) giver:

$$\sigma_{js}^c = \frac{\epsilon_s}{21 \cdot \frac{\varphi}{100} + 1} \cdot E_j \quad \text{og} \quad \sigma_{bs}^t = \frac{\sigma_{js}^c \cdot \varphi}{100} = \frac{\varphi \cdot \epsilon_s \cdot E_j}{21\varphi + 100} \quad (75) (76)$$

Løses den sidste Ligning med Hensyn til  $\varphi$ , faas:  $\frac{\varphi}{100} = \frac{\sigma_{bs}^t}{E_j \cdot \epsilon_s - 21\sigma_{bs}^t} = \frac{1}{21 \left( \frac{100000 \cdot \epsilon_s}{\sigma_{bs}^t} - 1 \right)}$

der ved Indførelse af  $\sigma_{bs}^t = S_b^t$  giver en øvre Grænse for den Armeringsprocent, som Betonen kan taale uden at faa Svindrevner. En stærk Beton taaler altsaa en stærkere Armering end en svag Beton, og en lidet svindende Beton taaler en stærkere Armering end en meget svindende Beton. Stærkt armerede Genstande f. Eks. Ledningsmaster, bør derfor støbes af en Beton med stor Trækstyrke og ringe Svind. Er Armeringsprocenten givet, vil Faren for Revner vokse med Forholdet  $\epsilon_s : S_b^t$ , og Brugen af fint Sand, der samtidig forøger  $\epsilon_s$  og formindsker  $S_b^t$ , er derfor uheldig, mens der ikke kan siges noget almenlydigt om, hvorledes en forøget Alder eller en forøget Cementtilsætning vil virke paa Revnedannelsen, da disse Faktorer samtidig hæver bægge Værdier. Cementtilsætning vil virke paa Revnedannelsen, da disse Faktorer samtidig hæver bægge Værdier.

Er Trækstyrken 15 at, findes følgende sammenhørende Værdier:

$\epsilon_s = 0,7$	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15 mm/m,
$\varphi = 1,30$	1,59	2,04	2,86	4,76	14,3	$\infty\%$

186. Vil man bestemme Svindspændingerne i et ikke revnet Prisme, da bør man ikke bruge Værdien 100 000 at for  $E_b^t$ , men gaa tilbage til Ligningerne (73) og (74) og indføre en større Værdi, f. Eks.  $E_b^t = 140\ 000$  at. For en Beton med  $\epsilon_s = \frac{1}{2} : 1000$  og  $\varphi = \frac{3}{4}$  findes da  $\sigma_{js}^c = 945$  at og  $\sigma_{bs}^t = 945 \cdot 0,75 : 100 = 7,08$  at. Ved direkte Maaling paa Jærnet har Considère fundet Begyndelses-spændinger af indtil 1000 at (B. u. E. 1905 S. 5).

δ. Revnedannelse som Følge af et ydre Træk, hvis Størrelse er uafhængig af Svindet.

187. Indføres i Ligningerne (73) og (74):  $\frac{\varphi}{100} = \frac{f}{E_b}$ , faas:

<sup>1)</sup> For  $\varphi = 0,79\%$  bliver Reduktionen 0,89, hvilket daarligt stemmer med Fig. 127 i § 167, hvor Reduktionen efter en Hærdningstid

af 4 Uger	3 Mdr.	1 Aar	4 Aar
er 0,65	0,60	0,50	0,43.

Jærnets Forkortelse er altsaa langt ringere, end Ligning (72) angiver, men denne gælder ogsaa kun for en jævnt fordelt Armering (∴ plane Tværsnit), ikke for en koncentreret Armering som Forsøgets. For en saadan vil  $\sigma_{bs}^t$  aftage fra Jærnet udefter, hvilket vi kan tage Hensyn til ved i Ligning (69) at lade  $\sigma_{bs}^t$  betyde Middelspændingen; samtidig vil i Fig. 143 den lodrette Linie over  $d$  blive en Kurve som paa Fig. 138, og bibeholdes Betegnelsen  $\epsilon_b^t$  for Betonens Forlængelse umiddelbart ved Jærnet, maa Ligning (70) ændres til  $\sigma_{bs}^t = \alpha \cdot E_b^t \cdot \epsilon_b^t$ , hvor  $\sigma_{bs}^t$  er Middelspændingen og  $\alpha$  en ægte Brøk, hvis Størrelse afhænger af Spændingsfordelingen. Derefter kan vi operere med Ligningerne som ovenfor, og Forskellen i Ligning (72) bliver blot, at  $E_b^t$  skal erstattes med den mindre Værdi  $\alpha E_b^t$ . Forsøget viser, at  $\alpha E_b^t$  aftager med voksende Alder, til Trods for at  $E_b^t$  vokser; Spændingsfordelingen bliver altsaa mere og mere uensartet.

$$\sigma_{js}^c = \frac{E_j \epsilon_s}{F_b + \frac{E_j}{E_b^t} \cdot f} \cdot F_b \quad \text{og} \quad \sigma_{bs}^t = \frac{E_j \epsilon_s}{F_b + \frac{E_j}{E_b^t} \cdot f} \cdot f \quad (77) (78)$$

Hvis Prismet udsættes for en ydre Trækraft af Størrelse  $P$  at, vil denne give en Trækspænding:

$$\sigma_b^t = \frac{P}{F_b + \frac{E_j}{E_b^t} \cdot f}$$

Dersom Sammen af de to Trækspændinger overstiger Betonens Trækstyrke ( $S_b^t$ ), vil Prismet revne. Den kritiske Værdi af  $P$  findes derfor af Ligningen:  $\frac{P}{F_b + \frac{E_j}{E_b^t} \cdot f} + \frac{E_j \epsilon_s f}{F_b + \frac{E_j}{E_b^t} \cdot f} = S_b^t$ , der

giver:  $P = S_b^t \left( F_b + \frac{E_j}{E_b^t} \cdot f \right) - E_j \epsilon_s f$  og  $P = S_b^t F_b + f E_j \left( \frac{S_b^t}{E_b^t} - \epsilon_s \right) = S_b^t F_b + f E_j (\epsilon_{Brud} - \epsilon_s)$  (79) og (80)

For at dette Træk skal være større end det Træk ( $S_b^t F_b$ ), for hvilket et uarmeret Prisme revner, maa  $\epsilon_{Brud} > \epsilon_s$ , hvilket som Regel ikke vil være Tilfældet, da  $\epsilon_{Brud}$  kun er ca. 0,15 mm/m. En Armering vil derfor som Regel befordre Revnedannelsen.

188. Naar Betonen revner, maa Jærnet optage hele Kraften, hvorved dets Spænding bliver (se Ligning 79):  $\sigma_j^t = \frac{P}{f} = S_b^t \left( \frac{F_b}{f} + \frac{E_j}{E_b^t} \right) - E_j \epsilon_s = S_b^t \left( \frac{100}{\varphi} + \frac{E_j}{E_b^t} \right) - E_j \epsilon_s$  (81)

Hvis denne Størrelse overskrider Flydegrænsen (2800 at), vil der komme en gabende Revne; skal dette undgaaes, maa Armeringsprocenten have en vis Størrelse, som vi vil søge at bestemme.

Løses Ligningen med Hensyn til  $\varphi$ , faas:  $\varphi = \frac{100 S_b^t}{\sigma_j^t + E_j \epsilon_s - \frac{E_j}{E_b^t} S_b^t}$  (82)

Denne Ligning adskiller sig kun fra (83) i § 177, ved at Leddet  $E_j \epsilon_s$  er kommet til. For god Beton kan sættes  $S_b^t = 10$  à 20 at og  $\epsilon_s = 0,3$  à 0,5 mm/m; vi vil endvidere fastholde den tidligere anvendte Værdi  $E_b^t = 100\ 000$ , hvilket er ensbetydende med at forudsætte Brudforlængelsen proportional med Trækstyrken, hvad den sandsynligvis er. Indsættes den mindste Værdi af  $S_b^t$  og den største Værdi af  $\epsilon_s$  samt  $\sigma_j^t = 2800$  at, faas:  $\varphi = 1000 : (2800 + 1050 - 210) = 0,27\%$  (83) Indsættes de to andre Værdier, faas:  $\varphi = 2000 : (2800 + 630 - 440) = 0,67\%$  (84) Indsættes Middeltallene  $S_b^t = 15$  og  $\epsilon_s = 0,4$ , faas:  $\varphi = 1500 : (2800 + 840 - 315) = 0,45\%$  (85) Vil man undgaa en gabende Revne, maa man altsaa armere des stærkere, jo større Betonens Trækstyrke er, jo mindre dens Svind er, og jo lavere Jærnets Flydegrænse ligger. Der er her ikke Tale om Betonens absolute Styrke, men kun om, hvorvidt den revner fint eller revner groft, naar den revner; er Armeringsprocenten givet, vil en stærk Beton kunne taale et større Træk end en svag Beton, men overvindes Trækstyrken, er Faren for en gabende Revne størst hos den stærke Beton paa Grund af den større Kraft, der overføres til Jærnet.

Er Armeringsprocenten for lav i Forhold til Betonens Kvalitet, vil der altsaa fremkomme en gabende Revne ligesom i uarmeret Beton. Er der derimod saa meget Jærn, at det kan optage hele Trækket uden at flyde, vil der fremkomme et større Antal finere Revner, som forklaret i § 175.

ε. Revnedannelse som Følge af et ydre Træk, hvis Størrelse vokser med Svindet.

189. Vi har hidtil betragtet  $P$  som en af Svindet uafhængig ydre Kraft, men meget ofte er  $P$  en elastisk Modstand, der fremkaldes af Svindet; naar f. Eks. en Gitterstang svinder, vil Knudepunkterne ofte yde en elastisk Modstand, naar en Bjælke svinder, vil Søjlerner yde en elastisk Modstand, naar en Plade svinder, vil Bjælkerne yde en elastisk Modstand.

Fig. 144 viser Længdesnit i et Betonprisme, der er indstøbt i to Mure, saaledes at Enderne er fuldstændig fastholdte og Længden  $l$  absolut uforanderlig. Under Prismets Forsøg paa at blive kortere, opstaar der Trækspændinger, der til enhver Tid er saa store, at de giver Prismet en Forlængelse, der netop opvejer Svindet. Naar Svindet og dermed Forlængelsen er naaet op til 0,15 mm/m, vil Prismet revne, og Revnens Vidde vil være lig 0,15 mm multipliceret med Prismets Længde i Meter. Senere vil de to Prismestykker naturligvis svinde yderligere.

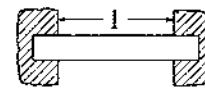


Fig. 144.

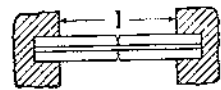


Fig. 145.

Er Prismet armeret med en Jærnstang, maa ogsaa dennes Længde forblive uforandret, og det indses let, at den ikke nogle Steder kan være trykket og andre Steder strakt; følgelig maa den forblive spændingsløs under Svindet og uden Indflydelse paa Brudspændingen. Først efter at Betonen er revnet, træder den i Funktion, idet de to Prismestykker ikke kan trække sig bort fra hinanden, saa længe de adhærerer til Stangen (Fig. 145). I det revnede Tværsnit faar Jærnstangen en Trækspænding, der er noget mindre end  $S_b^t \cdot F_b : f$ , da de ydre Dele af Prismet har kunnet forkorte sig noget, og denne Trækspænding aftager hen imod Enderne og gaar jævnt over i en Trykspænding, saaledes at Stangens Længde stadig forbliver konstant. Betonens Trækspænding er Nul i Revnen, men vokser indefter, og i nogen Afstand fra Revnen vil den atter være oppe paa Brudværdien, saa der ogsaa her maa komme en Revne, o. s. v. I Stedet for det uarmerede Prismes ene, brede Revne faar vi altsaa her flere fine Revner, hvis samlede Vidde er ringere end den enes, da der stadig er Trækspændinger i de mellem Revnerne liggende Betonstykker (Fig. 136 i § 175).

190. Hvis Prismet ikke møder en absolut Modstand mod Svindet, men f. Eks. er indstøbt til nogle Fjere (Fig. 146), kan Udtørringen drives videre end før, inden Prismet revner, men ser vi bort fra Styrketilvæksten i denne Periode, vil Brudspændingen ligesom før være 15<sup>st</sup>, og Revnens Vidde vil blive 0,15 mm/m plus det Stykke, som Fjerene trækker sig tilbage.

Af Ligning (78) følger, at Betonens Svindspænding i et armeret Prisme kan findes ved at betragte Prismet som uarmeret, men paavirket af et ydre Træk:

$$P_j = \sigma_b^t F_b = \frac{E_j \epsilon_s f F_b}{F_b + \frac{E_j}{E_b} f} = \frac{E_j \epsilon_s f}{1 + \frac{E_j}{E_b} \frac{f}{100}}$$

Naar nu Fjerene ogsaa modsætter sig Svindet med en Kraft  $P_y$ , vil disse to Kræfter være ganske sideordnede og tilsammen paavirke Betonen til Overrivning. Brudet vil ske, naar  $(P_y + P_j) : F_b = S_b^t$ , uden Hensyn til om Prismet er uarmeret ( $P_j = 0$ ) eller er afskaaret fra Omgivelserne ( $P_y = 0$ ). Armeringsjærnet virker simpelthen til at forøge den ydre Modstand mod Svindet, og er denne givet, vil et uarmeret Prisme kunne taale et større Svind end et armeret, førend det revner. Mens  $P_j$  er naahængig af Prismets Længde, vokser  $P_y$  med denne. Betonens elastiske Forlængelse er nemlig  $\frac{P_y + P_j}{F_b E_b^t}$  pr. Længdeenhed, mens Svindet er  $\epsilon_s$ , og da  $P_y$  er proportional med Prismets totale Forkortelse, haves:

$$P_y = kl \left( \epsilon_s - \frac{P_y + P_j}{F_b E_b^t} \right), \text{ hvoraf: } P_y = \frac{F_b E_b^t \epsilon_s - P_j}{1 + \frac{kl}{F_b E_b^t}} \quad (86)$$

Hvis Betonen revner i et enkelt Tværsnit, vil  $P_y$  kun formindskes i uvæsentlig Grad, og

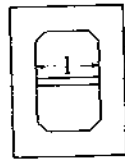


Fig. 147.

Jærnstængningen i det revnede Tværsnit bliver da  $\sigma_b^t = P_y : f$ . Heraf ses, at Jærnstængningen i det revnede Tværsnit vokser med Prismets Længde, og vil man undgaa, at Jærnet flyder, saa at Revnen gaber, maa Armeringsprocenten vokse med Prismets Længde.

Hvis man f. Eks. i en svær Rammekonstruktion anbringer en spinkel Tværstang (Fig. 147), vil denne paa Grund af sin Spinkelhed svinde stærkere end Rammen og trække de to Sider til sig, og Rammens Modstand er proportional med Indbøjningen. Er Stangens Tværsnit, Armeringsprocent og Svind givet, er alle Størrelser i Ligning (86) konstante, undtagen  $l$ . Betonspændingen i en saadan Stang paa et givet Tidspunkt, f. Eks. 1 Maaned efter Støbningen, vil altsaa være des større, jo større  $l$  er, naar Rammens Stivhed forudsættes uafhængig af  $l$ .

### ζ. Oversigt over Revnedannelsen i lufthærdnet Jærnbeton.

191. Et uarmeret Prismes Brudlast er  $P_B = S_b^t \cdot F_b$ ; hvis det revner som Følge af Svind, vil Revnens Vidde være lig Svindet.

Naar Prismet armeres, vil det revne for et Træk  $P_R$ , der er mindre end  $P_B$ , og  $P_B - P_R$  vokser med Jærnarealet og med Svindet. Prismets videre Forhold afhænger af Jærnarealets Størrelse  $f$ .

Er  $\frac{P_R}{f} > 4000$  at, vil Jærnet springe, samtidig med at Betonen revner. I dette Tilfælde har Armeringen kun gjort Skade, idet Brudlasten er formindsket fra  $P_B$  til  $P_R$ . Hvis vi i Ligning (83) indsætter 4000 i Stedet for 2800, findes  $\varphi = 0,207$ ; en Armering under ca. 0,2% vil saaledes under de givne Forudsætninger altid forringe Prismets Styrke.

Er 2800 at  $< \frac{P_R}{f} < 4000$  at, vil Jærnet flyde, saa der fremkommer en gabende Revne ligesom i uarmeret Beton.

Er  $\frac{P_R}{f} < 2800$  at, forandres Spændingstilstanden kun lige ved Revnen, i øvrigt er den uforandret, og hvis Betonen er homogen, vil der derfor samtidig danne sig Revner jævnt fordelt over hele Prismets Længde. For at opnaa dette maa man armere des stærkere, jo større Betonens Trækstyrke er, og jo mindre dens Svind er, og jo lavere Jærnets Flydegrænse ligger, men med  $\varphi = 0,5\%$  vil man som Regel være paa den sikre Side. Hvis Adhæsionen ikke ophæves, og hvis Jærnene ligger tæt og nær Prismets Overflade, vil de nævnte Revner være usynlige eller næsten usynlige. En tydelig Revne opstaar kun, naar Adhæsionen ophæves, eller naar Jærnene ligger dybt under Overfladen eller med stor Afstand, og modarbejdes derfor ved Brug af spinkelt Jærn og Specialjærn, der ikke kan glide.

## 3. Dimensionering af strakte Bygningsdele.

### a. Almindelige Regler.

192. Ved Dimensionering af strakte Jærnbetonlegemer tør man ikke regne med Betonens Trækstyrke, men indlægger saa meget Jærn, at dette alene er i Stand til at optage Kraften, altsaa:

$$f = \frac{P}{s_j} = \frac{P}{1000} \text{ à } 1200 \quad (87)$$

At Betonen maa revne, førend Jærnet kan faa den tilladelige Spænding, bekymrer man sig som Regel ikke om, da Revnerne er saa fine, at de ikke bemærkes og ikke ophæver Rustbeskyttelsen (§ 12). Bestemmende for Beton-tværsnittets Størrelse bliver da blot Hensynet til, at Jærnet skal være beskyttet mod Ild og Rust. For at en eventuel Overbelastning ikke skal fremkalde et pludseligt Brud, maa det dog anbefales at holde  $\varphi > 0,5\%$  (§ 177). Hidtil har der ikke vist sig nogen Ulemper ved denne Dimensioneringsmaade<sup>1)</sup>, og den er almindelig anerkendt for indendørs Konstruktioner. For udendørs Konstruktioner søger man undertiden at hindre Revner ved at holde Betonens Trækspænding passende lav (§ 178). Ogsaa ved Dimensionering af Vandbeholdere og Baade<sup>2)</sup> tages der undertiden Hensyn til, at  $\sigma_b^t$  ikke bliver for stor. Som Regel indskrænker man dog Fordringerne til, at  $\sigma_b^t$  ikke maa overstige Brudværdien 12–15<sup>st</sup>.

193. Til Eksempel dimensioneres en Trækstang, der skal bære 10 000 kg:

$f = \frac{P}{s_j} = \frac{10\ 000}{1200} = 8,33 \text{ cm}^2 \sim 4 \text{ Rj. } 17 \text{ mm}$ . Hvis Betonen ikke maa revne, faas af (60) i § 172, idet den tilladelige Trækspænding sættes til 15<sup>st</sup>:

$$F_b = \frac{P}{\sigma_b^t} - R \cdot f = \frac{10\ 000}{15} - 15 \cdot 9,08 = 667 - 136 = 531 \sim 24 \cdot 24 \text{ cm}^2.$$

Der bruges et kvadratisk Tværsnit med 24 cm Sidelinie og armeret med 4 Rj. 17 mm;  $\varphi$  er da større end 0,5. For at holde Jærnene paa Plads under Støbningen indlægges Søjlebaand som i trykkede Søjler.

### b. Hængesøjler.

194. I Hængesøjler kan der undertiden være Træk i Jærnet og Tryk i Betonen samtidig. Hvis saaledes Etageadskillelse 1 og 2 (Fig. 148) er ophængt i Bjælken B ved Hjælp af Hænge-

<sup>1)</sup> Det samme gælder dens Anvendelse ved Bøjning. For Pladernes Vedkommende er dette ikke mærkeligt, thi naar Jærnprocenten er under 1, vil Betonarealet ofte være saa stort i Forhold til Jærnarealet, at Pladen kan bære sin Nyttelast uden at revne; T-Bjælkerne maa derimod som Regel forudsættes at revne ved fuld Belastning.

<sup>2)</sup> B. u. E. 1913, S. 17.

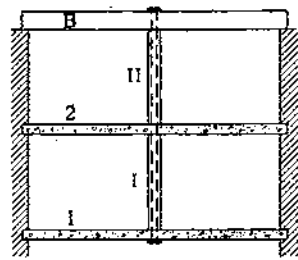


Fig. 148.

søjlerne I og II, hvis Jærn er gennemgaaende og forsynede med Ankerplader foroven og forneden, da vil det være forsigtigst at forudsætte Søjlen revnet lige under B og Jærnene liggende løse inden i deres Rør; Søjlen I's Beton maa følgelig kunne bære Lasten fra 2 og II uden at knuses (Udhøjning er udelukket); er denne Last  $P$  lig, kræves Tværsnittet:  $F_b = P : s_b$ , og desuden maa der indlægges Søjlebaand efter Reglerne for trykkede Søjler. Ligger Hængejærnene yderligt, kan Baandene anbringes om disse, i modsat Fald bør der indlægges ekstra Hjørnejærn (Fig. 48, Side 33).

Hvis man derimod regner, at 2's Last overføres til Jærnene ved Hjælp af Adhæsionen, kommer man til en ejendommelig Spændingsforde-

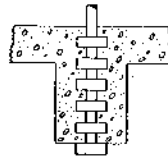


Fig. 149.

ling, med Træk i Jærnet og baade Træk og Tryk i Betonen, næsten svarende til de Spændinger, der opstaar i Jærnbeton ved Hærdning under Vand. Vi kan danne os en auskuelig Forestilling om Forholdene ved at tænke os de 4 Jærn erstattede af eet midt i Søjlen liggende Jærn forsynet med fremspringende Ringe (Fig. 149). Da der er Trækspændinger i Jærnstangen, vil den forlænge sig, og da den nærmest liggende Beton følger med, vil ogsaa denne faa Trækspændinger, mens Betonen nærmest Yderfladerne faar Tryk; Forholdene er som i en Prop, der trækkes op af en Flaskehals. Er der flere Jærn, vil der rundt om hvert være en strakt Betonkappe, mens Resten af Betontværsnittet har Trykspændinger, idet der dog naturligvis er en jævn Overgang mellem Træk- og Trykspændingerne. Regner man paa denne Maade, vil Trykspændingerne i Søjle I aftage nedefter, men til Gengæld vil de lige under 2 være større end før, da der i en Del af Tværsnittet er Trækspændinger. Hvis man lader den Del af Jærnene, der bærer 2, stoppe op under denne, vil det simpleste Konstruktionsprincip være at tænke sig de gennemgaaende Jærn liggende løse i deres Betonrør, saa de direkte fører Vægten af 1 op til B. De andre Jærn føres saa langt ned i I, at de er sikkert forankrede, og denne Del af Søjlen forsynes med Søjlebaand og dimensioneres i Overensstemmelse med det Tryk, som Jærnene overfører.

195. Angaaende Brugen af Ankerplader og Øjestænger henvises til § 46-55. Hvis Hængesøjlen bærer en Bjælke af ringe Vægt, kan man anbringe to Bøjler om hvert af Bjælkens Jærn eller to fælles Bøjler, som Fig. 150 viser, og støde ved Hjælp af Considères Kroge. Paa Stødlængden bør der være rigeligt med Søjlebaand, og Krogene bør have Nakkebøjler, i alt Fald, hvis Jærnene er sværere end ca. 14 mm (Fig. 26 og 48).

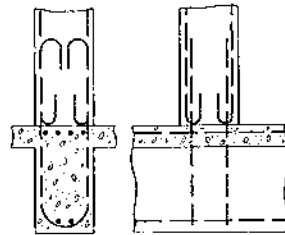


Fig. 150.

## D. Bygningsdele paavirkede til Bøjning.

### 1. Enkelt armerede Plader.

#### a. Pladernes Form og Armering.

196. Plader af Jærnbeton forekommer dels som simpelt understøttede, dels

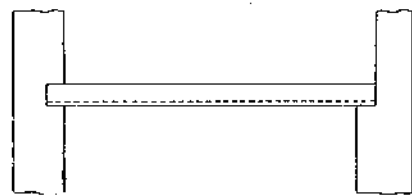


Fig. 151.

som indspændte eller kontinuerlige over flere Understøtninger. En Plade, der spænder fra Mur til Mur (Fig. 151), beregnes som simpelt understøttet og armeres kun i Undersiden, idet man lader alt Jærnet være gennemgaaende fra Leje til Leje. Den Lejedybde, man regner sig til paa Grundlag af det tilladelige Tryk paa Murværket, er som Regel saa lille, at det

er nøjagtigt nok at regne Momenterne ud paa Grundlag af Lysvidden, men Pladen føres alligevel  $\frac{1}{2}$  Sten (11 cm) ind i de bærende Mure. Ogsaa ved Pladens Ender føres den ofte ind i Murene for at tætte mod Vand, Luft og Lyd.

For Plader mellem Jærnbjælker (Fig. 152) er Forholdene tilsvarende.

Pladerne bør som Regel ikke gøres tyndere end 8 cm<sup>1</sup>). Hvis der i Loftet



Fig. 152.

<sup>1</sup>) De tyske Bestemmelser (1915) § 16 paabyder dette.

over et Rum indgaar flere Plader, giver man dem gerne ens Tykkelse af Hensyn til Udseendet.

197. Pladerne armeres med Rundjærn, hvis Diameter vælges saaledes, at Adhæsionsspændingen ikke bliver for stor (§ 375), og at der kommer 5-12 (bedst 8-9) Stkr. pr. lb. m<sup>1</sup>). Mest brugt er 7, 8, 9, 10 og 12 mm Rj.; bruges sværere Jærn, bør de kroges i Enden, medens dette ikke er nødvendigt for de nævnte Dimensioner, med mindre man har overskredet den tilladelige Adhæsionsspænding. Man bør som Regel ikke bruge spinklere Jærn end 7 mm, da de har for ringe Modstandskraft overfor de Paavirkninger, de faar inden Indstøbningen, f. Eks. ved Færdsel hen over Armeringen. Man bør ikke bruge Jærn med omtrent ens Diameter f. Eks. 8 og 9 mm i samme Konstruktion, da de let forveksles. Det er uden økonomisk Betydning, om Jærnmængden i en Plade bliver lidt større end Beregningen giver, og der er derfor ingen Grund til at skifte Jærndiameter fra Plade til Plade for derved at opnaa en bedre Tilpasning, man bør tværtimod holde sig til en enkelt Jærndimension, saalænge man ikke derved kommer til for tæt eller for spredt liggende Jærn. Har man mange forskellige Plader i samme Bygværk, er det praktisk paa Forhaand at fastslaa, hvilke Jærndimensioner man vil gøre Brug af, f. Eks. Rækken 5, 7, 10, 14 og 20 mm, der har den Fordel, at hvert Jærn har et dobbelt saa stort Areal, som det nærmest foregaaende.

Angaaende det dækkende Betonlags Tykkelse henvises til § 13 og 65<sup>a</sup>).

Vinkelret paa Bærejærnene og indenfor disse lægges Fordelingsjærn, der fastbindes i hvert eller hvertandet Krydsningspunkt (Fig. 153), saaledes at Bærejærnene ikke kan forskyde sig under Betonningen. Desuden hæmmer de Fremkomsten af grove Svindrevner vinkelret paa dem og virker med til at fordele en Enkeltkraft over flere Bærejærn. I Etageadskillelser, paa hvilke der ikke virker store Enkeltkræfter (§ 296), er det meget almindeligt at indlægge 4 Rj. 7 mm pr. m som Fordelingsjærn<sup>b</sup>). Brugen af Fordelingsjærn ses paa Fig. 453.

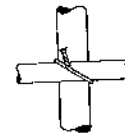


Fig. 153.

198. Er Pladerne indspændte eller kontinuerlige, som naar de støbes sammenhængende ovenpaa Jærnbjælker (Fig. 154), eller i eet med Jærnbetonbjælker (Fig. 155), vil der opstaa Trækspændinger i Pladernes Overside over Mellemunder-



Fig. 154.

støtningerne, og der maa da indlægges Jærn over disse (Fig. 154). Dette Jærn savner imidlertid ganske Støtte, og det er derfor bedre at bøje en større eller mindre Del af de nedre Jærn op i Oversiden (Fig. 155). Paa Undersiden af det opbøjede Jærn fastbindes Fordelingsjærn, der tages fra det nedre Jærnnæt, saaledes at det samlede Antal Forde-

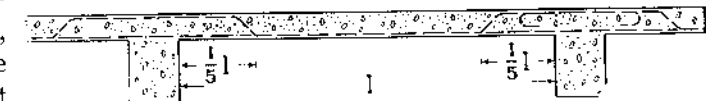


Fig. 155.

<sup>a</sup>) Efter de tyske Bestemmelser (1915) maa Jærnafstanden ikke overstige 15 cm, hvor Momentet er størst.

<sup>b</sup>) De tyske Bestemmelser (1915, § 9) forlanger 1 cm Mortel under Jærn i Plader og indendørs 1,5 cm, udendørs 2 cm Mortel under Bøjler i Bjælker. Byggepolitiet i Philadelphia forlanger det dækkende Lag væsentlig tykkere (B. u. E. 1908, S. 18).

<sup>c</sup>) I et Længdesnit gennem et Fordelingsjærn virker dette svækkende ved at formindske Betonens Trækareal, og en Plade med Fordelingsjærn revner derfor ved en mindre Last end en Plade uden (Ing. 1916, S. 538).



lingsjærn kommer til at svare til det opgivne. Er der Dragere tværs paa Bjælke-retningen, bør Halvdelen af Fordelingsjærnene bøjes op ved disse i en lignende Afstand som Bærejærnene.

Er Faglængden ringe, bruges gennemgaaende Jærn af indtil 10<sup>m</sup> Længde (Fig. 155 tilvenstre); er Faglængden stor, støder man gerne Jærnene over Bjælken, i alt Fald de opbøjede Jærn (Fig. 155 tilhøjre), hvorved Jærnarealet til Optagelse af det negative Moment forøges. Hyppigst bøjer man hverandet Jærn op og lægger Opbøjningspunkterne som Fig. 155 viser uden Hensyn til den bevægelige Lasts Størrelse (§ 284). Sjældnere bestemmer man Momentkurven efter Reglerne for kontinuerlige Bjælker og indretter Opbøjningerne derefter.

Af Hensyn til det negative Moment over Bjælkerne og for at styrke Overgangen mellem Bjælke og Plade anbringes undertiden **Konsoller** (Fig. 156), ofte med en Hældning 1:1, men som helst maa holdes fladere, 1:3 eller derover. For Udscendens Skyld bruges ogsaa Formen Fig. 157.



Fig. 156.

Fig. 157.

199. I **vinkelformede Plader** (Fig. 158 a) maa man hindre Jærnet i at rette sig ud ved i hvert Jærns Knæpunkt at anbringe en Bøjle med et saa stort Tværnsnitsareal, at det kan optage Resultanten af de to Trækkræfter i Jærnet. Da disse isolerede Bøjler ikke er til at holde Styr paa, maa det anbefales at erstatte dem med et zig-zag-formet Rundjærn (Fig. 158 b), der bindes stramt med mindst 2<sup>mm</sup> tyk Traad til hvert enkelt Jærn. Dette **Zig-zag-Jærn** vil ogsaa modvirke en Afspængning af den trykkede Beton i Knæpunktet, hvorom nærmere i § 328.

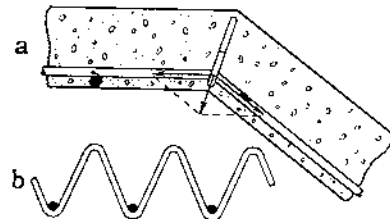


Fig. 158.

200. Undertiden armeres Plader med **Pladegitter (Strækmetal)** (Byggematerialer § 262), hvorved man sparer Udgifterne til Fordelingsjærn og Nættets Binding og faar en udmærket Forbindelse mellem Betonen og Jærnet. Det egner sig navnlig til Arbejder, hvor der anvendes uøvede Folk, medens dets høje Pris har forhindret en mere almen Benyttelse af det her i Landet. Der er desuden den Ulempe ved det, at det ofte er vindskævt, saa man ikke kan faa det til at ligge nøjagtig, hvor det skal. Det maa altid indlægges saadan, at Trækket virker vinkelret paa Maskebredden; denne tages gerne lig 75 mm. Tabeller over Bæreevnen af Plader armerede med Pladegitter findes i A/S Sophus Berendsens Profilalbum.

## b. Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger.

201. Vi betragter en Pladestrimmel af Bredde  $b$  cm (Fig. 159), armeret i Træksiden med et Jærnareal  $f$  cm<sup>2</sup> og paavirket i det undersøgte Tværnsnit af et bøjende Moment  $M$  kgcm. Afstanden fra Jærnarealets Tyngdepunkt til den trykkede Kant — Nyttehøjden — er  $h$  cm. Ved Bestemmelsen af Spændingerne gaar vi ud fra følgende Forudsætninger:

1. Betonens Trækstyrke er lig Nul.
2. Tværnsnittene forbliver plane ved Bøjningen<sup>1)</sup>.
3. Der er Proportionalitet mellem Spændinger og Formforandringer.
4. Trækspændingernes Sum er lig Trykspændingernes Sum.
5. Spændingernes Moment er lig de ydre Kræfters Moment.

<sup>1)</sup> Denne Forudsætning synes at være nogenlunde rigtig, saalænge Jærnspeændingen er lavere end Flydegrænsen. De Afvigelser, man har maalt, følger ingen bestemt Lov. Se Mörsch: *Der Eisenbetonbau* 1912, S. 177.

De to sidste Forudsætninger er selvfølgelig absolut rigtige, naar Tværnsnittet er paavirket til ren Bøjning uden Normalkraft; de tre første er derimod mer eller mindre forkerte, men benyttes for Sikkerheds Skyld (1) og for at simplificere Formlerne (1—3).

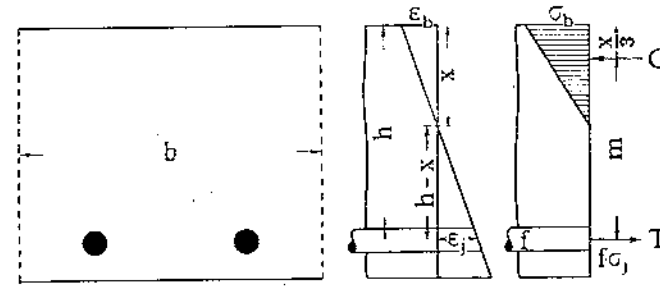


Fig. 159.

Kaldes Betonens Sammentrykning og Jærnets Forlængelse pr. Længdeenhed henholdsvis  $\epsilon_b$  og  $\epsilon_j$ , samt den neutrale Akses Afstand fra Pladens Trykside  $x$ , da giver Forudsætningerne 2 og 3 (Fig. 159):

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_j} = \frac{x}{h-x} \quad (89)$$

$$\text{og } \epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}, \quad \epsilon_j = \frac{\sigma_j}{E_j}, \quad \text{altsaa: } \frac{\epsilon_b}{\epsilon_j} = \frac{E_j}{E_b} \frac{\sigma_b}{\sigma_j} = n \frac{\sigma_b}{\sigma_j} \quad (90)$$

hvor Forholdet mellem Jærnets og Betonens Elasticitetskoefficienter er sat lig  $n$ . Den første Betingelsesligning bliver da:

$$\frac{x}{h-x} = n \frac{\sigma_b}{\sigma_j} \quad \text{eller } \sigma_j = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x} \quad (91)$$

der viser, at Jærnspeændingen er  $n$  Gange saa stor, som Spændingen i den omgivende Beton vilde have været i det Tilfælde, at den ikke var revnet. De under 4 og 5 opførte Forudsætninger giver:

$$C = T \quad \text{eller } \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b = f \cdot \sigma_j \quad \text{og } M = f \cdot \sigma_j \cdot m = f \cdot \sigma_j \cdot \left( h - \frac{x}{3} \right) \quad (92) \quad (93)$$

Af Ligningerne (91)–(93) findes  $x$ ,  $\sigma_b$  og  $\sigma_j$ .

202. Af (92) faas:  $\frac{\sigma_b}{\sigma_j} = \frac{2f}{bx}$ , der indsat i (91) giver:

$$\frac{x}{h-x} = n \cdot \frac{2f}{bx} \quad \text{eller } x^2 + \frac{2nf}{b} \cdot x - \frac{2nf}{b} \cdot h = 0, \quad x = \frac{nf}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf}} \right) \quad (94)$$

Ved Division med  $h$  og Indførelse af Jærnprocenten:

$$\frac{\varphi}{100} = \frac{f}{bh} \quad \text{samt: } \beta = \frac{x}{h} \quad (95) \quad (96)$$

$$\text{faas: } \beta = \frac{x}{h} = \frac{ng}{100} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{200}{ng}} \right) = -\frac{ng}{100} + \sqrt{\frac{ng}{100} \left( 2 + \frac{ng}{100} \right)} \quad (97)$$

Dette er Udtrykket for den neutrale Akses Beliggenhed, der ses at være uafhængig af Belastningens Størrelse og bestemt alene af Tværnsnittets Dimensioner og Armering. Saalænge  $ng$  er konstant, er altsaa ogsaa  $x:h$  konstant. Hvis  $x$  er lig  $\frac{1}{3}h$  for eet Tværnsnit, er det ogsaa lig  $\frac{1}{3}h$  for et Tværnsnit med dobbelt saa stort Areal og dobbelt saa meget Jærn. Naar  $n$  er givet, afhænger  $x:h$  altsaa kun af Jærnprocenten, vokser og aftager med denne. Vil man orientere sig med Hensyn til den neutrale Akses Bevægelser, naar Jærnindlægget i et givet Tværnsnit varieres, skal man blot huske, at Jærnet tiltrækker den neutrale Akse; det gælder ikke alene for enkelt armerede Plader, men alment.

Hvorledes  $\beta$  varierer med  $n$  og  $\varphi$  er vist paa Fig. 165 i § 219, hvor man direkte kan maale Værdien i Stedet for at beregne den af (97). Nøjagtigere faas den af Tabellen i § 212, der gælder for  $n = 15$ <sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> En grafisk Tabel til Spændingsbestemmelse og Dimensionering udarbejdet af R. Kromann findes i *Ing.* 1911, S. 455.

Naar  $\beta$  og dermed  $x$  er bestemt, giver Fig. 159 samt (93) og (92):

$$m = h - \frac{x}{3}, \quad \sigma_j = \frac{M}{m \cdot f}, \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot f \cdot \sigma_j}{b \cdot x} = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot m} \quad (98-100)$$

Ogsaa  $m$  kan maales paa Fig. 165 eller tages af Tabellen i § 206, der gælder for  $n = 15$ .

203. Bægge Steder ses, at Forholdet  $m : h$  kun varierer i ringe Grad med  $\varphi$ . For  $n = 15$  og  $\varphi = \text{ca. } 0,4\%$  er  $m = 0,9h$ , og denne Værdi benyttes undertiden til en tilnærmet Bestemmelse af Spændingerne i et givet Tværsnit:

$$\sigma_j = \frac{M}{0,9h \cdot f} \quad \text{og} \quad \sigma_b = \frac{2M}{b \cdot 3(h - 0,9h) \cdot 0,9h} = \frac{M}{0,135 \cdot b h^2}$$

204. Ved i (91) og (96) et indføre:

$$\frac{\sigma_j}{\sigma_b} = \gamma, \quad \text{findes:} \quad \frac{x}{h-x} = \frac{n}{\gamma} \quad \text{eller} \quad \frac{x}{h} = \beta = \frac{n}{\gamma+n} \quad (101) (102)$$

Indføres (96) og (101) i (92), findes:  $\frac{1}{2} \beta \cdot h \cdot b = f \cdot \gamma$ , der kombineret med (95)

og (102) giver:  $\varphi = \frac{50}{\gamma} \cdot \beta = \frac{50}{\gamma} \cdot \frac{n}{\gamma+n}$  eller  $\gamma = \frac{50\beta}{\varphi}$  (103) (104)

der sammenholdt med (97) giver:

$$\gamma = -\frac{n}{2} + \sqrt{\frac{n}{2} \left( \frac{n}{2} + \frac{100}{\varphi} \right)} \quad (105)$$

Til givne Værdier af  $n$  og  $\varphi$  svarer der altsaa ikke blot en bestemt Beliggenhed af den neutrale Akse, men ogsaa en bestemt Værdi af Forholdet mellem  $\sigma_j$  og  $\sigma_b$ . At fastsætte Forholdet mellem Randspændingerne er derfor det samme som at fastsætte Jærnprocenten. Denne Samhørighed er grafisk fremstillet i Fig. 166 (§ 220), der viser, hvorledes Værdien  $1000 : \gamma$  varierer med  $n$  og  $\varphi$ . En Tabel over sammenhørende Værdier af  $\gamma$  og  $\varphi$  for  $n = 15$  findes i § 212.

Som Regel sættes  $n = 15$ ; hvilken Virkning det har paa de formelle Spændinger, at  $n$  forudsættes større eller mindre, vil blive undersøgt i § 219-21.

### c. Dimensioneringsformler uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger.

205. Plader kan dimensioneres ved Hjælp af de i § 216 givne Tabeller over Modstandsmomenter eller ved direkte at finde det nødvendige  $h$  og  $f$ , for hvilke der her skal udledes Formler.

Naar vi indfører Betegnelsen:

$$\mu = \frac{1}{6} \beta (3 - \beta) = \frac{1}{6} \cdot \frac{n}{\gamma+n} \cdot \left( 3 - \frac{n}{\gamma+n} \right) = \frac{n \cdot (3\gamma + 2n)}{6 \cdot (\gamma+n)^2} \quad (106)$$

faas af (96), (98) og (100):

$$x m = \beta h \left( h - \frac{\beta h}{3} \right) = \beta \cdot \frac{3-\beta}{3} \cdot h^2 = 2 \mu h^2 = \frac{2}{\sigma_b} \cdot \frac{M}{b}$$

hvoraf:

$$h = \sqrt{\frac{1}{\mu \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (107)$$

Af (95) findes:  $f = \frac{\varphi}{100} \cdot b \cdot h = \frac{\varphi \cdot b}{100} \cdot \sqrt{\frac{1}{\mu \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{\varphi}{100} \cdot \sqrt{\frac{1}{\mu \sigma_b}} \cdot \sqrt{M \cdot b}$ ,

og ved Indførelse af (103):  $f = \frac{50}{\gamma} \cdot \frac{n}{\gamma+n} \cdot \sqrt{\frac{1}{\mu \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M \cdot b}{100}}$  (108)

206. Ved Beregning af Plader er det bekvemtest at bestemme det højende Moment for en Bredde  $b = 100 \text{ cm}$ . Kaldes dette Moment, udtrykt i kgm,  $M_{100}$  og det tilhørende Jærnareal  $f_{100}$ , faas:

$$h = c_1 \sqrt{M_{100}} \quad \text{og} \quad f_{100} = c_2 \sqrt{M_{100}} \quad (109) (110)$$

hvor Størrelserne:

$$c_1 = \sqrt{\frac{1}{\mu \sigma_b}} \quad \text{og} \quad c_2 = \frac{50}{\gamma} \cdot \frac{n}{\gamma+n} \cdot \sqrt{\frac{1}{\mu \sigma_b}} \quad (111) (112)$$

alene afhænger af de tilladelige Spændinger og  $n$  og derfor kan beregnes een Gang for alle som gjort i efterfølgende Tabel, hvor  $n$  som sædvanlig er sat lig 15. De tilhørende Værdier af  $\varphi$ ,  $\beta$  og  $m$  findes af (103), (102) eller (104) og (98).

Dimensioneringstabel I.

$\sigma_j$	$\sigma_b$	$\frac{h}{\sqrt{M_{100}}}$	$\frac{f_{100}}{\sqrt{M_{100}}}$	$\varphi \%$	$\frac{\sigma_j}{\sigma_b}$	$\beta$	$\frac{x}{h}$	$m$
1200	60	0,301	0,323	1,072	20,0	0,429	0,857	
1200	55	0,322	0,301	0,934	21,8	0,408	0,864	
1200	50	0,345	0,277	0,801	24,0	0,385	0,872	
1200	45	0,375	0,254	0,675	26,7	0,361	0,880	
1200	40	0,410	0,228	0,555	30,0	0,333	0,889	
1200	35	0,456	0,204	0,444	34,3	0,300	0,898	
1200	30	0,519	0,177	0,341	40,0	0,273	0,909	
1000	60	0,289	0,410	1,417	16,7	0,473	0,842	
1000	55	0,307	0,382	1,242	18,2	0,452	0,849	
1000	50	0,330	0,354	1,072	20,0	0,429	0,857	
1000	45	0,358	0,327	0,907	22,2	0,403	0,866	
1000	40	0,390	0,293	0,750	25,0	0,375	0,875	
1000	35	0,435	0,261	0,601	28,6	0,344	0,885	
1000	30	0,490	0,228	0,465	33,4	0,311	0,896	
1000	25	0,568	0,193	0,341	40,0	0,273	0,909	
1000	20	0,686	0,159	0,231	50,0	0,231	0,923	
1000	15	0,881	0,121	0,138	66,7	0,184	0,939	
1000	10	1,267	0,083	0,065	100,0	0,120	0,960	
1000	5	2,424	0,042	0,017	200,0	0,068	0,977	
800	40	0,367	0,394	1,070	20,0	0,428	0,857	
600	40	0,346	0,575	1,660	15,0	0,498	0,834	
400	40	0,322	0,966	3,000	10,0	0,600	0,800	

Denne Tabel lærer os forskellige Ting. For det første det ret selvfølgelige, at naar Jærnsplænderingen holdes konstant, vil for et givet Moment Tværsnittets Højde vokse, og dets Jærnareal aflagde, naar den tilladelige Betonsplændering formindskes. Derimod studser man straks ved at se, at naar Betonsplænderingen holdes konstant, vil en Forøgelse af den tilladelige Jærnsplændering kræve en Forøgelse af Højden. Det er dog i Virkeligheden ganske naturligt, thi for at Jærnsplænderingen skal blive større, uden at Betonsplænderingen forandres, maa Jærnet flyttes længere bort fra den neutrale Akse (Fig. 159), og Højden altsaa forøges; til Gengæld bliver  $f$  mindre.

Angaaende de tilladelige Spændinger henvises til § 93-94 og § 250. Hyppest regnes med 40 og 1000 ( $\varphi = 0,75\%$ ) eller 50 og 1200 ( $\varphi = 0,8\%$ ). Priserne

for Jærn og Beton kunde tænkes at stille sig saaledes, at det var billigere at bruge en anden Jærnprocent end den, der svarer til de tilladelige Spændinger, saa at man stod sig ved kun at udnytte eet af Materialerne fuldt ud, men en Undersøgelse viser, at dette ikke er Tilfældet ved normale Prisforhold (§ 348).

207. En mere omfattende Dimensioneringstabel, udregnet af Ingeniør Askøe gengives hosstaaende<sup>1)</sup>.

208. Eksempel. For at vise, hvorledes Dimensioneringen udføres, vil vi beregne en simpelt understøttet Plade med 2 m Spændvidde. Er Lasten + Egenvægten = 1000 kg/m<sup>2</sup>, bliver Momentet pr. lb. m af Pladens Bredde:

$$M_{100} = \frac{1}{8} q L^2 = \frac{1}{8} \cdot 1000 \cdot 2^2 = 500 \text{ kgm.}$$

Er de tilladte Spændinger 1000 og 40 faas:

$$h = 0,390 \sqrt{500} = 8,73 \text{ cm}, \quad f_{100} = 0,293 \sqrt{500} = 6,55 \text{ cm}^2$$

eller:  $f_{100} = \frac{3}{4} \cdot 8,73 = 6,55 \text{ cm}^2$ .

<sup>1)</sup> Tabellen er udregnet paa Regnestok. Se Ing. 1914, S. 425.

Dimensionierungstabel II.

$h = c_1 \cdot \sqrt{M_{100}}$

$f_{100} = c_2 \cdot \sqrt{M_{100}}$

$\beta = \frac{x}{h}$

Table with 13 columns for diameter h (1200, 1150, 1100, 1050, 1000) and 3 columns for parameters c1, c2, beta. Rows include values for diameters 60, 58, 56, 54, 52, 50, 48, 46, 44, 42, 40, 38, 36, 34, 32, 30, 28, 26, 24, 22, 20, 18, 16, 14, 12, 10.

Table with 13 columns for diameter h (950, 900, 850, 800, 750) and 3 columns for parameters c1, c2, beta. Rows include values for diameters 60, 58, 56, 54, 52, 50, 48, 46, 44, 42, 40, 38, 36, 34, 32, 30, 28, 26, 24, 22, 20, 18, 16, 14, 12, 10.

Table with 13 columns for diameter h (700, 650, 600, 550, 500) and 3 columns for parameters c1, c2, beta. Rows include values for diameters 60, 58, 56, 54, 52, 50, 48, 46, 44, 42, 40, 38, 36, 34, 32, 30, 28, 26, 24, 22, 20, 18, 16, 14, 12, 10.

Table with 13 columns for diameter h (450, 400, 350, 300, 250) and 3 columns for parameters c1, c2, beta. Rows include values for diameters 60, 58, 56, 54, 52, 50, 48, 46, 44, 42, 40, 38, 36, 34, 32, 30, 28, 26, 24, 22, 20, 18, 16, 14, 12, 10.

	200			150			100			50			0			
	$c_1$	$c_2$	$\beta$	$c_1$	$c_2$	$\beta$	$c_1$	$c_2$	$\beta$	$c_1$	$c_2$	$\beta$	$c_1$	$c_2$	$\beta$	
60	0,237	2,90	0,818	0,233	4,00	0,857	0,230	6,20	0,900	0,227	12,90	0,947	0,223			60
58	0,242	2,84	0,813	0,238	3,91	0,853	0,234	6,08	0,897	0,231	12,66	0,946	0,227			58
56	0,246	2,78	0,808	0,242	3,83	0,849	0,233	5,96	0,894	0,235	12,42	0,944	0,231			56
54	0,251	2,72	0,802	0,247	3,75	0,844	0,243	5,84	0,890	0,240	12,17	0,942	0,235			54
52	0,256	2,66	0,796	0,252	3,67	0,839	0,248	5,72	0,886	0,244	11,92	0,940	0,240			52
50	0,262	2,59	0,789	0,258	3,58	0,833	0,253	5,59	0,882	0,249	11,66	0,937	0,245			50
48	0,268	2,53	0,783	0,264	3,50	0,828	0,259	5,46	0,878	0,254	11,40	0,935	0,250			48
46	0,275	2,46	0,775	0,270	3,40	0,821	0,265	5,32	0,873	0,260	11,14	0,932	0,255			46
44	0,282	2,39	0,767	0,276	3,31	0,815	0,271	5,18	0,868	0,266	10,88	0,929	0,261			44
42	0,290	2,32	0,759	0,284	3,21	0,808	0,278	5,04	0,863	0,272	10,60	0,926	0,267			42
40	0,298	2,24	0,750	0,292	3,11	0,800	0,286	4,90	0,857	0,280	10,32	0,923	0,274			40
38	0,308	2,16	0,740	0,301	3,01	0,792	0,294	4,75	0,851	0,287	10,02	0,919	0,281			38
36	0,318	2,08	0,730	0,310	2,91	0,783	0,303	4,59	0,844	0,295	9,72	0,915	0,289			36
34	0,328	2,00	0,718	0,320	2,81	0,773	0,312	4,43	0,836	0,304	9,42	0,911	0,297			34
32	0,341	1,92	0,706	0,332	2,70	0,762	0,323	4,27	0,828	0,314	9,10	0,906	0,306			32
30	0,355	1,84	0,692	0,345	2,59	0,750	0,335	4,10	0,818	0,325	8,77	0,900	0,316			30
28	0,369	1,75	0,677	0,359	2,47	0,737	0,348	3,93	0,808	0,337	8,43	0,894	0,327			28
26	0,386	1,66	0,661	0,374	2,34	0,722	0,363	3,75	0,796	0,351	8,07	0,886	0,340			26
24	0,406	1,57	0,643	0,392	2,21	0,706	0,379	3,57	0,783	0,366	7,70	0,878	0,354			24
22	0,429	1,47	0,623	0,414	2,08	0,688	0,399	3,38	0,767	0,384	7,33	0,868	0,369			22
20	0,457	1,37	0,600	0,440	1,95	0,667	0,423	3,16	0,750	0,405	6,95	0,857	0,386			20
18	0,490	1,27	0,574	0,469	1,81	0,643	0,449	2,93	0,730	0,428	6,51	0,844	0,408			18
16	0,529	1,16	0,545	0,505	1,66	0,615	0,481	2,70	0,706	0,456	6,05	0,828	0,433			16
14	0,580	1,04	0,512	0,551	1,50	0,583	0,522	2,46	0,677	0,492	5,53	0,808	0,463			14
12	0,646	0,92	0,474	0,611	1,33	0,545	0,575	2,22	0,643	0,536	5,03	0,783	0,500			12
10	0,737	0,79	0,429	0,693	1,15	0,500	0,646	1,94	0,600	0,596	4,47	0,750	0,547			10

Er den tilladelige Adhæsionsspænding  $4^m$ , viser en senere udviklet Formel (289) i § 372, at Jærndiameteren ikke maa overstige  $8^m$ , med mindre Jærnderne kroges. Vi tvinges da til at bruge 13 Rj.  $8^m$  pr. m, der har Arealet  $13 \cdot 0,502 = 6,54 \text{ cm}^2$ . Til den fundne Højde maa lægges Jærnets Radius  $0,4^m$  og  $1^m$  Beton til Dækning (indendørs § 13), saa den totale Højde bliver:  $8,73 + 0,4 + 1,0 = 10,13 \sim 10^m$ . Baade Jærnarealet og Højden er afrundet ned, men det er saa ubetydeligt, at det ingen Rolle spiller. En Overskridelse af de tilladelige Spændinger med indtil 5 % kan man roligt tolerere.

Jærnene kommer til at ligge tættere end ønskeligt (§ 197), og der er intet i Vejen for at bruge en indtil dobbelt saa stor Jærndiameter, naar Jærnderne kroges. Har vi besluttet os til kun at bruge 7, 10 og  $14^m$  Rj., vil vi til den foreliggende Plade tage 9 Rj.  $10^m$  pr. m =  $7,07 \text{ cm}^2$ .

**209.** Ønsker man at gøre Pladen tykkere end nødvendigt, kan man til Gengæld spare noget Jærn, og ved at benytte andre Koefficienter i Tabellen, svarende til lavere Værdier af  $\sigma_b$ , faar man en Række sammenhørende Værdier af  $h$  og  $f_{100}$ , af hvilke man kan vælge de mest passende. Saalænge det gælder en Forøgelse af Højden, er det dog simplere at formindske Jærnarealet i samme Forhold, som Højden forøges. Man burde holde Produktet  $f \cdot m$  konstant, men da  $m : h$  vokser med aftagende  $\varphi$ , er man paa den sikre Side ved at holde  $f \cdot h$  konstant, og der vindes lidet ved en korrekt Beregning.

Vi vil t. Eks. bestemme det nødvendige Jærnareal, naar Pladetykkelsen forøges til  $12^m$ . Med  $10^m$  Rj. faas Nytehhøjden  $12 - 1,5 = 10,5^m$ , saa det nye Jærnareal bliver:

$$f_{100} = 6,55 \cdot \frac{8,73}{10,5} = 5,44 \text{ cm}^2.$$

Vi kan følgelig nøjes med 7 Rj.  $10^m$  pr. m =  $5,50 \text{ cm}^2$ .

**210.** Er Pladen Led i en kontinuerlig Række Plader sammenstøbt med Bjælkerne (Fig. 155), vil den være mer eller mindre indspændt ved Enderne. Ofte sættes Indspændingsmomentet skønmæssigt til  $\frac{1}{20} qL^2$  og Momentet midt i Faget til  $\frac{1}{10} qL^2$  for Mellemfag,  $\frac{1}{5} qL^2$  for Yderfag (§ 285).

**Eksempel.** Lad den bevægelige Last være  $200 \text{ kg/m}^2$  og Slidlagets Vægt  $50 \text{ kg/m}^2$ . Pladetykkelsen skønnes til  $10^m$ , altsaa Egenvægt  $240 \text{ kg/m}^2$ . For et Mellemfag faas da, naar de tilladelige Spændinger er 50 og  $1200$ :

$$M_{100} = \frac{1}{10} \cdot 490 \cdot 2^2 = 196 \text{ kgm}, \quad h = 0,345 \sqrt{196} = 4,82^m,$$

$$f_{100} = 0,277 \sqrt{196} = 3,88 \text{ cm}^2 \sim 8 \text{ Rj. } 8^m \text{ pr. m.}$$

Pladetykkelsen bliver:  $4,82 + 0,4 + 1 = 6,22 \sim 7^m$ . Da Egenvægten bliver mindre end forudsat, vil vi gøre Beregningen om, og vi vil denne Gang nedskrive den i en let overskuelig Form, saaledes som den bør foreligge, hvis en fremmed skal godkende den. Vi vil imidlertid ikke gøre Pladen tyndere end  $8^m$  (§ 196).

$L = 2,0^m$	Bevægelig Last:	$200 \text{ kg/m}^2$
	Slidlag:	$50 \text{ »}$
	Egenvægt: $2400 \cdot 0,08 =$	$192 \text{ »}$
		$442 \text{ kg/m}^2$

$$M_{100} = \frac{1}{10} \cdot 442 \cdot 2^2 = 177 \text{ kgm} \quad h = 4,59^m \quad f_{100} = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$a = 8^m \quad f = 7 \text{ Rj. } 7^m \text{ pr. m.}$$

(Af den først fundne Værdi for Jærndiameteren  $3,68 \text{ cm}^2$  slutter vi, at  $7^m$  Rj. vil være passende. Nytehhøjden bliver da  $8,00 - 0,35 - 1 = 6,65^m$ , hvortil svarer  $f_{100} = 3,68 \cdot \frac{4,59}{6,65} = 2,54 \text{ cm}^2$ ).

Den Omregning, som følger med et forkert Skøn over Egenvægten, kan undgaas ved Brug af særlige Formler, men det er nemmere at regne om; Skønnet bør være paa den sikre Side, i saa Fald vil en enkelt Omregning som Regel være tilstrækkelig<sup>1)</sup>.

Over Bjælkerne regnes  $M_{100} = \frac{1}{20} qL^2$ , altsaa halv saa stort som i Midten, saa at baade Højde og Jærndiameter kan reduceres i Forholdet  $1 : \sqrt{2}$ . Holdes Højden konstant, vil ogsaa Momentarmen med Tilnærmelse forblive konstant, og Jærndiameteren bliver da proportionalt med Momentet. Lejetværsnittet kan derfor armeres ved at bøje hveranden Stang op (Fig. 155).

**211.** Den Nytehhøjde, man finder paa Grundlag af de tilladelige Spændinger, er det meget vanskeligt at komme ned under. **Gøres Højden mindre**, bliver Momentarmen mindre og følgelig Træk- og Trykkraften større. Skal de tilladelige Spændinger alligevel ikke overskrides, maa derfor baade Træk- og Trykarealet forøges. Trækarealet forøges let ved Indlæg af mere Jærn, men Trykarealet kan kun forøges ved Sænkning af den neutrale Akse, og en mærkbar Sænkning kræver uforholdsmæssig meget Jærn. Fig. 160 viser Spændingsdiagrammet for en Plade med  $\sigma_b = 40$  og  $\sigma_j = 1000$ ; for at forøge Bæreevnen vil

<sup>1)</sup> De nævnte Formler ere:  $h = \sqrt{\frac{M_p + M_g \cdot h^2}{\mu \cdot s_b \cdot b}} + \left(2 \cdot \mu \cdot s_b \cdot b\right)^{\frac{1}{2}} + \frac{M_g}{2 \cdot \mu \cdot s_b \cdot b}$  og  $f = \frac{M_p + M_g \cdot a}{m \cdot s_j}$

hvor  $h^2$  er Jærnaksens Afstand fra Træksiden,  $a = h + h^2$ ,  $M_p$  den bevægelige Lasts Moment og  $M_g$  Egenvægten Moment for  $a = 1$ . Formlerne, der er eksakte, bortset fra at  $h^2$  maa skønnes, er udledede af Fischer i B. u. E. 1916, S. 153 sammen med Formler for T-Tværsnit.

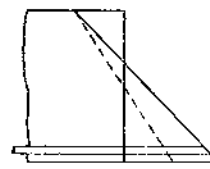


Fig. 160.

vi forøge Jærnarealet saa meget, at  $\sigma_j$  synker til 500<sup>at</sup>, hvorved det punkterede Spændingsdiagram fremkommer. Man vil se, at Trykspændingernes Sum kun er blevet i ringe Grad forøget, og samtidig er Momentarmen bleven mindre.

Hvis  $M$  er 10 000 kgm og de tilladelige Spændinger 40 og 1000, skulde Pladen normalt have  $h = 39,0$  cm og  $f = 29,3$  cm<sup>2</sup>. Formindskes  $\sigma_j$  til 500<sup>at</sup>, kan den i Følge Tabellen Side 107 nøjes med  $h = 33,5$ , men Jærnarealet bliver da 73,1 cm<sup>2</sup>. For at reducere Højden 14,1 % maa Jærnængden altsaa forøges med 150 %.

Denne Fremgangsmaade er derfor meget kostbar; man kommer langt billigere til Maalet ved at bruge en stærkere Beton og en tilsvarende højere tilladelig Spænding eller ved at armere den trykkede Side af Pladen, hvilket Forhold senere vil blive omtalt (§ 293).

**d. Tabel over Tværnsnitkonstanterne**

$\varphi, \beta, \gamma, \mu.$

212. Af (102) i § 203 findes  $\gamma = \frac{n}{\beta} - n$ , der indsat i (103) giver:

$$\varphi = \frac{50}{n - n} \cdot \frac{n}{n} = \frac{50\beta}{n(1 - \beta)} \cdot \beta = \frac{50 \cdot \beta^2}{n(1 - \beta)} \quad (113)$$

Af denne Formel kan beregnes en Tabel over sammenhørende Værdier af  $\varphi$  og  $\beta$ , hvorved Spændingsbestemmelsen i høj Grad lettes. En saadan Tabel findes hosstaaende. Ved Udarbejdelsen har Principet været, at man uden Interpolation skal kunne bestemme  $\beta$  med mindst samme Nøjagtighed som ved Hjælp af en Regnestok. Foruden  $\varphi$  og  $\beta$  indeholder Tabellen  $\gamma = \sigma_j : \sigma_b$  bestemt af (104) samt  $100 \mu$  bestemt af (106), alt for  $n = 15$ .)

Af  $\beta$  kan Momentarmen let beregnes, idet man har:

$$m = h - \frac{x}{3} = h - \frac{\beta h}{3} = \frac{3 - \beta}{3} \cdot h. \quad (115)$$

Tabellen kan bruges, selv om man ikke regner med  $n = 15$ ; man multiplicerer da Pladens  $\varphi$  med  $n : 15$ , og ud for denne tænkte Værdi af  $\varphi$  finder man det til det sande  $\varphi$  svarende  $\beta$ .

**e. Inertimomenter og Modstandsmomenter.**

**a. Formler for Inertimomenterne.**

213. Inertimomentet af en Jærnbetonplades Tværnsnit, naar der ses bort fra det strakte Betonareal, kan bestemmes m. H. t. den neutrale Akse efter de for homogene Tværnsnit gældende Regler, naar man først transformerer Jærnarealet til Betonareal ved Multiplikation med  $n (= 15)$  eller transformerer Betonarealet til Jærnareal ved Division af Bredden med  $n$ . For det i Fig. 161 viste Tværnsnit findes saaledes:

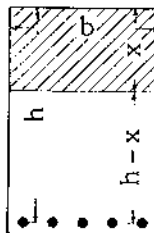


Fig. 161.

$$I_b = \frac{1}{12} bx^3 + bx \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + nf \cdot (h - x)^2 = \frac{1}{3} bx^3 + nf \cdot (h - x)^2 \quad (116)$$

og  $I_j = \frac{1}{n} \cdot I_b. \quad (117)$

) Brudstykker af Tabellen over  $\varphi$  og  $\beta$  har tidligere været offentliggjorte, første Gang i Ing. 1911, S. 377. Ved Udregningen af  $\gamma$  og  $100 \mu$  er der gjort Brug af Docent P. M. Frandsens Tabel over  $\gamma : n$  og  $x^2 = \beta(3 - \beta)$  (Ing. 1913, Nr. 82).

**Tabel over Tværnsnitkonstanter.**

$\varphi = \frac{100\varphi}{b \cdot h} \quad \beta = \frac{x}{h} \quad \gamma = \frac{\sigma_j}{\sigma_b} \quad \mu = \frac{1}{6} \beta(3 - \beta)$

$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	$100\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	$100\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	$100\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	$100\mu$
0,0000	0,000	$\infty$	0,000	0,0156	0,066	212	3,23	0,0669	0,132	98,6	6,31	0,163	0,198	60,8	9,25
0,0000	0,001	14986	0,050	0,0160	0,067	209	3,28	0,0680	0,133	97,8	6,36	0,165	0,199	60,4	9,29
0,0000	0,002	7485	0,100	0,0165	0,068	206	3,32	0,0691	0,134	96,9	6,40	0,167	0,200	60,0	9,33
0,0000	0,003	4985	0,150	0,0171	0,069	202	3,37	0,0703	0,135	96,1	6,45	0,169	0,201	59,6	9,38
0,0001	0,004	3735	0,200	0,0176	0,070	199	3,42	0,0714	0,136	95,3	6,49	0,171	0,202	59,3	9,42
0,0001	0,005	2985	0,250	0,0181	0,071	196	3,47	0,0725	0,137	94,5	6,54	0,173	0,203	58,9	9,46
0,0001	0,006	2485	0,299	0,0187	0,072	193	3,51	0,0737	0,138	93,7	6,58	0,174	0,204	58,5	9,51
0,0002	0,007	2128	0,349	0,0192	0,073	191	3,56	0,0748	0,139	92,9	6,63	0,176	0,205	58,2	9,55
0,0002	0,008	1860	0,399	0,0197	0,074	188	3,61	0,0760	0,140	92,1	6,67	0,178	0,206	57,8	9,59
0,0003	0,009	1652	0,449	0,0203	0,075	185	3,66	0,0771	0,141	91,4	6,72	0,180	0,207	57,5	9,64
0,0003	0,010	1485	0,498	0,0209	0,076	182	3,70	0,0783	0,142	90,6	6,76	0,182	0,208	57,1	9,68
0,0004	0,011	1349	0,548	0,0214	0,077	180	3,75	0,0795	0,143	89,9	6,81	0,184	0,209	56,8	9,72
0,0005	0,012	1235	0,598	0,0220	0,078	177	3,80	0,0807	0,144	89,2	6,85	0,186	0,210	56,4	9,77
0,0006	0,013	1139	0,647	0,0226	0,079	175	3,85	0,0820	0,145	88,4	6,90	0,188	0,211	56,1	9,81
0,0007	0,014	1056	0,697	0,0232	0,080	173	3,89	0,0832	0,146	87,7	6,94	0,190	0,212	55,8	9,85
0,0008	0,015	985	0,746	0,0238	0,081	170	3,94	0,0845	0,147	87,0	6,99	0,192	0,213	55,4	9,89
0,0009	0,016	923	0,796	0,0244	0,082	168	3,99	0,0857	0,148	86,4	7,03	0,194	0,214	55,1	9,94
0,0010	0,017	867	0,845	0,0251	0,083	166	4,04	0,0870	0,149	85,7	7,08	0,196	0,215	54,8	9,98
0,0011	0,018	818	0,895	0,0257	0,084	164	4,08	0,0883	0,150	85,0	7,12	0,199	0,216	54,4	10,02
0,0013	0,019	775	0,944	0,0263	0,085	162	4,13	0,0895	0,151	84,3	7,17	0,201	0,217	54,1	10,07
0,0014	0,020	735	0,994	0,0270	0,086	159	4,18	0,0908	0,152	83,7	7,21	0,203	0,218	53,8	10,11
0,0015	0,021	699	1,043	0,0277	0,087	157	4,22	0,0922	0,153	83,0	7,26	0,205	0,219	53,5	10,15
0,0017	0,022	667	1,092	0,0283	0,088	156	4,27	0,0935	0,154	82,4	7,30	0,207	0,220	53,2	10,19
0,0018	0,023	637	1,141	0,0290	0,089	154	4,32	0,0948	0,155	81,8	7,35	0,209	0,221	52,9	10,24
0,0020	0,024	610	1,190	0,0297	0,090	152	4,37	0,0962	0,156	81,2	7,39	0,211	0,222	52,6	10,28
0,0021	0,025	585	1,240	0,0304	0,091	150	4,41	0,0975	0,157	80,5	7,44	0,213	0,223	52,3	10,32
0,0023	0,026	562	1,289	0,0311	0,092	148	4,46	0,0989	0,158	79,9	7,48	0,216	0,224	52,0	10,36
0,0025	0,027	541	1,338	0,0318	0,093	146	4,51	0,100	0,159	79,3	7,53	0,218	0,225	51,7	10,41
0,0027	0,028	521	1,387	0,0325	0,094	145	4,55	0,102	0,160	78,7	7,57	0,220	0,226	51,4	10,45
0,0029	0,029	502	1,436	0,0333	0,095	143	4,60	0,103	0,161	78,2	7,62	0,222	0,227	51,1	10,49
0,0031	0,030	485	1,485	0,0340	0,096	141	4,65	0,105	0,162	77,6	7,66	0,225	0,228	50,8	10,53
0,0033	0,031	469	1,534	0,0347	0,097	140	4,69	0,106	0,163	77,0	7,71	0,227	0,229	50,5	10,58
0,0035	0,032	454	1,583	0,0355	0,098	138	4,74	0,107	0,164	76,5	7,75	0,229	0,230	50,2	10,62
0,0038	0,033	440	1,632	0,0363	0,099	137	4,79	0,109	0,165	75,9	7,80	0,231	0,231	49,9	10,66
0,0040	0,034	426	1,681	0,0371	0,100	135	4,83	0,110	0,166	75,4	7,84	0,234	0,232	49,7	10,70
0,0043	0,035	414	1,730	0,0379	0,101	134	4,88	0,112	0,167	74,8	7,89	0,236	0,233	49,4	10,75
0,0045	0,036	402	1,778	0,0387	0,102	132	4,93	0,113	0,168	74,3	7,93	0,238	0,234	49,1	10,79
0,0047	0,037	390	1,827	0,0395	0,103	131	4,97	0,115	0,169	73,8	7,97	0,241	0,235	48,8	10,83
0,0050	0,038	380	1,876	0,0403	0,104	129	5,02	0,116	0,170	73,2	8,02	0,243	0,236	48,6	10,87
0,0053	0,039	370	1,925	0,0411	0,105	128	5,07	0,118	0,171	72,7	8,06	0,246	0,237	48,3	10,91
0,0056	0,040	360	1,973	0,0419	0,106	127	5,11	0,119	0,172	72,2	8,11	0,248	0,238	48,0	10,96
0,0059	0,041	351	2,022	0,0427	0,107	125	5,16	0,121	0,173	71,7	8,15	0,250	0,239	47,8	11,00
0,0061	0,042	342	2,071	0,0436	0,108	124	5,21	0,122	0,174	71,2	8,20	0,253	0,240	47,5	11,04
0,0065	0,043	334	2,119	0,0445	0,109	123	5,25	0,124	0,175	70,7	8,24	0,255	0,241	47,2	11,08
0,0068	0,044	326	2,168	0,0453	0,110	121	5,30	0,125	0,176	70,2	8,28	0,258	0,242	47,0	11,12
0,0071	0,045	318	2,216	0,0462	0,111	120	5,34	0,127	0,177	69,7	8,33	0,260	0,243	46,7	11,17
0,0074	0,046	311	2,265	0,0471	0,112	119	5,39	0,129	0,178	69,3	8,37	0,263	0,244	46,5	11,21
0,0077	0,047	304	2,313	0,0480	0,113	118	5,44	0,130	0,179	68,8	8,42	0,265	0,245	46,2	11,25
0,0081	0,048	298	2,362	0,0489	0,114	117	5,48	0,132	0,180	68,3	8,46	0,268	0,246	46,0	11,29
0,0084	0,049	291	2,410	0,0498	0,115	116	5,53	0,133	0,181	67,9	8,50	0,270	0,247	45,7	11,33
0,0088	0,050	285	2,458	0,0507	0,116	114	5,58	0,135	0,182	67,4	8,55	0,273	0,248	45,5	11,37
0,0091	0,051	279	2,507	0,0517	0,117	113	5,62	0,137	0,183	67,0	8,59	0,275	0,249	45,2	11,42
0,0095	0,052	274	2,555	0,0527	0,118	112	5,67	0,138	0,184	66,5	8,64	0,278	0,250	45,0	11,46
0,0099	0,053	268	2,603	0,0536	0,119	111	5,71	0,140	0,185	66,1	8,68	0,280	0,251	44,8	11,50
0,0103	0,054	263	2,651	0,0545	0,120	110	5,76	0,142	0,186	65,6	8,72	0,283	0,252	44,5	11,54
0,0107	0,055	258	2,700	0,0555	0,121	109	5,81	0,144	0,187	65,2	8,77	0,286	0,253	44,3	11,58
0,0111	0,056	253	2,748	0,0565	0,122	108	5,85	0,145	0,188	64,8	8,81	0,288	0,254	44,1	11,62
0,0115	0,057	248	2,796	0,0575	0,123	107	5,90	0,147	0,189	64,4	8,85	0,291	0,255	43,8	11,67
0,0119	0,058	244	2,844	0,0585	0,124	106	5,94	0,149	0,190	63,9	8,90	0,294	0,256	43,6	11,71
0,0123	0,059	239	2,892	0,0595	0,125	105	5,99	0,150	0,191	63,5	8,94	0,296	0,257	43,4	11,75
0,0128	0,060	235	2,94	0,0605	0,126	104	6,04	0,152	0,192	63,1	8,99	0,299	0,258	43,1	11,79
0,0132	0,061	231	2,99	0,0616	0,127	103	6,08	0,154	0,193	62,7	9,03	0,302	0,259		



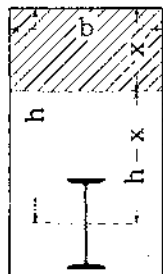
$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$
0.316	0.264	41.8	12.04	0.567	0.336	29.6	14.32	0.938	0.408	21.76	17.63	1.477	0.480	16.25	20.16
0.319	0.265	41.6	12.08	0.571	0.337	29.5	14.96	0.944	0.409	21.67	17.66	1.486	0.481	16.18	20.19
0.322	0.266	41.4	12.12	0.575	0.338	29.4	15.00	0.950	0.410	21.59	17.70	1.495	0.482	16.12	20.23
0.324	0.267	41.2	12.16	0.580	0.339	29.2	15.03	0.956	0.411	21.50	17.73	1.504	0.483	16.06	20.26
0.327	0.268	41.0	12.20	0.584	0.340	29.1	15.07	0.963	0.412	21.41	17.77	1.513	0.484	15.99	20.30
0.330	0.269	40.8	12.24	0.588	0.341	29.0	15.11	0.969	0.413	21.32	17.81	1.523	0.485	15.93	20.33
0.333	0.270	40.6	12.28	0.593	0.342	28.9	15.15	0.975	0.414	21.23	17.84	1.532	0.486	15.86	20.36
0.336	0.271	40.4	12.33	0.597	0.343	28.7	15.19	0.982	0.415	21.14	17.88	1.540	0.487	15.80	20.40
0.339	0.272	40.1	12.37	0.602	0.344	28.6	15.23	0.988	0.416	21.06	17.92	1.551	0.488	15.74	20.43
0.342	0.273	39.9	12.41	0.606	0.345	28.5	15.27	0.995	0.417	20.97	17.95	1.560	0.489	15.67	20.46
0.345	0.274	39.7	12.45	0.610	0.346	28.4	15.30	1.001	0.418	20.89	17.99	1.569	0.490	15.61	20.50
0.348	0.275	39.5	12.49	0.615	0.347	28.2	15.34	1.007	0.419	20.80	18.02	1.579	0.491	15.55	20.53
0.351	0.276	39.3	12.53	0.619	0.348	28.1	15.38	1.014	0.420	20.71	18.06	1.589	0.492	15.49	20.57
0.354	0.277	39.2	12.57	0.624	0.349	28.0	15.42	1.021	0.421	20.63	18.10	1.598	0.493	15.43	20.60
0.357	0.278	39.0	12.61	0.628	0.350	27.9	15.46	1.027	0.422	20.55	18.13	1.608	0.494	15.36	20.63
0.360	0.279	38.8	12.65	0.633	0.351	27.7	15.50	1.034	0.423	20.46	18.17	1.617	0.495	15.30	20.67
0.363	0.280	38.6	12.69	0.638	0.352	27.6	15.53	1.040	0.424	20.38	18.20	1.627	0.496	15.24	20.70
0.366	0.281	38.4	12.73	0.642	0.353	27.5	15.57	1.047	0.425	20.29	18.24	1.637	0.497	15.18	20.73
0.369	0.282	38.2	12.77	0.647	0.354	27.4	15.61	1.054	0.426	20.21	18.28	1.647	0.498	15.12	20.77
0.373	0.283	38.0	12.82	0.652	0.355	27.3	15.65	1.061	0.427	20.13	18.31	1.657	0.499	15.06	20.80
0.376	0.284	37.8	12.86	0.656	0.356	27.1	15.69	1.068	0.428	20.05	18.35	1.667	0.500	15.00	20.83
0.379	0.285	37.6	12.90	0.661	0.357	27.0	15.73	1.075	0.429	19.96	18.38	1.677	0.501	14.94	20.87
0.382	0.286	37.4	12.94	0.666	0.358	26.9	15.76	1.081	0.430	19.88	18.42	1.687	0.502	14.88	20.90
0.385	0.287	37.3	12.98	0.670	0.359	26.8	15.80	1.088	0.431	19.80	18.45	1.697	0.503	14.82	20.93
0.388	0.288	37.1	13.02	0.675	0.360	26.7	15.84	1.095	0.432	19.72	18.49	1.707	0.504	14.76	20.97
0.392	0.289	36.9	13.06	0.680	0.361	26.5	15.88	1.102	0.433	19.64	18.53	1.717	0.505	14.70	21.00
0.395	0.290	36.7	13.10	0.685	0.362	26.4	15.92	1.109	0.434	19.56	18.56	1.727	0.506	14.64	21.03
0.398	0.291	36.5	13.14	0.690	0.363	26.3	15.95	1.116	0.435	19.48	18.60	1.738	0.507	14.58	21.07
0.402	0.292	36.4	13.18	0.695	0.364	26.2	15.99	1.124	0.436	19.40	18.63	1.748	0.508	14.53	21.10
0.405	0.293	36.2	13.22	0.700	0.365	26.1	16.03	1.131	0.437	19.32	18.67	1.758	0.509	14.47	21.13
0.408	0.294	36.0	13.26	0.704	0.366	26.0	16.07	1.138	0.438	19.25	18.70	1.769	0.510	14.41	21.16
0.412	0.295	35.8	13.30	0.709	0.367	25.9	16.11	1.145	0.439	19.17	18.74	1.779	0.511	14.35	21.20
0.415	0.296	35.7	13.34	0.714	0.368	25.8	16.14	1.152	0.440	19.09	18.77	1.790	0.512	14.30	21.23
0.418	0.297	35.5	13.38	0.719	0.369	25.7	16.18	1.160	0.441	19.01	18.81	1.801	0.513	14.24	21.26
0.422	0.298	35.3	13.42	0.724	0.370	25.5	16.22	1.167	0.442	18.94	18.84	1.812	0.514	14.18	21.30
0.425	0.299	35.2	13.46	0.729	0.371	25.4	16.26	1.175	0.443	18.86	18.88	1.823	0.515	14.13	21.33
0.429	0.300	35.0	13.50	0.734	0.372	25.3	16.29	1.182	0.444	18.78	18.91	1.834	0.516	14.07	21.36
0.432	0.301	34.8	13.54	0.740	0.373	25.2	16.33	1.189	0.445	18.71	18.95	1.845	0.517	14.01	21.40
0.436	0.302	34.7	13.58	0.745	0.374	25.1	16.37	1.197	0.446	18.63	18.98	1.856	0.518	13.96	21.43
0.439	0.303	34.5	13.62	0.750	0.375	25.0	16.41	1.205	0.447	18.56	19.02	1.867	0.519	13.90	21.46
0.443	0.304	34.3	13.66	0.755	0.376	24.9	16.44	1.212	0.448	18.48	19.05	1.878	0.520	13.85	21.49
0.446	0.305	34.2	13.70	0.760	0.377	24.8	16.48	1.220	0.449	18.41	19.09	1.889	0.521	13.79	21.53
0.450	0.306	34.0	13.74	0.766	0.378	24.7	16.52	1.227	0.450	18.33	19.12	1.900	0.522	13.74	21.56
0.454	0.307	33.9	13.78	0.771	0.379	24.6	16.56	1.235	0.451	18.26	19.16	1.911	0.523	13.68	21.59
0.457	0.308	33.7	13.82	0.776	0.380	24.5	16.59	1.243	0.452	18.19	19.19	1.922	0.524	13.63	21.62
0.461	0.309	33.5	13.86	0.782	0.381	24.4	16.63	1.251	0.453	18.11	19.23	1.934	0.525	13.57	21.66
0.464	0.310	33.4	13.90	0.787	0.382	24.3	16.67	1.258	0.454	18.04	19.26	1.945	0.526	13.52	21.69
0.468	0.311	33.2	13.94	0.792	0.383	24.2	16.71	1.266	0.455	17.97	19.30	1.956	0.527	13.46	21.72
0.472	0.312	33.1	13.98	0.798	0.384	24.06	16.74	1.274	0.456	17.89	19.33	1.968	0.528	13.41	21.75
0.476	0.313	32.9	14.02	0.803	0.385	23.96	16.78	1.282	0.457	17.82	19.37	1.980	0.529	13.36	21.79
0.479	0.314	32.8	14.06	0.809	0.386	23.86	16.82	1.290	0.458	17.75	19.40	1.992	0.530	13.30	21.82
0.483	0.315	32.6	14.10	0.814	0.387	23.76	16.85	1.298	0.459	17.68	19.44	2.004	0.531	13.25	21.85
0.487	0.316	32.5	14.14	0.820	0.388	23.66	16.89	1.306	0.460	17.61	19.47	2.016	0.532	13.20	21.88
0.491	0.317	32.3	14.18	0.826	0.389	23.56	16.93	1.314	0.461	17.54	19.51	2.028	0.533	13.14	21.92
0.494	0.318	32.2	14.21	0.831	0.390	23.46	16.96	1.323	0.462	17.47	19.54	2.040	0.534	13.09	21.95
0.498	0.319	32.0	14.25	0.837	0.391	23.36	17.00	1.331	0.463	17.40	19.58	2.052	0.535	13.04	21.98
0.502	0.320	31.9	14.29	0.843	0.392	23.27	17.04	1.339	0.464	17.33	19.61	2.064	0.536	12.99	22.01
0.506	0.321	31.7	14.33	0.848	0.393	23.17	17.08	1.347	0.465	17.26	19.65	2.076	0.537	12.93	22.04
0.510	0.322	31.6	14.37	0.854	0.394	23.07	17.11	1.356	0.466	17.19	19.68	2.088	0.538	12.88	22.08
0.514	0.323	31.4	14.41	0.860	0.395	22.97	17.15	1.364	0.467	17.12	19.72	2.100	0.539	12.83	22.11
0.518	0.324	31.3	14.45	0.866	0.396	22.88	17.19	1.373	0.468	17.05	19.75	2.113	0.540	12.78	22.14
0.522	0.325	31.2	14.49	0.871	0.397	22.78	17.22	1.381	0.469	16.98	19.78	2.125	0.541	12.73	22.17
0.526	0.326	31.0	14.53	0.877	0.398	22.69	17.26	1.389	0.470	16.91	19.82	2.137	0.542	12.68	22.20
0.530	0.327	30.9	14.57	0.883	0.399	22.59	17.30	1.398	0.471	16.85	19.85	2.150	0.543	12.62	22.24
0.534	0.328	30.7	14.61	0.889	0.400	22.50	17.33	1.407	0.472	16.78	19.89	2.163	0.544	12.57	22.27
0.538	0.329	30.6	14.65	0.895	0.401	22.41	17.37	1.415	0.473	16.71	19.92	2.176	0.545	12.52	22.30
0.542	0.330	30.5	14.68	0.901	0.402	22.31	17.41	1.424	0.474	16.65	19.96	2.189	0.546	12.47	22.33
0.546	0.331	30.3	14.72	0.907	0.403	22.22	17.44	1.433	0.475	16.58	19.99	2.202	0.547	12.42	22.36
0.550	0.332	30.2	14.76	0.913	0.404	22.13	17.48	1.441	0.476	16.51	20.02	2.215	0.548	12.37	22.39
0.554	0.333	30.0	14.80	0.919	0.405	22.04	17.52	1.450	0.477	16.45	20.06	2.228	0.549	12.32	22.43
0.559	0.334	29.9	14.84	0.925	0.406	21.95	17.55	1.459	0.478	16.38	20.09	2.241	0.550	12.27	22.46
0.563	0.335	29.8	14.88	0.931	0.407	21.85	17.59	1.468	0.479	16.32	20.13	2.254	0.551	12.22	22.49

$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$
2.267	0.552	12.17	22.52	3.452	0.624	9.04</									

$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$	$\varphi$	$\beta$	$\gamma$	100 $\mu$
14,70	0,840	2,86	30,24	21,74	0,881	2,03	31,11	35,8	0,921	1,29	31,91	78,9	0,961	0,61	32,66
14,83	0,841	2,84	30,26	21,98	0,882	2,01	31,13	36,3	0,922	1,27	31,93	81,2	0,962	0,59	32,68
14,96	0,842	2,81	30,28	22,21	0,883	1,99	31,16	36,9	0,923	1,25	31,95	83,5	0,963	0,58	32,69
15,09	0,843	2,79	30,31	22,46	0,884	1,97	31,18	37,4	0,924	1,23	31,97	86,0	0,964	0,56	32,71
15,22	0,844	2,77	30,33	22,70	0,885	1,95	31,20	38,0	0,925	1,22	31,99	88,7	0,965	0,54	32,73
15,36	0,845	2,75	30,35	22,95	0,886	1,93	31,22	38,6	0,926	1,20	32,01	91,5	0,966	0,53	32,75
15,49	0,846	2,73	30,37	23,21	0,887	1,91	31,24	39,2	0,927	1,18	32,03	94,4	0,967	0,51	32,77
15,63	0,847	2,71	30,39	23,47	0,888	1,89	31,26	39,9	0,928	1,16	32,05	97,6	0,968	0,50	32,78
15,77	0,848	2,69	30,41	23,73	0,889	1,87	31,28	40,5	0,929	1,15	32,07	101	0,969	0,48	32,80
15,91	0,849	2,67	30,44	24,00	0,890	1,85	31,30	41,2	0,930	1,13	32,08	105	0,970	0,46	32,82
16,06	0,850	2,65	30,46	24,28	0,891	1,84	31,32	41,9	0,931	1,11	32,10	108	0,971	0,45	32,84
16,20	0,851	2,63	30,48	24,56	0,892	1,82	31,34	42,6	0,932	1,09	32,12	113	0,972	0,43	32,85
16,35	0,852	2,61	30,50	24,84	0,893	1,80	31,36	43,3	0,933	1,08	32,14	117	0,973	0,42	32,87
16,50	0,853	2,58	30,52	25,13	0,894	1,78	31,38	44,1	0,934	1,06	32,16	122	0,974	0,40	32,89
16,65	0,854	2,56	30,54	25,43	0,895	1,76	31,40	44,8	0,935	1,04	32,18	127	0,975	0,39	32,91
16,81	0,855	2,54	30,57	25,73	0,896	1,74	31,42	45,6	0,936	1,03	32,20	132	0,976	0,37	32,92
16,96	0,856	2,52	30,59	26,04	0,897	1,72	31,44	46,5	0,937	1,01	32,22	138	0,977	0,35	32,94
17,12	0,857	2,50	30,61	26,35	0,898	1,70	31,46	47,3	0,938	0,99	32,24	145	0,978	0,34	32,96
17,28	0,858	2,48	30,63	26,67	0,899	1,69	31,48	48,2	0,939	0,97	32,25	152	0,979	0,32	32,98
17,44	0,859	2,46	30,65	27,0	0,900	1,67	31,50	49,1	0,940	0,96	32,27	160	0,980	0,31	32,99
17,61	0,860	2,44	30,67	27,3	0,901	1,65	31,52	50,0	0,941	0,94	32,29	169	0,981	0,29	33,01
17,78	0,861	2,42	30,69	27,7	0,902	1,63	31,54	51,0	0,942	0,92	32,31	179	0,982	0,28	33,03
17,95	0,862	2,40	30,72	28,0	0,903	1,61	31,56	52,0	0,943	0,91	32,33	190	0,983	0,26	33,05
18,12	0,863	2,38	30,74	28,4	0,904	1,59	31,58	53,0	0,944	0,89	32,35	202	0,984	0,24	33,06
18,30	0,864	2,36	30,76	28,7	0,905	1,58	31,60	54,1	0,945	0,87	32,37	216	0,985	0,23	33,08
18,48	0,865	2,34	30,78	29,1	0,906	1,56	31,62	55,2	0,946	0,86	32,38	231	0,986	0,21	33,10
18,66	0,866	2,32	30,80	29,5	0,907	1,54	31,64	56,4	0,947	0,84	32,40	250	0,987	0,20	33,11
18,84	0,867	2,30	30,82	29,9	0,908	1,52	31,66	57,6	0,948	0,82	32,42	271	0,988	0,18	33,13
19,03	0,868	2,28	30,84	30,3	0,909	1,50	31,68	58,9	0,949	0,81	32,44	296	0,989	0,17	33,15
19,22	0,869	2,26	30,86	30,7	0,910	1,48	31,70	60,2	0,950	0,79	32,46	327	0,990	0,15	33,16
19,41	0,870	2,24	30,88	31,1	0,911	1,47	31,72	61,5	0,951	0,77	32,48	364	0,991	0,14	33,18
19,60	0,871	2,22	30,91	31,5	0,912	1,45	31,74	62,9	0,952	0,76	32,49	410	0,992	0,12	33,20
19,80	0,872	2,20	30,93	31,9	0,913	1,43	31,76	64,4	0,953	0,74	32,51	470	0,993	0,11	33,22
20,00	0,873	2,18	30,95	32,4	0,914	1,41	31,78	66,0	0,954	0,72	32,53	549	0,994	0,09	33,23
20,21	0,874	2,16	30,97	32,8	0,915	1,39	31,80	67,6	0,955	0,71	32,55	660	0,995	0,08	33,25
20,42	0,875	2,14	30,99	33,3	0,916	1,38	31,82	69,2	0,956	0,69	32,57	827	0,996	0,06	33,27
20,63	0,876	2,12	31,01	33,8	0,917	1,36	31,84	71,0	0,957	0,67	32,59	1104	0,997	0,05	33,28
20,84	0,877	2,10	31,03	34,3	0,918	1,34	31,85	72,8	0,958	0,66	32,60	1660	0,998	0,03	33,30
21,06	0,878	2,08	31,05	34,8	0,919	1,32	31,87	74,8	0,959	0,64	32,62	3327	0,999	0,02	33,32
21,28	0,879	2,06	31,07	35,3	0,920	1,30	31,89	76,8	0,960	0,63	32,64	$\infty$	1,000	0,00	33,33

De to Inertimomenter udledes dog lettere af Modstandsmomenterne, hvorom nærmere i § 215.

Ved Kombination af (129) med (134) findes:  $I_b = \mu \cdot \beta \cdot bh^3$ ,  $I_j = \frac{1}{n} \cdot I_b$ . (118) (119)



Kendes de Spændinger, et givet Moment fremkalder i Tværsnittet, da bestemmes  $I$  lettest ved Hjælp af Ligningen:

$$M = \sigma_b \cdot W_b = \sigma_b \cdot \frac{I_b}{x}$$

altsaa:  $I_b = \frac{M}{\sigma_b} \cdot x$  og analogt:  $I_j = \frac{M}{\sigma_j} (h - x)$ . (120) (121)

Er Tværsnittet armeret med Profiljærn (Fig. 162), kan der undertiden være Grund til at tage Hensyn til Jærnets Inertimoment m. H. T. dets egen Tyngdepunktsakse. Kaldes dette  $I'$ , ændres (116) og (117) til:

$$I_b = \frac{1}{3} bx^3 + nf(h-x)^2 + n \cdot I' \quad \text{og} \quad I_j = \frac{1}{n} \cdot I_b \quad (122) (123)$$

214. For en regulær 8-Kant med 8 ens Jærn (Fig. 163) og med den neutrale Akse skærende de to øvre konvergerende Sider, bestemmes  $x^1$  og  $I_b$  af henholdsvis:

$$\frac{1}{3} x^3 + 0,4142r \cdot x^2 + 8n \cdot f \cdot x = 8n \cdot f \cdot r \quad \text{og} \quad I_b = \frac{1}{8} x^3 \cdot (1,6568r + x) + 8n \cdot f \cdot \left( \frac{e^2}{2} + (r-x)^2 \right) \quad (124)$$

<sup>1)</sup> Se Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 199, hvor der findes et Diagram til Bestemmelse af  $x$ .

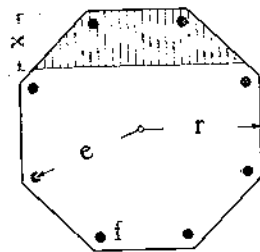


Fig. 163.

Betonens Randspænding bliver:  $\sigma_b = \frac{M}{I_b} \cdot x$ , (125)

Spændingen i de underste Jærn:  $\sigma_j = n \cdot \frac{M}{I_b} \cdot (h - x)$ . (126)

Hvis den neutrale Akse skærer de to lodrette Sider, faas:

$$r \cdot x^3 + (8n \cdot f - 0,3431r^2) \cdot x = 8n \cdot r \cdot f - 0,0670r^2$$

$$I_b = \frac{2r}{3} \cdot x^3 - 0,3431r^2 \cdot x^2 + 0,1340r^3 \cdot x - 0,0194r^4 + 8nf \left( \frac{e^2}{2} + (r-x)^2 \right) \quad (127)$$

Forskellen mellem dette Udtryk og (124) er imidlertid saa ringe, at man godt kan bruge (124) ogsaa i dette Tilfælde. Spændingerne bestemmes atter af (125) og (126).

§. Formler for Modstandsmomenterne.

215. For homogene Materialer, der følger Hookes Lov, er man vant til at bestemme Bøjningsspændingen af Formlen:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (128)$$

hvor  $W$  er Tværsnittets Modstandsmoment. Dette Begreb kan man ogsaa gøre Brug af ved Jærnbetontværsnit, men ligesom disse har to Inertimomenter (§ 213), har de ogsaa to Modstandsmomenter:

$$W_b = \frac{I_b}{x} \quad \text{og} \quad W_j = \frac{I_j}{h-x} \quad (129) (130)$$

der, indsat i (128), giver henholdsvis  $\sigma_b$  og  $\sigma_j$ .

$W_b$  og  $W_j$  kan findes af (116) og (117), men lettere paa følgende Maade. Ved at sammenligne (128) med (99) i § 202 og benytte (115) og (95) faas:

$$W_j = f \cdot m = f \cdot \frac{3-\beta}{3} \cdot h = \varphi \cdot \frac{bh}{100} \cdot \frac{3-\beta}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \varphi \cdot \frac{b}{100} \cdot h^2 (3-\beta) \quad (131)$$

Da  $M = \sigma_b \cdot W_b = \sigma_j \cdot W_j$ , faas ved Benyttelse af (104):

$$W_b = \frac{\sigma_j}{\sigma_b} \cdot W_j = \gamma \cdot W_j = \frac{50\beta}{\varphi} \cdot W_j = \frac{1}{6} bh^2 \cdot \beta (3-\beta) \quad (132)$$

Vi har tidligere (Formel 106) indført Betegnelsen:

$$\mu = \frac{1}{6} \beta (3-\beta) \quad (133)$$

og kan derfor omskrive (132) og (131) til:

$$W_b = \mu \cdot bh^2 = 100 \mu \cdot Bh^2, \quad W_j = \frac{W_b}{\gamma} \quad (134) (135)$$

hvor  $B$  er Tværsnittets Bredde udtrykt i Meter.

Formel (134) ses at være ligedannet med den for et homogent, rektangulært Tværsnit gældende  $W = \frac{1}{6} bh^2$ , idet blot den konstante Faktor  $\frac{1}{6}$  er erstattet af den med  $\varphi$  variable Faktor  $\mu$ . I Tabellen Side 111 er Størrelserne 100  $\mu$  og  $\gamma$  beregnet ( $n = 15$ ) for alle Værdier af  $\varphi$ , saa at Modstandsmomenterne af et rektangulært Tværsnit let kan bestemmes, naar  $\varphi$ ,  $b$  og  $h$  er kendte.

Til  $\varphi = 0,801$  ‰ (Spændingsforhold  $\frac{50}{1200}$ ) svarer saaledes  $W_b = \frac{16,76}{100} \cdot bh^2$ ; med en tilladelig Spænding  $\sigma_b = 50$  at, kan Tværsnittet altsaa optage Momentet:

$$M = 50 W_b = 8,38 bh^2 \quad (136)$$

Til  $\varphi = 0,75$  ‰ (Spændingsforhold  $\frac{40}{1000}$ ) svarer  $W_b = \frac{16,41}{100} \cdot bh^2$ ; med en tilladelig Spænding  $\sigma_b = 40$  at, kan Tværsnittet altsaa optage:

$$M = 40 W_b = 6,56 bh^2 \quad (137)$$

Samhørigheden mellem  $M : bh^2$ ,  $\varphi$ ,  $s_b$  og  $s_j$  fremgaar af Fig. 185 i § 250.

**Eksempel.** En 10<sup>cm</sup> tyk Plade er armeret med 10 Rj. 9<sup>mm</sup> pr. m og paavirket af Momentet 500<sup>kgm</sup> pr. m. Der er 1<sup>cm</sup> Beton under Jærnet, og dettes Tværnsnit er 6,36 cm<sup>2</sup>, saa Nytttehøjden er  $h = 10 - 1 - 0,45 = 8,55$  cm og Jærnprocenten  $\varphi = \frac{6,36}{100 \cdot 8,55} \cdot 100 = 0,744$ , hvortil der i Følge Tabellen Side 112 svarer  $100 \mu = 16,36$  og  $\gamma = 25,1$ , altsaa (Formel 134):  $W_b = 16,36 \cdot 1 \cdot 8,55^2 = 1194$ ,  $\sigma_b = \frac{500 \cdot 100}{1194} = 41,8$  og  $\sigma_j = 41,8 \cdot 25,1 = 1050$ .

**γ. Tabel over Modstandsmomenterne.**

216. Da Jærnbetonplader bruges i stor Udstrækning, og da deres Tykkelse og Armering ligger indenfor nogenlunde snævre Grænser, kan man med Fordel beregne deres Modstandsmomenter een Gang for alle. Dette er gjort i hosstaaende Tabeller<sup>1)</sup>, der indeholder Modstandsmomenterne for 1<sup>m</sup> brede Plader, hvis Tykkelse varierer fra 5 til 15<sup>cm</sup> i Spring paa 1<sup>cm</sup>, og som er armerede med Rundjærn af de mest benyttede Dimensioner, nemlig 5, 7, 8, 9, 10 og 12<sup>mm</sup>, i et Antal af 1 til 15 pr. løbende m. Værdierne er dog kun udregnede for de Tværnsnit, hvis Jærnprocent ligger mellem 0,1 og 1,667; for disse varierer Spændingsforholdet  $\gamma = \sigma_j : \sigma_b$  mellem 79,5 og 15,0; sammen med Jærnspændingen 1000<sup>at</sup> kan der derfor kun optræde Betonspændinger af Størrelse 12,6—66,7<sup>at</sup>, og sammen med Jærnspændingen 1200<sup>at</sup> kun Betonspændinger af Størrelse 15,1—80,0<sup>at</sup>.  $n$  er regnet lig 15.

Afstanden mellem Jærnets og Pladens Underside er fastsat til 1<sup>cm</sup>.

Tabellerne indeholder baade  $W_b$  og  $W_j$ ;  $W_j$  staar underst og er trykt med fede Typer.

217. Brugen af Tabellerne fremgaar af følgende **Eksempler.**

**Eks. 1.** En 10<sup>cm</sup> tyk Plade er armeret med 8 Rj. 9<sup>mm</sup> pr. m og paavirket af Momentet 40 000<sup>kgm</sup> pr. løbende m. Spændingerne søges.

I Tabellen ses, at den paagældende Plade har  $W_b = 1106$  cm<sup>3</sup> og  $W_j = 38,5$  cm<sup>3</sup>, altsaa  $\sigma_b = 40 000 : 1106 = 36,2$  at,  $\sigma_j = 40 000 : 38,5 = 1040$  at.

**Eks. 2.** En 1<sup>m</sup> bred Plade skal optage Momentet 30 000<sup>kgm</sup>, uden at Spændingerne overskrider 40 og 1000. Dimensionerne søges.

Modstandsmomenterne maa være større end henholdsvis  $W_b = 30 000 : 40 = 750$  og  $W_j = 30 000 : 1000 = 30$ . Tabellerne viser, at  $W_b$  først naar Værdien 750, naar Pladetykkelsen er 8<sup>cm</sup> eller derover. Ønsker man at bruge 9<sup>mm</sup> Rundjærn, løber man de paagældende lodrette Spalter igennem fra oven nedad, indtil man naar en Værdi af  $W_j$ , der er større end 30; hvis den tilhørende Værdi af  $W_b$  er større end 750, er Tværnsnittet brugbart, er den for lille, gaar man over til den følgende Pladetykkelse. Man kunde naturligvis gaa videre i Spalten, til man finder et  $W_b$ , der er stort nok, men det svarer til at reducere  $\sigma_b$  ved Hjælp af et forøget Jærnindlæg, hvilket er uøkonomisk (§ 211). I det foreliggende Tilfælde er Pladetykkelsen 8<sup>cm</sup> derfor uøkonomisk, men man kan bruge en 9<sup>cm</sup> Plade med 8 Rj. 9<sup>mm</sup>. Skal Pladetykkelsen af en eller anden Grund være 10<sup>cm</sup>, bliver Jærnindlægget 7 Rj. 9<sup>mm</sup>. Vil man have den billigste Plade, opsøger man mellem de 9<sup>cm</sup> tykke Plader den, hvis  $W_j$  i ringest Grad overskrider 30, og finder da, at 9 Rj. 8<sup>mm</sup> vil være den mest økonomiske Armering.

Flere Dimensioneringseksempler findes i § 286.

<sup>1)</sup> Tidligere offentliggjorte i Ing. 1912, S. 294.

Armering	5 cm Plade						6 cm Plade						7 cm Plade					
	5 mm	7 mm	8 mm	9 mm	10 mm	12 mm	5 mm	7 mm	8 mm	9 mm	10 mm	12 mm	5 mm	7 mm	8 mm	9 mm	10 mm	12 mm
1 Stk.	102	113	122	129	142	142	165	179	192	192	215	246	264	298	264	264	264	298
2 Stk.	108	137	149	159	168	182	201	220	238	253	278	274	303	327	350	350	350	390
3 Stk.	128	161	173	184	194	208	186	237	257	277	294	320	325	354	382	408	430	450
4 Stk.	144	179	192	204	213	227	209	264	286	307	326	350	362	397	425	452	488	530
5 Stk.	157	194	208	218	228	241	230	288	311	332	349	375	311	395	430	460	488	530
6 Stk.	168	206	221	232	241	251	247	308	332	352	369	394	335	422	458	490	516	562
7 Stk.	179	218	234	242	251	261	262	325	349	370	387	411	355	447	484	517	544	587
8 Stk.	188	227	241	252	261	270	276	339	365	385	401	426	376	470	505	539	568	607
9 Stk.	196	236	250	260	270	279	289	353	378	399	415	441	383	489	526	559	586	627
10 Stk.	204	244	258	268	277	286	299	366	391	411	426	452	410	506	546	577	603	647
11 Stk.	211	250	265	275	284	293	310	377	402	422	437	464	424	523	560	592	619	665
12 Stk.	217	257	272	282	291	300	320	388	412	432	447	475	438	537	576	607	635	683
13 Stk.	223	263	278	288	297	306	330	397	422	442	457	486	450	551	590	620	648	700
14 Stk.	229	268	283	293	302	311	338	406	430	450	465	494	464	564	604	634	663	717
15 Stk.	234	273	288	298	307	316	347	414	438	458	473	502	475	578	618	648	677	733
							12,3	22,8	28,9				15,1	28,0	35,7			

Jærnbetonpladers  
Modstandsmomenter.

Pladebredde: 100<sup>cm</sup>.

1<sup>cm</sup> Mørtel under Jærnene.

$$n = \frac{E_j}{E_b} = 15.$$

8 cm Plade						9 cm Plade						10 cm Plade						11 cm Plade						Arme- ring
5	7	8	9	10	12	5	7	8	9	10	12	5	7	8	9	10	12	5	7	8	9	10	12	
				344	392					430	493						601						721	1 Stk.
				<b>4,81</b>	<b>6,74</b>					<b>5,56</b>	<b>7,80</b>						<b>8,90</b>						<b>10,0</b>	
	354	391	427	459	514		442	490	534	579	650		592	650	702	798		705	774	840	958			2 Stk.
	<b>4,83</b>	<b>6,22</b>	<b>7,74</b>	<b>9,42</b>	<b>13,1</b>		<b>5,59</b>	<b>7,20</b>	<b>8,95</b>	<b>11,0</b>	<b>15,2</b>		<b>8,15</b>	<b>10,2</b>	<b>12,4</b>	<b>17,4</b>		<b>9,12</b>	<b>11,4</b>	<b>13,9</b>	<b>19,6</b>			
	419	462	500	536	595		525	580	629	674	756		633	705	765	828	932		752	839	914	988	1120	3 Stk.
	<b>7,15</b>	<b>9,18</b>	<b>11,4</b>	<b>13,9</b>	<b>19,3</b>		<b>8,26</b>	<b>10,6</b>	<b>13,2</b>	<b>16,1</b>	<b>22,5</b>		<b>9,36</b>	<b>12,1</b>	<b>15,1</b>	<b>18,3</b>	<b>25,7</b>		<b>10,5</b>	<b>13,5</b>	<b>16,9</b>	<b>20,6</b>	<b>29,0</b>	
865	471	516	557	594	658	453	590	650	702	753	835	717	790	860	923	1030	853	942	1025	1103	1244			4 Stk.
<b>4,98</b>	<b>9,46</b>	<b>12,2</b>	<b>15,0</b>	<b>18,3</b>	<b>25,3</b>	<b>5,75</b>	<b>10,9</b>	<b>14,1</b>	<b>17,5</b>	<b>21,2</b>	<b>29,6</b>	<b>12,4</b>	<b>15,9</b>	<b>19,9</b>	<b>24,2</b>	<b>33,8</b>	<b>13,9</b>	<b>17,8</b>	<b>22,3</b>	<b>27,2</b>	<b>38,0</b>			
401	516	563	608	644	706	499	645	708	765	814	902	603	784	860	936	1000	1116	715	932	1032	1120	1200	1342	5 Stk.
<b>6,19</b>	<b>11,7</b>	<b>15,0</b>	<b>18,6</b>	<b>22,6</b>	<b>31,3</b>	<b>7,16</b>	<b>13,6</b>	<b>17,4</b>	<b>21,6</b>	<b>26,2</b>	<b>36,5</b>	<b>8,10</b>	<b>15,4</b>	<b>19,7</b>	<b>24,6</b>	<b>29,9</b>	<b>41,8</b>	<b>9,05</b>	<b>17,2</b>	<b>22,2</b>	<b>27,6</b>	<b>33,6</b>	<b>47,0</b>	
431	550	600	647	684	749	537	692	759	816	869	956	653	844	925	999	1070	1183	770	1002	1102	1193	1283	1430	6 Stk.
<b>7,37</b>	<b>13,9</b>	<b>17,8</b>	<b>22,2</b>	<b>26,8</b>	<b>37,2</b>	<b>8,54</b>	<b>16,2</b>	<b>20,7</b>	<b>25,7</b>	<b>31,2</b>	<b>43,3</b>	<b>9,66</b>	<b>18,3</b>	<b>23,6</b>	<b>29,2</b>	<b>35,6</b>	<b>49,6</b>	<b>10,8</b>	<b>20,5</b>	<b>26,4</b>	<b>32,8</b>	<b>40,0</b>	<b>55,9</b>	
459	583	636	680	720	782	573	734	803	860	917	1001	694	894	978	1057	1130	1244	824	1070	1170	1264	1356	1502	7 Stk.
<b>8,56</b>	<b>16,2</b>	<b>20,7</b>	<b>25,6</b>	<b>31,0</b>	<b>42,9</b>	<b>9,91</b>	<b>18,7</b>	<b>24,0</b>	<b>29,8</b>	<b>36,1</b>	<b>50,2</b>	<b>11,2</b>	<b>21,2</b>	<b>27,2</b>	<b>33,9</b>	<b>41,2</b>	<b>57,3</b>	<b>12,5</b>	<b>23,8</b>	<b>30,6</b>	<b>38,1</b>	<b>46,3</b>	<b>64,6</b>	
486	614	665	711	750	815	606	770	840	903	955	1041	733	943	1030	1106	1180	1297	876	1122	1230	1330	1420	1570	8 Stk.
<b>9,77</b>	<b>18,4</b>	<b>23,1</b>	<b>29,1</b>	<b>35,2</b>	<b>48,7</b>	<b>11,3</b>	<b>21,3</b>	<b>27,2</b>	<b>33,8</b>	<b>40,9</b>	<b>56,9</b>	<b>12,7</b>	<b>24,2</b>	<b>31,0</b>	<b>38,5</b>	<b>46,8</b>	<b>65,0</b>	<b>14,3</b>	<b>27,1</b>	<b>34,8</b>	<b>43,3</b>	<b>52,5</b>	<b>73,4</b>	
508	640	692	740	778	837	635	805	875	940	993	1079	772	982	1068	1153	1225	1342	916	1175	1288	1380	1475	1625	9 Stk.
<b>10,9</b>	<b>20,6</b>	<b>26,2</b>	<b>32,6</b>	<b>39,3</b>	<b>54,4</b>	<b>12,6</b>	<b>23,8</b>	<b>30,4</b>	<b>37,8</b>	<b>45,7</b>	<b>63,5</b>	<b>14,3</b>	<b>27,0</b>	<b>34,5</b>	<b>43,1</b>	<b>52,2</b>	<b>72,6</b>	<b>16,0</b>	<b>30,3</b>	<b>38,9</b>	<b>48,3</b>	<b>58,8</b>	<b>82,0</b>	
530	664	717	764	803	663	835	908	971	1025	1112	805	1020	1110	1195	1265	1384	957	1220	1340	1435	1525	1678	10 Stk.	
<b>12,1</b>	<b>22,7</b>	<b>29,0</b>	<b>35,9</b>	<b>43,4</b>	<b>14,0</b>	<b>26,3</b>	<b>33,7</b>	<b>41,7</b>	<b>50,5</b>	<b>70,0</b>	<b>15,8</b>	<b>29,8</b>	<b>38,2</b>	<b>47,6</b>	<b>57,7</b>	<b>80,1</b>	<b>17,7</b>	<b>33,5</b>	<b>43,0</b>	<b>53,4</b>	<b>64,9</b>	<b>90,4</b>		
549	686	740	787	826	689	865	938	1000	1055	835	1060	1148	1230	1303	1420	997	1264	1380	1490	1574	1720	11 Stk.		
<b>13,2</b>	<b>24,9</b>	<b>31,7</b>	<b>39,2</b>	<b>47,4</b>	<b>15,3</b>	<b>28,8</b>	<b>36,8</b>	<b>45,7</b>	<b>55,4</b>	<b>17,3</b>	<b>32,8</b>	<b>41,9</b>	<b>52,0</b>	<b>63,1</b>	<b>87,8</b>	<b>19,4</b>	<b>36,6</b>	<b>47,0</b>	<b>58,6</b>	<b>71,0</b>	<b>98,8</b>			
567	706	762	808	848	713	892	963	1029	1085	864	1090	1185	1264	1340	1456	1030	1308	1420	1525	1620	1768	12 Stk.		
<b>14,4</b>	<b>27,0</b>	<b>34,4</b>	<b>42,6</b>	<b>51,5</b>	<b>16,7</b>	<b>31,3</b>	<b>39,9</b>	<b>49,6</b>	<b>60,0</b>	<b>18,9</b>	<b>35,6</b>	<b>45,5</b>	<b>56,4</b>	<b>68,3</b>	<b>95,2</b>	<b>21,1</b>	<b>39,4</b>	<b>51,0</b>	<b>63,5</b>	<b>77,0</b>	<b>107</b>			
583	725	780	828	866	735	917	990	1053	1108	893	1123	1217	1300	1370	1060	1342	1460	1564	1660	1809	13 Stk.			
<b>15,5</b>	<b>29,1</b>	<b>37,1</b>	<b>46,0</b>	<b>55,5</b>	<b>18,0</b>	<b>33,8</b>	<b>43,1</b>	<b>53,4</b>	<b>64,5</b>	<b>20,4</b>	<b>38,4</b>	<b>49,1</b>	<b>60,9</b>	<b>73,8</b>	<b>22,8</b>	<b>43,0</b>	<b>55,0</b>	<b>68,4</b>	<b>83,2</b>	<b>116</b>				
600	742	798	846	755	940	1010	1078	1131	918	1150	1247	1330	1400	1092	1376	1500	1600	1694	14 Stk.					
<b>16,6</b>	<b>31,1</b>	<b>39,8</b>	<b>49,2</b>	<b>19,3</b>	<b>36,2</b>	<b>46,2</b>	<b>57,2</b>	<b>69,3</b>	<b>21,9</b>	<b>41,0</b>	<b>52,6</b>	<b>65,3</b>	<b>79,2</b>	<b>24,5</b>	<b>46,0</b>	<b>59,2</b>	<b>73,4</b>	<b>89,0</b>						
617	759	816	775	960	1035	1101	1152	943	1176	1270	1360	1430	1125	1410	1530	1640	1730	15 Stk.						
<b>17,8</b>	<b>33,2</b>	<b>42,5</b>	<b>20,7</b>	<b>38,6</b>	<b>49,4</b>	<b>61,2</b>	<b>74,0</b>	<b>23,4</b>	<b>43,9</b>	<b>56,1</b>	<b>69,7</b>	<b>84,5</b>	<b>26,2</b>	<b>49,1</b>	<b>63,0</b>	<b>78,4</b>	<b>95,0</b>							

118

12 cm Plade						13 cm Plade						14 cm Plade						15 cm Plade						Arme- ring						
5	7	8	9	10	12	5	7	8	9	10	12	5	7	8	9	10	12	5	7	8	9	10	12							
					844																									1 Stk.
					<b>11,1</b>																									
				907	987	1125				1048	1132	1303				1195	1294	1485							1462	1680	2 Stk.			
				<b>12,6</b>	<b>15,8</b>	<b>21,8</b>				<b>13,9</b>	<b>16,9</b>	<b>23,9</b>				<b>15,2</b>	<b>18,5</b>	<b>26,1</b>							<b>20,0</b>	<b>28,3</b>				
	879	982	1070	1160	1320				1132	1245	1340	1530				1287	1419	1532	1747							1448	1593	1730	1980	3 Stk.
	<b>11,6</b>	<b>15,0</b>	<b>18,7</b>	<b>22,8</b>	<b>32,2</b>				<b>16,5</b>	<b>20,6</b>	<b>25,1</b>	<b>35,3</b>				<b>17,9</b>	<b>22,5</b>	<b>27,4</b>	<b>38,5</b>							<b>19,4</b>	<b>24,2</b>	<b>29,6</b>	<b>41,8</b>	
	999	1110	1205	1301	1468		1147	1280	1396	1500	1705		1312	1455	1592	1715	1952							1478	1643	1800	1950	2220	4 Stk.	
	<b>15,4</b>	<b>19,8</b>	<b>24,7</b>	<b>30,2</b>	<b>42,3</b>		<b>16,8</b>	<b>21,8</b>	<b>27,2</b>	<b>33,0</b>	<b>46,5</b>		<b>18,4</b>	<b>23,7</b>	<b>29,7</b>	<b>36,0</b>	<b>50,7</b>							<b>19,9</b>	<b>25,6</b>	<b>32,0</b>	<b>39,1</b>	<b>55,1</b>		
	1090	1214	1315	1412	1594		1260	1397	1524	1640	1850		1439	1590	1740	1870	2126							1625	1800	1965	2125	2408	5 Stk.	
	<b>19,0</b>	<b>24,6</b>	<b>30,6</b>	<b>37,4</b>	<b>52,4</b>		<b>20,9</b>	<b>27,0</b>	<b>33,7</b>	<b>40,9</b>	<b>57,5</b>		<b>22,8</b>	<b>29,4</b>	<b>36,8</b>	<b>44,7</b>	<b>63,0</b>							<b>24,6</b>	<b>31,8</b>	<b>39,8</b>	<b>48,5</b>	<b>68,3</b>		
900	1174	1298	1412	1515	1692	1042	1353	1500	1635	1750	1970		1550	1710	1870	2005	2260							1745	1938	2120	2275	2572	6 Stk.	
<b>11,9</b>	<b>22,8</b>	<b>29,2</b>	<b>36,4</b>	<b>44,5</b>	<b>62,3</b>	<b>13,1</b>	<b>25,0</b>	<b>32,2</b>	<b>40,3</b>	<b>48,8</b>	<b>68,4</b>	<b>27,2</b>	<b>35,0</b>	<b>43,7</b>	<b>53,2</b>	<b>74,8</b>	<b>29,4</b>	<b>37,9</b>	<b>47,3</b>	<b>57,8</b>	<b>81,2</b>			<b>29,4</b>	<b>37,9</b>	<b>47,3</b>	<b>57,8</b>	<b>81,2</b>		
965	1250	1380	1490	1600	1785	1109	1443	1593	1730	1860	2075	1255	1650	1823	1983	2124	2385							1860	2060	2240	2413	2720	7 Stk.	
<b>13,8</b>	<b>26,4</b>	<b>34,0</b>	<b>42,3</b>	<b>51,5</b>	<b>72,1</b>	<b>15,2</b>	<b>29,0</b>	<b>37,4</b>	<b>46,7</b>	<b>56,6</b>	<b>79,1</b>	<b>16,5</b>	<b>31,6</b>	<b>40,6</b>	<b>50,8</b>	<b>61,7</b>	<b>86,5</b>	<b>34,2</b>	<b>43,9</b>	<b>54,9</b>	<b>66,9</b>	<b>94,0</b>			<b>34,2</b>	<b>43,9</b>	<b>54,9</b>	<b>66,9</b>	<b>94,0</b>	
1017	1315	1450	1566	1675	1863	1174	1525	1680	1825	1943	2168	1332	1740	1913	2080	2232	2495							1498	1960	2170	2360	2532	2845	8 Stk.
<b>15,8</b>	<b>30,0</b>	<b>38,5</b>	<b>48,0</b>	<b>58,5</b>	<b>81,7</b>	<b>17,3</b>	<b>33,0</b>	<b>42,4</b>	<b>52,9</b>	<b>64,2</b>	<b>89,9</b>	<b>18,9</b>	<b>36,0</b>	<b>46,1</b>	<b>57,6</b>	<b>70,2</b>	<b>98,3</b>	<b>20,4</b>	<b>38,8</b>	<b>50,0</b>	<b>62,3</b>	<b>76,0</b>	<b>107</b>	<b>20,4</b>	<b>38,8</b>	<b>50,0</b>	<b>62,3</b>	<b>76,0</b>	<b>107</b>	
1072	1378	1513	1634	1745	1938	1235	1595	1755	1909																					



**Eks. 3.** Hvor stort er Forholdet mellem Randspændingerne ( $\gamma = \sigma_j : \sigma_b$ ) i en 12 cm tyk Plade armeret med 8 Rj. 8 mm pr. m? Forholdet er lig  $W_b : W_j$ , altsaa  $\gamma = 1450 : 38,5 = 37,7$ .

**Eks. 4.** Hvor stor er den foregaaende Plades Jærnprocent, og hvor ligger den neutrale Akse?

Jærnprocenten er:  $\varphi = \frac{50}{\gamma} \cdot \frac{n}{\gamma + n} = \frac{50}{37,7} \cdot \frac{15}{37,7 + 15} = 0,378$ .

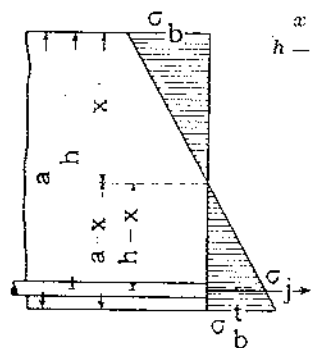
Den neutrale Akses Beliggenhed findes af Tabellen Side 112. Til  $\varphi = 0,378$  svarer  $\beta = 0,285$  altsaa  $x = 0,285 h = 0,285 (12 - 1,4) = 0,285 \cdot 10,6 = 3,02$  cm.

**Eks. 5.** En 30 cm bred Plade skal optage Momentet 14 400 kgcm, de tilladelige Spændinger er 30 og 1200, Dimensionerne søges.

Den søgte Plade skal, hvis dens Bredde forøges til 100 cm, kunne optage Momentet  $14\ 400 : 0,3 = 48\ 000$  kgcm og følgelig have  $W_b = 48\ 000 : 30 = 1600$  og  $W_j = 48\ 000 : 1200 = 40$ . En 13 cm tyk Plade med 10 Stk. 7 mm Rj. har  $W_b = 1660$  og  $W_j = 40,9$ , følgelig skal den søgte Plade være 13 cm tyk og armeres med  $10 \cdot 0,3 = 3$  Rj. 7 mm.

**f. Spændingsbestemmelse med Hensyntagen til Betonens Trækspændinger.**

**218.** Tages der Hensyn til Betonens Trækspændinger (Fig. 164), og regnes  $E_b^t = E_b^c$ , ændres Ligningerne (91)–(93) i § 201 til:



$$\frac{x}{h-x} = n \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_j}, \quad \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b = f \cdot \sigma_j + \frac{1}{2} \cdot \sigma_b^t \cdot (a-x) \cdot b, \quad (138) \quad (139)$$

$$M = f \cdot \sigma_j \cdot \left( h - \frac{x}{3} \right) + \frac{1}{2} \cdot \sigma_b^t \cdot (a-x) \cdot b \cdot \frac{2}{3} a. \quad (140)$$

Af disse Ligninger findes:

$$x = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot a^2 + n \cdot f \cdot h}{b \cdot a + n \cdot f}, \quad (141)$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{\frac{1}{3} \cdot b \cdot (x^3 + (a-x)^3) + n \cdot f \cdot (h-x)^2}, \quad (142)$$

$$\sigma_j = n \cdot \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_b, \quad \sigma_b^t = \frac{a-x}{x} \cdot \sigma_b. \quad (143) \quad (144)$$

Denne Beregning har kun begrænset Værdi, da  $E_b^t$  aftager hurtigt med voksende Spænding, hvilket der ikke er taget Hensyn til, ligesaa lidt som til Svindspændingerne.

At dømme efter Bach og Grafs Forsøg (D. A. f. E. Heft 24) med Plader af Beton 1 : 2 : 3 synes der at være tilstrækkelig Sikkerhed mod Revner, naar  $\sigma_b^t$  bestemtes af (144) med  $n = 15$ , ikke overstiger 24 at.

**g. De formelle Spændingers Afhængighed af n.**

**219.** Forudsætningerne 1–3 i § 201 gælder kun ved middelstore Spændinger, 1 er ugyldig ved smaa, 2–3 ved store Spændinger. De udledede Formler har derfor kun Gyldighed indenfor et vist Spændingsinterval, og Gyldigheden her er betinget af, at vi indfører den sande Værdi af  $n$ , altsaa af  $E_b$ . Da den sande Værdi er meget variabel, skal det undersøges, hvilken Indflydelse denne Variation har paa de regningsmæssige Spændinger.

I Fig. 165 angiver de 4 nedre Kurver den neutrale Akses Beliggenhed i Plader, hvis Jærnprocent varierer fra 0 til 5. Den øverste vandrette Linie svarer til Pladens Overside, den nederste til Jærnets Tyngdepunkt, og Kurverne angiver derfor den neutrale Akses Afstand fra Pladens Overside i Brøkdelen af Nyttenhøjden eller  $\beta = x : h$ ; Værdierne er beregnede af Formel (97) i § 202. Kurven  $n = 15$  er den, der almindeligvis regnes med, og den viser, at

til  $\varphi = 0,75$  % (Spændingsforhold  $10/1000$ ) svarer  $x = 0,375 h$ ; endvidere ses, at  $x$  vokser med Jærnprocenten i Overensstemmelse med Regelen, at Jærnet tiltrækker den neutrale Akse.

Hvis man indfører  $n = 20$  i Stedet for  $n = 15$ , giver Formel (97) den viste Sænkning af den neutrale Akse. Dette er umiddelbart indlysende, thi at forøge  $n$  svarer til at regne med en større Virkning af Jærnet og har derfor samme Indflydelse paa den neutrale Akses Beliggenhed som en Forøgelse af Jærnprocenten; i en Plade med 2 % Jærn og  $n = 15$  ligger den neutrale Akse paa samme Sted som i en Plade med 1,5 % Jærn og  $n = 20$ , hvilket fremgaar af Fig. 165 eller direkte af Formel (97), idet  $\beta$  alene er afhængig af Produktet  $n \cdot \varphi$ .

Omvendt ser man, hvorledes den neutrale Akse hæver sig ved Indførelse af  $n = 10$  og  $n = 5$ .

Da Trykcentrets Afstand fra Pladens Overside er lig med  $1/3$  af den neutrale Akses Afstand, varierer de to Afstande paa ganske samme Maade med  $n$  og  $\varphi$ ; de 4 øvre Kurver viser Variationen, og vi indprenter os, at *Momentarmen aftager saavel med voksende  $n$  som med voksende  $\varphi$ .*

**220.** Naar Momentarmen,  $m$ , bliver mindre, bliver Træk- og Trykkraften større. I en Plade med given Højde og givet Jærnindlæg og paavirket af et givet Moment er Jærnspændingen i Henhold til Formel (99) omvendt proportional med  $m$  og vokser altsaa sammen med  $n$ ;  $\sigma_b$  er derimod i Henhold til Formel (100) omvendt proportional med baade  $m$  og  $x$ , og da  $x$  varierer stærkere med  $n$ , end  $m$  gør (den totale Trykkraft bliver større, men fordeles samtidig over et forholdsvis langt større Areal), vil  $\sigma_b$  aftage med voksende  $n$ .

Har man en Række Plader med samme Højde og Bredde, men med forskelligt Jærnindlæg, og paavirket de alle af samme Moment, saa vil selvfølgelig baade  $\sigma_b$  og  $\sigma_j$  aftage med voksende  $\varphi$ .  $\sigma_b$  aftager dog i langt ringere Grad end  $\sigma_j$ , thi mens Trækarealet direkte forøges ved mere Jærnindlæg, forøges Trykarealet kun som Følge af den neutrale Akses Sænkning. Forholdet mellem  $\sigma_b$  og  $\sigma_j$  vil derfor vokse sammen med  $\varphi$ , og man faar et godt Overblik over Forholdene ved at tænke sig de nævnte Plader paavirkede af ulige

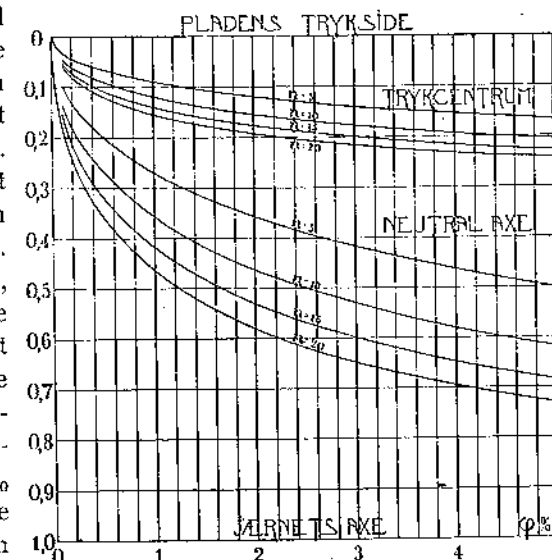


Fig. 165.

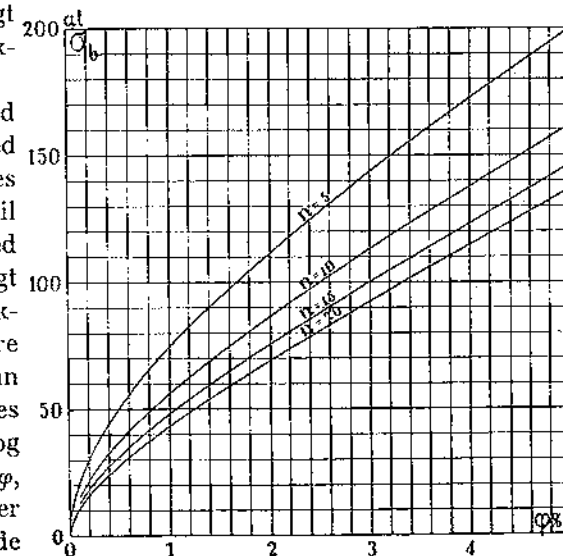


Fig. 166.



store Momenter, saaledes at  $\sigma_j$  i dem alle bliver lig  $1000^{st}$ ;  $\sigma_b$  vil da faa de i Fig. 166 viste Værdier, der stiger stærkt med voksende  $\varphi$ , men aftager med voksende  $n$ , som ovenfor bemærket<sup>1)</sup>.

Hvis en Plade med  $\varphi = 0,75$  pCt. er paavirket af et Moment, der, under Forudsætning af  $n = 15$ , giver Spændingerne 40 og 1000, vil en Beregning under Forudsætning af  $n = 5$  give Spændingerne 59,7 og 951. Valget af  $n$  har saaledes stor Indflydelse paa den formelle Betonspænding, men ringe Indflydelse paa den formelle Jærns spænding.

221. De Jærnprocenter, der bruges i Praksis, er saa smaa i Forhold til Betonens Styrke, at ikke denne, men Jærnets Styrke, bestemmer Brudlasten. En Fordobling af Jærnprocenten vil tilnærmelsesvis fordoble Pladens Bæreevne, mens en Fordobling af Betonens Styrke kun har en ringe Virkning. Da det altsaa er den tilladelige Jærns spænding og ikke den tilladelige Betons pænding, der bestemmer Pladens Sikkerhedsgrad, er denne saa godt som uafhængig af, hvilket  $n$  vi indfører i Dimensioneringsformlerne. Er de tilladelige Spændinger 40 og 1000, viser Fig. 166, at man med  $n$  lig 5, 10, 15 og 20 kommer til Plader med henholdsvis 0,33, 0,57, 0,75 og 0,89 pCt. Jærn; disse Plader faar forskellig Højde, men deres Brudbelastninger vil være saa godt som ens, da Produktet  $f \cdot m$  er omtrent konstant. Sammenligner vi Forholdene med Forholdene ved Dimensionering af valsede Jærnbjælker, vil Indførelsen af  $n = 15$  svare til at bruge et Normalprofil, og  $n = 20$  til at bruge et bredflanget Profil. Er de tilladelige Spændinger givne, vil  $n = 20$  give en Konstruktion med meget Jærn og lidt Beton, og  $n = 5$  en Konstruktion med lidt Jærn og megen Beton. Valget af  $n$  kan saaledes faa økonomisk Betydning, men for Konstruktionens Sikkerhedsgrad har det ingen Betydning, idet det blot bestemmer den formelle Trykspænding i Betonen.

Det formelle  $\sigma_b$  og den sande Randspænding maatte falde sammen, hvis Betonen fulgte Hooke's Lov, og Tværnittene forblev plane, og vi indførte den sande Værdi af  $n$ ; og jo nøjagtigere  $n$  er, des mindre maa Differensen blive. Ønskes det derfor, at det formelle  $\sigma_b$  saa vidt muligt skal svare til det reelle  $\sigma_b$ , maa der indføres et desto større  $n$ , jo daarligere Betonen er. Naar de schweiziske Normer regner med  $n = 20$  ( $E_b = 105\ 000^{st}$ ) og de franske Normer med  $n = 10$  ( $E_b = 210\ 000^{st}$ ), forudsætter de altsaa henholdsvis en daarligere og en bedre Beton end de tyske, østrigske, engelske og danske Normer, der regner med  $n = 15$  ( $E_b = 140\ 000^{st}$ ).

## h. De virkelige Spændingsforhold.

### a. Forskellige Spændingsstadier.

222. For en højbet Bjælkes Vedkommende skelnes ofte mellem 4 forskellige Spændingsstadier, som dog i Virkeligheden gaar jævnt over i hinanden.

Stadium I (Fig. 167) er Begyndelsesstadiet, paa hvilket Spændingerne er saa smaa, at Elasticitetskoefficienten kan regnes konstant og ens for Træk og Tryk.

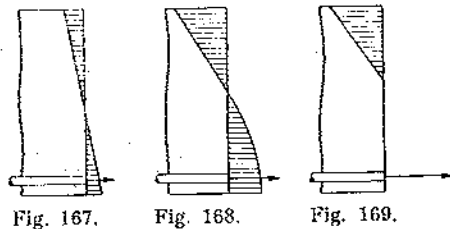


Fig. 167.

Fig. 168.

Fig. 169.

<sup>1)</sup> Hvis man multiplicerer Ordinaterne med  $1200:1000$ , faar man de til  $\sigma_j = 1200$  svarende Værdier af  $\sigma_b$ , idet Kurverne i al Almindelighed viser Variationen af  $1000 \cdot p$  eller  $1000 \cdot \sigma_b : \sigma_j$ .

Bortset fra Jærnet forholder Bjælken sig som om den var af homogent Materiale. For dette Stadium gælder Formlerne i § 218. De tyske Bestemmelser (1915) fordrer, at dette Stadium og  $n = 10$  ( $E_b^c = E_b^t = 210\ 000^{st}$ ) skal lægges til Grund ved Beregning af Deformationer og de deraf afhængige statisk ubestemte Størrelser. Som Regel ser man dog bort fra Jærnet.

Med stigende Last vokser Spændingen, og Træk-Elasticitetskoefficientens aftagende Størrelse gør sig gældende. Umiddelbart før Betonen revner havestadium II a (Fig. 168).

Naar Betonen er revnet, og Jærnet optager hele Trækraften, havestadium II b (Fig. 169), for hvilket Formlerne i § 201—217 gælder, og som overhovedet lægges til Grund for alle praktiske Styrkeberegninger.

Ved de smaa Jærnprocenter, der bruges i Praksis, kan man gaa ud fra, at Trykdiagrammet er retiliniet, ogsaa efter at Betonen er revnet, men ved større Belastning gør Arbejdsliniens Krumning sig gældende (se Fig. 176 i § 231, der dog gælder for en langt større Jærnprocent end de foregaaende Figurer), og sluttelig naas Stadium III, Brudstadiet, paa hvilket Jærnet flyder eller Betonen knuses, som det nærmere vil blive omtalt i det følgende.

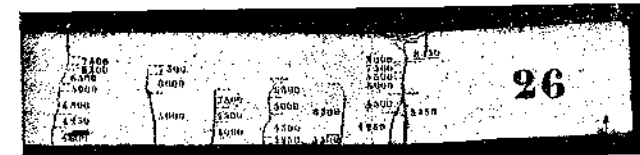
### β. Den neutrale Aksens virkelige Beliggenhed.

223. Til at begynde med ligger den neutrale Akse nærmere ved Træksiden end ved Tryksiden, fordi Jærnet trækker den ned, men med stigende Belastning hæver den sig, fordi den strakte Beton er mere eftergivende end den trykkede. Tilsidst revner Betonen, og Beliggenheden kan da bestemmes af (97) i § 202, naar man indfører den sande Værdi af  $n$ <sup>1)</sup>; jo daarligere Betonen er, des lavere ligger Aksen. For god Beton synes  $n = 15$  at være et meget passende Middeltal<sup>2)</sup>. Yderligere Spændingsforøgelse forandrer kun uvæsentlig Aksens Beliggenhed. Først umiddelbart før Brud, naar Jærnet flyder, rykker den saa højt op, at Betonen knuses. Er Betonen meget slet, eller er den meget stærkt armeret, vil den neutrale Akse slet ikke have sig som ovenfor beskrevet, men rykke dybere og dybere ned, indtil sluttelig Betonen knuses.

### γ. Jærnprocentens Indflydelse paa Pladers Bæreevne.

224. Ligesom Trækstyrken af et Jærnbetonprisme bestemmes af Betonens Trækstyrke, naar Jærnprocenten ligger under en vis Grænse (§ 177), vil ogsaa en Jærnbetonplades Bæreevne bestemmes af Betonens Bøjningsstyrke, naar Jærnprocenten er saa lav, at Jærnet ikke kan optage de Trækspændinger, der findes i Betonen, umiddelbart før den revner.

Er Jærnprocenten noget større, vil Brudbelastningen bestemmes af Jærnets Flydegrænse. Naar Jærnet flyder, vil Revnerne nemlig gabe saa stærkt, at den neutrale Akse rykker op i Nærheden af Pladens Overside, saa at Betonen her knuses. Fig. 170 viser en saadan Bjælkes Brududseende; Tallene angiver den Last i kg, ved hvilken Revnerne naaede op til den punkterede Tværstreg. Man ser, at Revnerne efterhaanden arbejder sig i Vejret uden at udvide sig synderligt, indtil sluttelig Flydegrænsen naas, og en enkelt Revne gaber saa stærkt, at Betonen knuses.

Fig. 170. Brudt Jærnbetonbjælke, Bruddet skyldes Jærnets Flyden<sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> I Henhold til Schüles Forsøg kan  $n$  ligge mellem 4,3 og 29,2, eftersom Betonen er bedre eller daarligere (Mitt. der eidg. Materialprüfungsanstalt Heft 10, 12, 13).

<sup>2)</sup> I Henhold til Bach og Grafs Forsøg.

<sup>3)</sup> Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 165—166.



Fig. 171. Brudt Jærnbetonbjælke, Bruddet skyldes Betonens Knusning<sup>1)</sup>.

225. Disse Forhold illustreres ved følgende Forsøg<sup>2)</sup>. Der støbtes 8 Bjælker, 6 cm høje, 9 cm brede, 200 cm lange (Spændvidde 1,8 m) og armerede med henholdsvis 2, 3, 4, 5, 6 Stk. 7 mm Rundjærn og 2, 3, 4 Stk. 14 mm Rj.; Bjælkerne støbtes af Beton 1:2:3 og prøvedes Ugedagen efter, da Betonen altsaa endnu var meget svag. Endvidere støbtes 8 andre Bjælker ganske Mage til de første, hvad Dimensioner og Armering angaar, men af ren Cement; disse Bjælker prøvedes 5 1/2 Maaned gamle. Brudspændingerne bestemt af (99)-(100) i § 202 med  $n = 15$ , findes i hestaaende Tabel, hvor  $P$  er den i Midten anbragte Last.

(Alle de friske Bjælker viste rent Trykbrud, med Undtagelse af den stærkest armerede, hvis ene Halvdel revnede langs Jærnenes øvre Flade (Fig. 19 i § 37), skønt Jærnene havde gode Kroge. Cementbjælkerne Underside fik derimod en Mængde Revner, af hvilke een eller flere i Nærheden af Midten aabnede sig (som Følge af Jærnets Flyden), og noget senere skete Bruddet. For den svageste Bjælkes Vedkommende maatte Forsøget afbrydes, da Nedbøjningen var bleven 16,5 cm, nogen Knusning af Cementen fandt overhovedet ikke Sted, men for de 7 andre Bjælkers Vedkommende sprængtes Cementen i Midterpartiet med et Knald. Fig. 172 viser Brudlinierne i Bjælke Nr. 2 (den næstvageste), Nr. 3 og 4 brødes paa samme Maade, i Nr. 5 knustes hele Midterpartiet, i Nr. 6 knustes Cementen umiddelbart under Enkeltkraften, samtidig med at Bjælken revnede efter sin vandrette Midterplan paa omrent den midterste Halvdel af Bjælkelængden, Nr. 7 og 8 brødes analogt med Nr. 5. Cementens Sprængning skete altid pludseligt. Paa Nr. 5 og 7 iagttoges kortere eller længere Tid forud Afbladninger i Overfladens Slamlag, idet dette ikke kunde taale de stærke Sammentrykninger i Bjælkenes Overside, men disse Afbladninger stod ikke i direkte Forbindelse med Bruddet; paa Bjælke 7 strakte de sig helt hen til 30 cm fra Understøtningen. Ved de 5 Bjælker, der var armerede med 7 mm Rj., viste det sig med stor Tydelighed, at Antallet af Revner paa Træksiden voksede med Jærnenes Antal).



Fig. 172.

Armering	7 mm Rundjærn					14 mm Rundjærn		
	2 Stkr.	3 Stkr.	4 Stkr.	5 Stkr.	6 Stkr.	2 Stkr.	3 Stkr.	4 Stkr.
Jærnareal $f$ cm <sup>2</sup>	0,77	1,15	1,54	1,93	2,31	3,08	4,62	6,16
Svag Beton	$\sigma_{b0}$	1,495	2,247	3,083	3,818	4,339	6,292	10,18
	$P_{kg}$	235,5	262,0	227,5	252,5	273,0	262,0	276,0
	$\sigma_{b at}$	183,0	186,9	159,3	166,4	160,0	167,7	193,1
	$\sigma_j at$	2950	2289	1563	1397	1222	963,6	763,0
Ren Cement	$\sigma_{b0}$	1,516	2,287	3,278	4,075	4,716	6,500	10,62
	$P_{kg}$	340,5	472,0	582,5	681,5	859,0	909,0	1090
	$\sigma_{b at}$	270,3	339,8	440,3	489,4	561,5	601,1	802,8
	$\sigma_j at$	4317	4111	4132	3916	4027	3367	3022

Som det fremgaar af Tabellens Tal, har Jærnprocenten næsten ingen Indflydelse paa Bjælkenes Bæreevne, naar Betonen er svag; allerede ved 1,5% Armering knuses Betonen, inden Jærnet flyder. Det er  $\sigma_b$ , der betinger Bruddet, og da  $\sigma_b$  er ens for alle Bjælkerne (bortset fra tilfældige Variationer i Betonens Kvalitet), maa  $\sigma_j$  i Brudøjeblikket aftage med voksende  $\varphi$ .

For Bjælkerne af stærk Beton er Bæreevnen derimod voksende med  $\varphi$ . Her er Jærnenes Flyden den primære Brudaarsag. Ved Flydningen rykker den neutrale Akse saa højt op, at Betonen knuses, og den sande Betonspænding maa i Brudøjeblikket have været ens for alle Bjælkerne. Vore Formler forudsætter imidlertid, at den neutrale Akses Belliggenhed er uafhængig af Spændingernes Størrelse, og de i Tabellen indførte Værdier af  $\sigma_b$  er derfor rent formelle.

At Spændingen i det 7 mm Rj. har naaet Brudgrænsen, hvilket vel at mærke ikke er ensbetydende med, at det springer, skyldes den unormalt stærke Beton, der ikke knuses, før den neutrale Akse er rykket unormalt højt op; mens Formlerne forudsætter  $m = ca. 0,84 h$  for den svageste Cementbjælke (se Tabellen i § 206), har Brudværdien næppe været meget mindre end  $h$ ; ved Forsøg med normal Beton finder man en Spænding, der ligger nærmere Flydegrænsen. At det 14 mm Rj. kun er kommet op paa en væsentlig lavere Spænding end det tyndere Jærn

<sup>1)</sup> Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912 S. 165-166.

<sup>2)</sup> Ing. 1909, S. 410.

skyldes dels dets lavere Flydegrænse, dels at vi har regnet  $\sigma_j$  ensformig fordelt, mens Jærnets Underside i Virkeligheden var langt stærkere paavirket end Oversiden, eftersom den neutrale Akse laa meget nær ved denne. Ved saa stærkt armerede Bjælker gør Jærnets eget Modstandsmoment sig gældende, som det fremgaar af Fig. 6 i Ing. 1911, S. 209.

226. Af Forsøg med normal Beton skal *Kleinlogels* omtales<sup>1)</sup>: Hans Bjælker (Fig. 173) var ca. 28 cm høje, ca. 15 cm brede og 220 cm lange og armerede i Undersiden med 1 à 3 lige Rundjærn; de kan altsaa betragtes som ganske smalle Plader. Spændvidden var 200 cm, Bf.h. 1:1:2, Alderen ca. 6 Mdr.

Der var 7 Bjælkeklasser, hver med sin Jærnprocent, og i hver Klasse var der 4 ens Bjælker, undtagen i Klasse A, hvor der var 7. I efterfølgende Tabel findes Middelværdierne af Bjælkerens Brudbelastning (ekskl. Egenvægt), hvoraf Brudmomentet  $M_{100}$  er beregnet for det Tilfælde, at Bjælkerne havde været 100 cm brede og med Hensyntagen til Egenvægten.

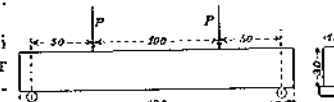


Fig. 173.

Bjælkeklasse	Jærn mm	$\varphi$ %	2P kg	$M_{100}$ kgm	$2P_R$ % af 2P	$\sigma_j$ at	$\sigma_b$ at	Den Forlængelse af Bjælkerens Underside, ved hvilken de første Revner viste sig, laa mellem 0,12 og 0,24 mm/mm, den tilsvarende Belastning ( $2P_R$ ) er indført i Tabellen i % af 2P. Man ser, at Sikkerheden mod Revner aftager med voksende $\varphi$ .
A			0	3200	5600	100	5040	89
B	1 Rj. 10	0,183	3895	6730	100	5040	89	
C	2 - -	0,366	6305	10650	76-82	4100	107	
D	3 - -	0,549	8981	14880	61-67	3970	131	
E	1 - 22	0,887	12535	20340	42-48	3575	159	
F	2 - -	1,774	17110	28390	35-41	2441	170	
G	3 - -	2,661	21850	35980	27-34	2141	196	

Indsættelse af Brudmomentet i de almindelige Formler (99)-(100) i § 202 med  $n = 15$ .

Ved disse Forsøg er Brudaarsagerne ikke saa enkle som ved mine. Bjælkerne B's Brudlast er den samme som den Last, ved hvilken de revnede, og er altsaa bestemt af Betonens Bøjningsstyrke; Værdien af  $\sigma_j$  er derfor rent formel. (At Brudlasten er større for Bjælkerne B end for de uarmerede Bjælker A, skyldes dels Jærnspringningen, der kan antages at være ca. 315 at i Brudøjeblikket, dels Begyndelsesspændinger (Tryk) i Betonen hidrørende fra den vaade Hærdning). For Bjælkerne C til E var den primære Brudaarsag Jærnets Flyden, og  $\sigma_j$  er derfor omtrent ens for C og D og noget lavere for E, idet de sværere Jærn har en lavere Flydegrænse. Som Følge af Flydningen gled Jærnene i C og D, mens Betonen i E knustes, uden at Jærnene gled (saaledes angiver *Kleinlogel*, men det ligger nær at antage, at Knusning ogsaa har fundet Sted i C og D, og at Jærnene først derefter er gledne). Jærnspringningen i Bjælkerne F og G naaede ikke Flydegrænsen, men Bruddet skyldtes dog ikke Knusning, men Glidning og Forskydning.

### 8. Jærnspringningen i Brudøjeblikket.

227. I alle Plader og Bjælker, hvis Jærnprocent ligger under en vis, af Betonens Kvalitet afhængig, kritisk Værdi, vil Bruddet ske som Følge af Jærnets Flyden. Kaldes Jærnets Flydegrænse  $\sigma_F$ , vil den formelle Jærnspringning i Brudøjeblikket være  $k \cdot \sigma_F$ , hvor  $k$  afhænger af forskellige Forhold, men altid er større end 1. Dette skyldes hovedsagelig, at den sande Værdi af  $m$  i Brudøjeblikket er større end den formelle Værdi, der indgaar i (99) (§ 202), som nærmere forklaret i § 233. Naar Beton og Jærn er af almindelig Kvalitet, kan man som Regel gøre Regning paa, at den formelle Jærnspringning i Brudøjeblikket ligger omkring 3500 at, og i alt Fald kan man angive en nedre Grænse for Brudmomentets Størrelse, nemlig den Grænse, ved hvilken den formelle Værdi af  $\sigma_j$  bliver lig Flydegrænsen. Den tilsvarende Værdi af  $\sigma_b$  er  $\sigma_j \cdot \gamma$ , hvor  $\gamma$  bestemmes af (105) i § 204 eller af Tabellen Side 111.

Hvis Betonen knuses, inden Jærnet flyder, kan der naturligvis intet siges om Jærnspringningens Værdi i Brudøjeblikket, da den ganske afhænger af  $\varphi$ .

228. Størrelsen  $k$  er som ovenfor nævnt variabel. Ved nogle af *Bach* og *Grafs* Forsøg fandtes  $k = 1,03-1,23$ .  $k$  vokser med Betonens Styrke og med aftagende Jærnprocent, og naar den Jærnlængde, der flyder, forkortes (en enkelt Kraft midt paa Bjælken giver større  $k$  end to Kræfter, symmetriske om Midten); endvidere vokser  $k$  formentlig med Forsøgshastigheden.

At  $k$  vokser med aftagende  $\varphi$  fremgaar af følgende to Forsøgsrækker:

$\varphi = 1,52$	2,29	3,28	4,08	4,72 %	$\varphi = 1,39$	1,59	1,86	2,22	2,78 %
$\sigma_b = 270$	340	440	489	562 at	$\sigma_b = 200$	215	225	254	280 at
$\sigma_j = 4317$	4111	4132	3916	4027 at	$\sigma_j = 3632$	3584	3385	3387	3212 at

<sup>1)</sup> Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons. Heft 1; B. u. E. 1904, S. 227.

<sup>2)</sup> D. A. J. E., Heft 20, S. 82 og Ing. 1916, S. 538.

Den første stammer fra de i § 225 omtalte Forsøg med ren Cement, den anden skyldes Sanders<sup>1)</sup> og er udført med Beton, hvis Tærningestyrke var 247 *at*.

En af Grundene til dette Forhold er, at den sande Værdi af *m* i Brudøjeblikket aftager hurtigere med voksende  $\varphi$ , end den formelle Værdi af *m* gør (§ 233).

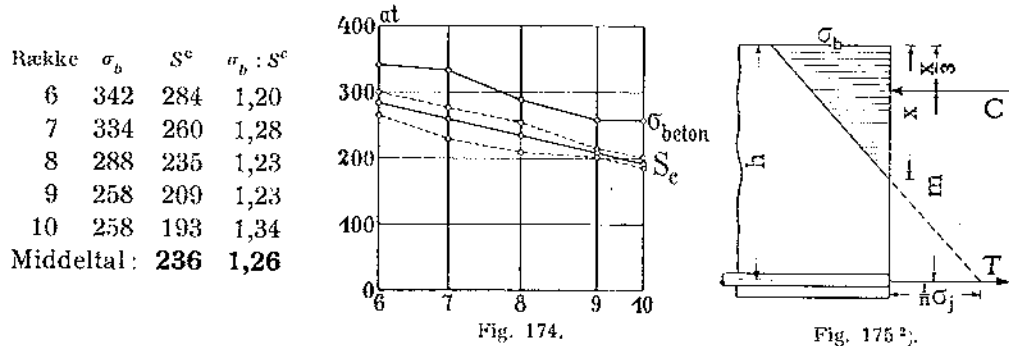
At den til en given Værdi af  $\varphi$  svarende Værdi af *k* vokser med Betonens Styrke, fremgaar af Sanders' Forsøg (se *Ing.* 1912, S. 568) og skyldes, at den sande Værdi af *m* er større for stærk Beton end for svag, som forklaret i § 225 sidste Stykke og i § 234.

**e. Betonspændingen i Brudøjeblikket.**

**Parabolisk Trykdiagram for overarmerede Plader.**

229. Plader, der er saa stærkt armerede, at Betonen knuses, inden Jærnspeendingen naar Flydegrænsen, vil i det følgende blive betegnede som overarmerede. Naar man for slige Plader beregner  $\sigma_b$  i Brudøjeblikket ved Hjælp af de almindelige Formler, finder man en Værdi, der er væsentlig større end Betonens Tærningestyrke.

Ved Forsøg med 20<sup>cm</sup> Tærninger og med Bjælker, der var 6<sup>cm</sup> høje, 9<sup>cm</sup> brede og havde en Spændvidde af 180<sup>cm</sup>, mens Belastningen bestod af to Enkeltkræfter i Trediedelspunkterne, fandt jeg de i hosstaaende Tabel indførte



Værdier<sup>2)</sup>. Forholdene er grafisk fremstillede i Fig. 174, hvor de punkterede Linier angiver Maksimums- og Minimumsværdierne for  $S^c$ . Man ser, at  $\sigma_b$  er ca. 25 % større end  $S^c$ <sup>3)</sup>.

Hovedårsagen hertil er, at  $\sigma_b$  er beregnet under Forudsætning af, at Spændingstilstanden er lineær (Fig. 175), mens den i Virkeligheden kan forudsættes at være parabolisk (Fig. 176).

230. Spørgsmaalet er nu, om dette er den eneste Årsag til Uoverensstemmelsen, eller om Bjælkernes Kantspænding i Brudøjeblikket faktisk er større end Tærningestyrken.

Bauschinger har ved at knuse Stentærninger med dels centralt Tryk, dels ekscentrisk Tryk fundet, at de ekscentrisk paavirkede Tærninger knustes, naar Kantspændingen, beregnet efter Hookes Lov, var kommet op paa Brudspændingen for de centralt paavirkede Tærninger. Da Bjælkens Overdel kan betragtes som et Legeme paavirket af ekscentrisk Tryk, ligger det nær at antage, at Randspændingen heller ikke her kan overskride Knusningsstyrken; men hvor stor er denne? Betonens Knusningsstyrke er et vagt Begreb; naar samme

<sup>1)</sup> B. u. E. 1902, Heft IV, S. 37.

<sup>2)</sup> Spændingstilstanden svarer til  $\varphi = 4 \text{ } ^\circ$  og  $n = 10$ .

<sup>3)</sup> Betonen var 28 Døgn gammel; Bifh. 1:2:3. Hvert  $\sigma_b$  er Middeltal for 6 Bjælker, hvis Jærnprocent varierede fra 5,57 til 17,9 og gennemsnitlig var 10,7.  $S^c$  er Middeltal for 5 Tærninger (*Ing.* 1911, S. 209).

<sup>4)</sup> Østrigske Forsøg har givet  $\sigma_b = 1,3 S^c$  (B. u. E. 1916, S. 90). Lignende Forhold findes hos Træ; dets Bøjningsstyrke er 1,75 Gange Trykstyrken (*Byggematerialer* 1911, § 602).

Beton udstøbes i Tærningeforme med dels 7, dels 20 og dels 30<sup>cm</sup> Sidelinie, faar de mindste Tærninger en langt større Styrke end de mellemstore, og disse er atter stærkere end de store Tærninger; Betonens Bjælkestyrke maa nærmest sammenlignes med dens Knusningsstyrke i Form af Tærninger, hvis Tværsnitsareal er en Del større end Bjælkens, idet dennes Beton kan vige ud til to Sider under Støbningen; at sammenligne den med Prismestyrken er der ingen Grund til, eftersom de i Fig. 68 § 98 viste Brudflader ikke frit kan danne sig. Bjælkens Nedbøjning, der gør Overfladen konkav, maa antages at forøge Styrken, og denne paavirkedes desuden af Belastningsmaaden (§ 244).

Paa Forhaand er der derfor ingen Grund til at vente, at Bjælkernes Brudstyrke just skulde være den samme som Styrken af 20<sup>cm</sup> Tærninger, og naar de følgende Beregninger med parabolisk Trykdiagram fører til Overensstemmelse, er det intet absolut Bevis for det paraboliske Trykdiagrams Rigtighed; muligvis er Overensstemmelsen kun formel, men ogsaa en saadan har jo Betydning.

231. Fig. 176 viser Spændingstilstanden for samme  $\varphi$  og  $n$  og samme Moment som Fig. 175, naar man i Stedet for en ret Arbejdslinie regner med den i Fig. 69 § 100 viste paraboliske.

Trykdiagrammet er lig med Arbejdslinien, blot at Maalestoksforholdene er ændrede baade for Ordinater og Abscisser; vi forudsætter jo nemlig, at Tværnittene forbliver plane, altsaa at  $\epsilon$  er proportional med Afstanden fra den neutrale Akse. Til Bestemmelse af de ubekendte Størrelser haves Ligningerne:

$$\begin{aligned} 2 \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b &= f \cdot \sigma_j \cdot m \\ 3 \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b &= f \cdot \sigma_j \cdot m = M \end{aligned} \quad \begin{aligned} x &= \frac{\epsilon_b}{\epsilon_j} = \frac{2\sigma_b \cdot E_b}{\sigma_j \cdot E_j} \cdot 2n \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_j} \\ h-x &= \frac{\epsilon_c}{\epsilon_j} = \frac{\sigma_c \cdot E_c}{\sigma_j \cdot E_j} \cdot 2n \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_j} \end{aligned}$$

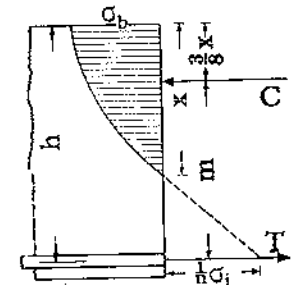


Fig. 176.

Man maa her lægge Mærke til, at  $E_b$ 's Aftagen med voksende Spænding har fundet sit Udtryk i det paraboliske Trykdiagram, og at  $n$  er en Konstant, bestemt af den til  $\sigma_b = 0$  svarende Værdi af  $E_b$ . At anvende Parabelformlen sammen med  $n = 15$ , som det er gjort i *Handbuch für Eisenbetonbau* I, 1908, S. 257, er umotiveret.

Af Formlerne ovenfor udledes:

$$x = \frac{1,5nq}{100} + \sqrt{\frac{1,5nq}{100} \left( 2 + \frac{1,5nq}{100} \right)} \quad (145)$$

$$m = h - \frac{3}{8} x, \quad \sigma_j = \frac{M}{f \cdot m}, \quad \sigma_b = \frac{1,5M}{b \cdot x \cdot m} \quad (146-148)$$

Sættes  $n = 10$ , giver Formel (145) samme Værdi af  $x : h$ , som Formel (97) i § 202 med  $n = 15$ , og sammenlignes Formel (100) og (148) faas, idet vi for det paraboliske Diagram bruger Betegnelserne  $\sigma'_b$  og  $m'$ :

$$\frac{\sigma_b}{\sigma'_b} = \frac{2 \cdot \frac{1}{m}}{1,5 \cdot \frac{1}{m'}} = \frac{4}{3} \cdot \frac{m'}{m} = \frac{4}{3} \cdot \frac{h - \frac{3}{8}x}{h - \frac{3}{8}x'} \quad (148,1)$$

$x$  kan kun variere fra 0 til  $h$ ; for  $x = 0$  findes  $\sigma_b = 1,33 \sigma'_b$ , for  $x = h$  findes  $\sigma_b = 1,25 \sigma'_b$ .

For de tidligere nævnte Forsøgsbjælker var den gennemsnitlige Jærnprocent 10,7, altsaa  $x = 0,8h$ , hvilket giver  $\sigma_b = 1,27 \sigma'_b$  eller samme Forhold som mellem  $\sigma_b$  og  $S^c$  i Tabellen i § 229.

Om  $n$  indføres med en noget større eller mindre Værdi har ringere Indflydelse paa  $\sigma_b$  i det paraboliske Diagram end i det triangulære; man kan passende indføre  $E_b = 1000 S^c$ <sup>4)</sup>.

232. Naar der regnes med den paraboliske Arbejdslinie, finder vi altsaa, at Bjælkerne brydes, naar  $\sigma_b$  har naaet Tærningestyrken. Hvorledes Brudmomentet, bestemt af (148) for forskellige Værdier af  $\sigma_b = S^c$ , men med  $n$  konstant lig 10, varierer med  $\varphi$  er vist paa Fig. 178.

Formlerne (145)–(148) kan kun anvendes paa selve Brudstadiet, thi naar  $\sigma_b$  i Pladens Overside er mindre end Brudværdien, har man ikke  $d\sigma : d\epsilon = 0$ . De kan endvidere kun anvendes paa overarmerede Bjælker; hvis Jærnets Flyde-

<sup>1)</sup> Se *Ing.* 1912, S. 568.

grænse overskrides, inden Bruddet sker, finder man ikke  $\sigma_b = S^c$ , med mindre man indfører meningsløst smaa Værdier af det til  $\sigma_b = 0$  svarende  $n$ . Den punkterede Del af Kurverne paa Fig. 178 har derfor ingen praktisk Betydning og maa erstattes af de fuldt optrukne, svagt krumme Kurver, der vil blive omtalt i § 234.

**Rektangulært Trykdiagram for underarmerede Plader.**

**233.** Plader, der er saa svagt armerede, at Jærnet flyder, inden Betonen knuses,  $\sigma$ : alle de i Praksis benyttede, vil i det følgende blive betegnede som underarmerede. Naar man for slige Plader beregner  $\sigma_b$  i Brudøjeblikket ved Hjælp af de almindelige Formler, finder man en Værdi, der er væsentlig mindre end Betons Tærningestyrke, til Trods for at Betonen faktisk knuses, kort efter at Flydningen er indtraadt. Formel (97) i § 202 med  $n = 15$  kan nemlig kun bruges, saalænge Jærnspeændingen er under Flydegrænsen; passeres denne, bliver  $E_j$  og dermed  $n$  stærkt formindskede. Formlen kan imidlertid heller ikke bruges, selv om man indfører en mindre Værdi for  $n$ , thi under de store Deformationer, som finder Sted baade i Træk- og Tryksiden, kan Forudsætningen om den lineære Spændingsfordeling ikke opretholdes. Paa et vist, tidligt Tidspunkt af Flydningen kan Spændingsfordelingen antages at være som Fig. 176 viser, men under den fortsatte Flydning rykker den neutrale Akse saa højt op, at der kun bliver et ganske lille Trykareal tilbage, paa hvilket Spændingen er omtrent jævnt fordelt. Grænsetilfældet repræsenteres af det i Fig. 177 viste rektangulære Trykdiagram.

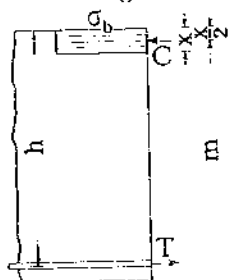


Fig. 177.

I dette Tilfælde haves:

$$\sigma_b \cdot x \cdot b = f \cdot \sigma_j, \quad f \cdot \sigma_j \cdot \left( h - \frac{x}{2} \right) = M, \quad (149) \quad (150)$$

$$\text{hvoraf: } \frac{x}{h} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_b}}, \quad (151)$$

$$m = h - \frac{x}{2}, \quad \sigma_j = \frac{M}{f \cdot m} \quad (152) \quad (153)$$

Da Forudsætningen om de plane Tværsnit er opgivet, kommer der til at mangle en Ligning, og man maa derfor kende Betons Trykstyrke,  $\sigma_b$ , for at kunne bestemme  $x$ . Kendes  $\sigma_b$ , giver (149):

$$x = \frac{f \cdot \sigma_j}{b \cdot \sigma_b} = \frac{\varphi}{100} \cdot h \cdot \frac{\sigma_j}{\sigma_b}$$

For givne Værdier af  $\sigma_j$  (Flydegrænsen) og  $\sigma_b$  (Tærningestyrken) vokser det trykkede Areal Størrelse altsaa proportionalt med  $f$  og  $\varphi$ . Ved at indsætte det nys bestemte  $x$  i (150) finder man det til Materialernes Kvalitet svarende Brudmoment:

$$M = \sigma_j \cdot f \cdot \left( h - \frac{1}{2} \cdot \frac{f \cdot \sigma_j}{b \cdot \sigma_b} \right) \cdot \left( h - \frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi}{100} \cdot \frac{\sigma_j}{\sigma_b} \right) \quad (154)$$

**234.** Brudmomentets Variation med  $\varphi$  er grafisk fremstillet paa Fig. 178 for 4 forskellige Værdier af  $\sigma_b = S^c$ , mens  $\sigma_j$  er sat til 3300 at. Kun de stejle Kur-

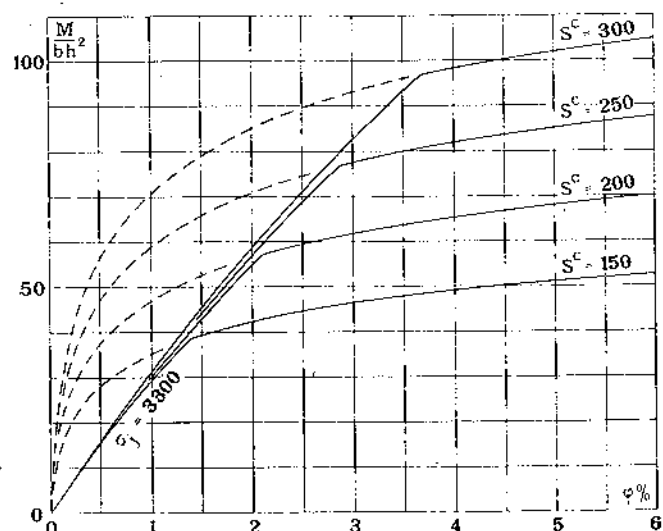


Fig. 178.

ver er bestemt af (154), de flade Kurver derimod af (148)<sup>1)</sup>; Knæpunkterne svarer altsaa til de kritiske Jærnpocenter. I Virkeligheden er der en jævn Overgang mellem Jærnkurven og Betonkurven, svarende til at Overgangen fra rektangulært til parabolisk Trykdiagram maa være jævn.

Man ser, at Forudsætningen om rektangulært Diagram fører til, at underarmerede Pladers Bæreevne vokser noget med Betons Kvalitet; den er altsaa i Overensstemmelse med Forsøgsresultaterne og forklarer, at  $\sigma_j$ , bestemt af de almindelige Formler, vokser med Betons Styrke.

**235.** En indgaaende Prøvelse af Formlernes Rigtighed er ikke mulig paa Grundlag af det mig bekendte Forsøgsmateriale. Jeg har i Ing. 1912, S. 568 gennemgaaet nogle Forsøg, som Sanders har udført<sup>2)</sup>, og de viser, at Forudsætningen om rektangulært Trykdiagram med  $\sigma_b = S^c$  fører til rimelige Værdier af  $\sigma_j$  og Værdier, der er mindre variable end de almindelige.

**7. De virkelige Spændingsforhold belyst ved en Eksempelrække.**

**236.** Vi vil nu søge at danne os et Overblik over, hvorledes Spændingsforholdene i en Plade varierer, efterhaanden som Belastningen stiger, og det opnaas lettest ved at gennemregne 5 simple Pladetyper med forskelligt Jærndiagram.

Vi forudsætter da at have støbt 5 Bjælker med det i Fig. 179 viste Tværsnit, altsaa 10 cm brede, 12 cm høje og med Jærndiagrammet liggende 10 cm fra Oversiden. Den ene Bjælke er uarmeret, de andre er armerede med henholdsvis 0,1, 0,17, 1 og 5 cm<sup>2</sup> Jærn, svarende til  $\varphi = 0,1, 0,17, 1$  og 5 %. Jærnets Proportionalitetsgrænse er 2200 at, Flydegrænsen 2300 at og Brudgrænsen 4000 at. Betons Kvalitet er absolut ens i alle Bjælker, og paa Prøvedagen er dens Tærningestyrke 200 at. Vi forudsætter endvidere, at Bjælkerne brydes i det midterste Tværsnit som Følge af Normalspændingerne, og vi gaar ud fra, at Betonen knuses, naar Kantspændingen har naaet Tærningestyrken. Der er ingen Svindspændinger i Bjælkerne.

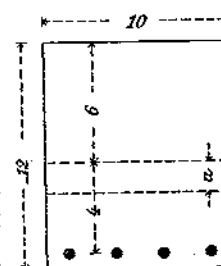


Fig. 179.

**237. Den uarmerede Bjælke.** Vi forudsætter, at denne Bjælke gaar i Stykker for Momentet 6000 kgcm. Modstandsmomentet paa Grundlag af Hooke's Lov er  $W = \frac{1}{6} \cdot 10 \cdot 12^2 = 240 \text{ cm}^3$ , og Bøjningsstyrken følgende 6000 : 240 = 25 at  $\sigma$ :  $\frac{1}{2}$  af Tærningestyrken. Forsøg har vist, at Betons Trækstyrke meget nær er lig Halvdelen af Bøjningsstyrken, samt at Brudforlængelsen gerne ligger mellem 0,1 og 0,2 mm pr. m, og vi vil derfor forudsætte, at Bjælken Underside i Brudøjeblikket havde forlænget sig 0,15 mm pr. m og samtidig havde Trækspændingen  $\frac{1}{2} \cdot 25 = 12,5 \text{ at}$ ; hertil svarer en Elasticitetskoefficient for de yderste Fibre i Brudøjeblikket af  $E_b^t = 12,5 \cdot \frac{0,15}{1000} = 83 \text{ 300 at}$ .

Lidt fra Undersiden, hvor Jærnet ligger, kan man da regne  $E_b^t = 84 \text{ 000 at}$  eller  $84 \text{ 000} : 2 \text{ 100 000} = \frac{1}{25}$  af Jærnets.

Vi vil endvidere sætte  $E_b^c = E_b^t$ , skønt den i Virkeligheden er ca.  $2\frac{1}{2}$  Gang saa stor. Vi opnaar derved at kunne beregne Bjælken Modstandsmoment ganske som for et homogent Materiale, og Fejlen vi begaar er til at overse; vi regner Tryksiden mere eftergivende end den er i Virkeligheden og finder derved en for lav Beliggenhed af den neutrale Akse; men dette er af underordnet Betydning.

**238. Bjælken med 0,1 pCt. Jærn.** Ved Bestemmelsen af denne Bjælkes Modstandsmoment regner vi altsaa  $E_b^c = E_b^t = \frac{1}{25} E_j^t$  og forudsætter samtidig, at Hooke's Lov gælder. Kaldes Afstanden mellem Tværsnittets Midtlinie og den neutrale Akse  $u$  (Fig. 179), bestemmes denne Afstand af Ligningen:  $10 \cdot 12 \cdot u = 25 \cdot 0,1 \cdot (4 - u)$ , hvoraf  $u = 0,082 \text{ cm}$ . Tværsnittets Inertimoment bliver:

$$I = \frac{1}{12} \cdot 10 \cdot 12^3 + 120 \cdot 0,082^2 + 25 \cdot 0,1 \cdot 3,918^2 = 1440 + 0,81 + 38,4 = 1479,$$

og Modstandsmomenterne med Hensyn til Bjælken Overside og Underside og m. H. t. Jærnets Plan:  $W_0 = 1479 : 6,082 = 243, \quad W_u = 1479 : 5,918 = 250, \quad W_j = 1479 : 3,918 = 378.$

Det Moment, der fremkalder Bøjningsspændingen 25 at i Bjælken Underside og bringer denne til at revne, vil følgende være  $M = 25 \cdot W_u = 25 \cdot 250 = 6250$ , og samtidig vil Betonspændingen i Oversiden være  $\sigma_b^c = 6250 : 243 = 25,7 \text{ at}$  og Jærnspeændingen:  $\sigma_j = 25 \cdot 6250 : 378 = 414 \text{ at}$ .

I det Øjeblik, Betonen revner, er den totale Trækraft (= den totale Trykkraft):  $\frac{1}{2} \cdot 25 \cdot 6,082 \cdot 10 = 760 \text{ kg}$ . Jærnet kan kun optage  $0,1 \cdot 4000 = 400 \text{ kg}$  og vil følgende springe i samme Øjeblik, som Betonen revner. Hvis man i dette Tilfælde vilde bruge de almindelige Formler (97) til (100), altsaa undlade at tage Hensyn til Betons Trækspændinger, vilde man naturligvis komme til et ganske meningsløst Resultat for Jærnspeændingens Vedkommende, nemlig for  $n = 15$ :

$$x = 0,159 h, \quad m = 0,947 h, \quad \sigma_j = 6250 : (0,1 \cdot 0,947) = 6600 \text{ at}, \quad \sigma_b = 83 \text{ at}.$$

**239. Bjælken med 0,17 pCt. Jærn.** Paa samme Maade som i forrige Tilfælde findes  $u = 0,137 \text{ cm}$  og  $I = 1506 \text{ cm}^4$ , altsaa:

$$W_0 = 1506 : 6,137 = 246, \quad W_u = 1506 : 5,863 = 257, \quad W_j = 1506 : 3,863 = 390.$$

<sup>1)</sup> med  $n = 10$ . <sup>2)</sup> B. u. E. 1902, Heft 1V, S. 37.



Bjælken vil følgende revne for  $M = 25 \cdot 257 = 6425 \text{ kgcm}$ , og samtidig vil Betonspændingen i Oversiden være  $\sigma_b^c = 6425 : 246 = 26,1 \text{ at}$  og Jærnsplændingen  $\sigma_j = 25 \cdot 6425 : 390 = 412 \text{ at}$ . Hvis man i dette Tilfælde bruger de almindelige Formler med  $n = 15$ , findes:

$$x = 0,202 h, \quad m = 0,933 h, \quad \sigma_j = 6425 : (0,17 \cdot 9,33) = 4060 \text{ at}, \quad \sigma_b = 68,2 \text{ at}.$$

Da det i § 220 er paavist, at Valget af  $n$  ingen væsentlig Indflydelse har paa den formelle Værdi af  $\sigma_j$ , kan man gaa ud fra, at den fundne Værdi meget nær er den sande, og Jærnet vil altsaa ogsaa her springe, saa snart Betonen er revnet, men der er intet nævneværdigt Overskud af Trækkraft, saaledes som i forrige Tilfælde<sup>1)</sup>.

**240. Resultaterne for de to svagt armerede Bjælker** viser, at de almindelige Formler (97) til (100) er absolut ubrugelige til at bestemme Brudspændingerne i Bjælker, hvis Armeringsprocent er lavere end 0,17, forudsat at Betonens Bøjningsstyrke er 25 at, og at de øvrige i § 237 nævnte Forudsætninger gælder; er Bøjningsstyrken mindre, vil Formlerne ogsaa kunne anvendes ved lavere Armeringsprocenter, er Bøjningsstyrken større, vil de først kunne anvendes ved højere Armeringsprocenter. Da Bøjningsstyrken godt kan gaa op til 50 at, maa man være forberedt paa, at endnu ved 0,3 % Armering og mere kan det være Betonen og ikke Jærnet, der bestemmer Brudmomentet<sup>2)</sup>.

Naar man i visse Tilfælde har fundet saa høje, formelle Jærnsplændinger, at de ikke kan forklares paa den ovenfor angivne Maade, maa Grunden være den, at Friktionen mellem Bjælken og dens Understøtninger har fremkaldt et Horisontaltryk, der aflaster Jærnet. Dette Horisontaltryk spiller utvivlsomt en væsentlig Rolle ved alle Forsøg med høje, svagt armerede Bjælker, naar Forsøgsindretningerne er primitive.

**241. Bjælken med 1 pCt. Jærn.** Paa samme Maade som i forrige Tilfælde findes  $u = 0,69 \text{ cm}$  og  $I = 1771 \text{ cm}^4$ , altsaa:

$$W_0 = 1771 : 6,69 = 265, \quad W_u = 1771 : 5,31 = 334, \quad W_j = 1771 : 3,31 = 536.$$

Bjælken vil følgende revne for  $M = 25 \cdot 334 = 8350 \text{ kgcm}$ , og samtidig vil Betonspændingen i Oversiden være  $\sigma_b^c = 8350 : 265 = 31,5 \text{ at}$  og Jærnsplændingen  $\sigma_j = 25 \cdot 8350 : 536 = 390 \text{ at}$ . Hvis vi i dette Tilfælde bruger de almindelige Formler med  $n = 15$ , findes:

$$x = 0,418 h, \quad m = 0,86 h, \quad \sigma_j = 8350 : (1 \cdot 8,6) = 971 \text{ at}, \quad \sigma_b = 46,5 \text{ at}.$$

Denne Bjælke vil altsaa ikke styrte ned i det Øjeblik, den revner; Jærnet vil optage hele Trækkraften, og den opstaaede Revne vil knap være synlig. Den fundne Jærnsplænding vil paa det nærmeste være rigtig, derimod er Værdien af  $\sigma_b$  rent formel og betinget af Valget  $n = 15$ .

Belastes mere, vil Revnen blive lidt tydeligere, efterhaanden som Jærnsplændingen stiger, og denne kan stadig findes af den almindelige Formel, indtil den naar Proportionalitetsgrænsen, 2200 at. Naar Momentet er blevet saa stort, at det giver  $\sigma_j = 2200 \text{ at}$ , begynder Jærnets Forlængelse at vikkere hurtigere end dets Spænding. Det nævnte Moment er  $8350 \cdot 2200 : 971 = 18910 \text{ kgcm}$ , og den tilhørende formelle Betonsplænding:  $\sigma_b = 46,5 \cdot 2200 : 971 = 105,2 \text{ at}$ .

Indtil nu har Jærnets Elasticitetskoefficient været konstant lig 2 100 000 at, og da vi stadig har regnet  $n = 15$ , har vi altsaa ogsaa forudsat Betonens Elasticitetskoefficient konstant og lig 140 000 at. I Virkeligheden har  $E_b^c$  været i Aftagende med voksende Spænding, og Middelværdien af  $n$  har vel snarere været 10 end 15. At  $E_j^c$  nu begynder at aftage, og dermed  $n$ , vil altsaa snarere forøge end forringe Formlernes Rigtighed, saa at man lige saa vel over som under Proportionalitetsgrænsen kan beregne den sande Jærnsplænding nogenlunde nøjagtig. Man kan derfor ogsaa beregne det Moment, for hvilket  $\sigma_j$  naar Flydegrænsen, 2800 at, nemlig  $M = 8350 \cdot 2800 : 971$  ogsaa beregne det Moment, for hvilket formelle Betonsplænding  $\sigma_b = 46,5 \cdot 2800 : 971 = 134 \text{ at}$ . Med  $n = 24070 \text{ kgcm}$  og den tilhørende formelle Betonsplænding  $\sigma_b = 46,5 \cdot 2800 : 971 = 134 \text{ at}$ . Med  $n = 10$  vilde vi have fundet:  $x = 0,358 h$ ,  $m = 0,881 h$ ,  $M = 2800 \cdot 1 \cdot 8,81 = 24650 \text{ kgcm}$  og  $\sigma_b = 2 \cdot 24650 : (10 \cdot 3,58 \cdot 8,81) = 156 \text{ at}$ . I det Øjeblik, Flydegrænsen naas, er Betonen altsaa endnu langt fra at knuses.

<sup>1)</sup> Det er nemt at regne ud, hvor stor Fejlen i  $\sigma_j$  kan være, thi  $m$  kan aldrig blive større end 10 cm, og til denne Værdi svarer  $\sigma_j = 6425 : (0,17 \cdot 10) = 3780 \text{ at}$ .

Den øvre Grænse for Bjælkens Bæreevne kan bestemmes paa følgende Maade: Jærnet kan højst optage 0,17 4000 = 680 kg, og Trykkraften i Bjælkens Overside kan derfor ikke overstige denne Værdi;  $m$  faar sin største Værdi, naar Trykdiagrammet er rektangulært, og Trykspændingen er 200 at; Trykzonens Højde bliver i dette Tilfælde:  $x = 680 : (10 \cdot 200) = 0,34 \text{ cm}$ , altsaa  $m = 10 - 0,34 : 2 = 9,83 \text{ cm}$ ; det absolut største Moment, Bjælken kan optage, er følgende  $680 \cdot 9,83 = 6690 \text{ kgcm}$  og  $\sigma_b = 6690 : (10 \cdot 9,83) = 68,2 \text{ at}$ .

<sup>2)</sup> Denne lidet udviklede Aarsag til de høje formelle Jærnsplændinger, man finder ved Bøjningsforsøg med svagt armerede Bjælker, blev i lang Tid overset (se Ing. 1903, S. 135), fordi de fleste Forsøg gøres paa Prøvemaskiner, der paatvinger Bjælken en given Nedbøjningstilvækst pr. Tidsenhed og angiver den dertil fornødne Kraft. I det Øjeblik, Betonen revner, styrter Bjælken altsaa ikke ned, som den vilde i Praxis; Belastningen bliver blot mindre som Følge af den stærke Nedbøjning, og Jærnet kan derfor holde over for det formidskede Moment og springer først efter lang Tids Flyden, hvorved man faar det Indtryk, at Jærnets Styrke er større end Betonens. Undertiden springer Jærnet slet ikke, naar Forsøget gøres paa Maskine, idet Flydningen lidt efter lidt forplanter sig hen til Bjælkens Ender, saa at Forbindelsen med Betonen ophæves, og Jærnet tilsidst glider (se f. Eks. Kleinlogel's Forsøg med Bjælkeklasse B i § 226).

Naar Jærnet begynder at flyde, begynder Revnerne at gabe, hvorved den neutrale Akse hæver sig; matematisk udtrykt:  $E_j$  aftager og  $n$  aftager. Derved bliver  $\sigma_b$  større og  $m$  større og følgende  $\sigma_j$  mindre, saa at Flydningen alter standser, indtil Belastningen forøges, hvorefter det samme vil gentage sig. Der skal dog kun en ringe Flyden til, for at  $E_j$  skal synke stærkt<sup>1)</sup>, og det var følgende at vente, at Betonen vilde knuses, kort efter at Jærnet begynder at flyde<sup>2)</sup>. Imidlertid viser de allerfleste Brudforsøg, at naar man indsætter Brudmomentet i Formlerne med  $n = 15$ , finder man ikke Flydegrænsen, men en væsentlig højere Værdi, ofte ca. 3500 at. Den foreliggende Bjælkes Brudmoment kan saaledes sættes til  $3500 \cdot 8,6 = 30100 \text{ kgcm}$ . Opgaven bliver altsaa at finde en Spændingstilstand, der for  $M = 30100$ , giver  $\sigma_b = 200 \text{ at}$  og  $\sigma_j > 2800 \text{ at}$ .

Vi vil først prøve at bestemme  $n$  under Forudsætning af, at Formlerne i øvrigt er rigtige og giver sande Værdier af baade  $\sigma_j$  og  $\sigma_b$ . Da Bruddet skyldes Betonens Knusning, maa vi i Brudøjeblikket have  $\sigma_b = 200 \text{ at}$ , og denne Værdi i Forbindelse med  $M = 30100 \text{ kgcm}$  og  $\varphi = 1\%$  bestemmer de øvrige, nemlig:

$$x = 0,34 h, \quad m = 0,887 h, \quad \sigma_j = 3400 \text{ at} \quad \text{og} \quad n = 8,76.$$

Ved denne Spænding vil Jærnet have forlænget sig ca. 4 %, saa at  $E_j = 3400 : 0,04 = 85000 \text{ at}$  og  $E_b = 85000 : 8,76 = 9700 \text{ at}$ , svarende til Forkortelsen:  $200 : 9700 = 1 : 48,5$  eller 2,06 %. Imidlertid er Betons Brudforkortelse kun  $1/10$  af denne Værdi (§ 101), og Forudsætningerne om plane Tværnit, Hooke's Lov og  $\sigma_b = 200 \text{ at}$  er følgende uforenelige i Brudøjeblikket.

Prøves Parabelformlen (§ 231) med  $\varphi = 1\%$ ,  $\sigma_b = 200 \text{ at}$  og  $M = 30100 \text{ kgcm}$ , finder man:

$$x = 0,249 h, \quad \sigma_j = 3320 \text{ at}, \quad n = 2,75,$$

altsaa  $E_b = 85000 : 2,75 = 30900 \text{ at}$ , hvilket ogsaa er en urimelig lille Værdi for  $\sigma_b = 0$ .

Vi maa da tage vor Tilflugt til den rektangulære Spændingsfordeling (§ 233), der giver:

$$x = 0,165 h, \quad m = 0,917 h, \quad \sigma_j = 30100 : (1 \cdot 9,17) = 3280 \text{ at}.$$

**242. Bjælken med 5 pCt. Jærn.** Paa samme Maade som tidligere findes:  $u = 2,04 \text{ cm}$  og  $I = 2419 \text{ cm}^4$ , altsaa:

$$W_0 = 2419 : 8,04 = 301, \quad W_u = 2419 : 3,96 = 611, \quad W_j = 2419 : 1,96 = 1233.$$

Bjælken vil følgende revne for  $M = 25 \cdot 611 = 15270 \text{ kgcm}$ , og samtidig vil Betonsplændingen i Oversiden være:

$$\sigma_b^c = 15270 : 301 = 50,7 \text{ at} \quad \text{og} \quad \sigma_j = 25 \cdot 15270 : 1233 = 309 \text{ at}.$$

Efter at Bjælken er revnet, giver de almindelige Formler:

$$\text{med } n = 10: \quad x = 0,618 h, \quad m = 0,794 h, \quad \sigma_j = 385 \text{ at}, \quad \sigma_b = 62,5 \text{ at},$$

$$\text{med } n = 15: \quad x = 0,686 h, \quad m = 0,771 h, \quad \sigma_j = 396 \text{ at}, \quad \sigma_b = 57,7 \text{ at}.$$

I dette Tilfælde vil Revnerne være saa fine paa Grund af den ringe Jærnsplænding, at de slet ikke kan ses.

Forøges Momentet til  $52900 \text{ kgcm}$ , altsaa til det ca. 3,5 dobbelte, giver Formlerne med  $n = 15$ :

$$\sigma_j = 396 \cdot 52900 : 15270 = 1371 \text{ at}, \quad \sigma_b = 57,7 \cdot 52900 : 15270 = 200 \text{ at}.$$

Skønt Formlerne, som ofte nævnt, giver upaalidelige Værdier af  $\sigma_b$ , viser Tallene dog klart, at denne Bjælkes Brudmoment udelukkende vil afhænge af Betonens Kvalitet; Jærnsplændingen vil ikke engang naar Proportionalitetsgrænsen, og  $E_j$  vil følgende holde sig konstant helt op til Brudøjeblikket.

De i § 229 omtalte Forsøg med saa stærkt armerede Bjælker viser, at naar man indsætter Brudmomentet i de almindelige Formler med  $n = 15$ , finder man en Værdi, der er ca. 25 % højere end Betonens Trykstyrke fundet ved Hjælp af 20 cm Tærningen, og den foreliggende Bjælkes Brudmoment kan saaledes sættes til  $52900 \cdot 1,25 = 66100 \text{ kgcm}$ , der giver Spændingerne  $\sigma_b = 250 \text{ at}$  og  $\sigma_j = 1715 \text{ at}$ .

Hvis vi nu, ligesom for Bjælken med 1 % Jærn, gaar ud fra, at Formlerne er rigtige i Principet, og at blot  $n$  skal indføres med en anden Værdi, saa finder vi, at til  $M = 66100 \text{ kgcm}$ ,  $\sigma_b = 200 \text{ at}$  og  $\varphi = 5\%$  svarer:  $x = 0,987 h$ ,  $m = 0,671 h$ ,  $\sigma_j = 1974 \text{ at}$  og  $n = 750$ .

Denne Værdi af  $n$ , der svarer til  $E_b^c = 2100000 : 750 = 2800 \text{ at}$ , er ganske udelukket, og Formlerne maa derfor være principielt forkerte, saafremt vor Forudsætning, at  $\sigma_b$  ikke kan overstige Tærningstyrken, er rigtig.

At Formlerne er forkerte, er sikkert nok, idet de regner  $E_b^c$  konstant, mens den stadig af-

<sup>1)</sup> Ved Trækkforsøg med blødt Staal vil man ofte finde, at Stangen, efter at den egentlige Flydning er ophørt, og Spændingen alter begynder at stige, har forlænget sig 2 % (se Byggematerialer 1911, Fig. 15), saa at Elasticitetskoefficienten er sunket til  $E_j = 2800 : 0,02 = 140000 \text{ at}$  og samme Værdi som Betonens, altsaa  $n = 1$ .

<sup>2)</sup> Sættes f. Eks.  $n = 5,45$ , findes:

$$x = 0,28 h, \quad m = 0,907 h, \quad M = 2800 \cdot 9,07 = 25400, \quad \sigma_b = 2 \cdot 25400 : (10 \cdot 2,8 \cdot 9,07) = 200 \text{ at}.$$

<sup>3)</sup> der giver  $\sigma_b = 2 \cdot 30100 : (10 \cdot 4,18 \cdot 8,6) = 167,5 \text{ at}$ .



tager og mest for de yderste Betonfibre. Man kan derfor ikke vente at finde den sande Brudspænding, medmindre man lader  $n$  vokse fra den neutrale Akse og opefter, med andre Ord regner med et Trykdiagram, der er formet efter en Parabel eller lignende Kurve. Hvis vi i Parabelformlerne (§ 231) indsætter  $M = 66\ 100$  kgem og  $\sigma_b = 200$  at, findes:

$$x = 0,657h, \quad \sigma_j = 1752 \text{ at}, \quad n = 8,3, \quad E_c^c = 253\ 000 \text{ at}.$$

## 2. Kontrolbjælker og tilladelige Spændinger.

### a. Kontrolbjælker.

243. Da Styrken af overarmerede Bjælker bestemmes af Betonens Styrke, kan man ved Hjælp af slige Bjælker sammenlignende Styrken af forskellige Betonsorter indbyrdes og saaledes kontrolere Betonens Kvalitet. Allerede ved Aar 1900 brugte Sanders denne Fremgangsmaade under Anvendelse af varierende Jærnprocenter, der imidlertid var saa smaa (1,39—2,78 %), at han næppe kan have været klar over den kritiske Jærnprocents Eksistens og Størrelse. Ideen blev videre udviklet af Emperger, der i 1903<sup>1)</sup> anbefalede en almindelig Indførelse af Bjælkeprøven i Stedet for Tærningepøven, da denne ikke direkte kunde bruges til Bestemmelse af Betonens Trykstyrke ved Bøjning. Ogsaa han var i Vilderede med H. t. den kritiske Jærnprocents Størrelse, som han angav til 1,5 %. Senere opgav han atter Tanken som upraktisk<sup>2)</sup>.

Ideen blev ført ud i Praksis ved Dansk Ingeniørforenings Jærnbeton-Normer 1909, som, paa Grundlag af ikke offentliggjorte Forsøg, foreskrev Brugen af ganske spinkle Kontrolbjælker (6 cm høje, 9 cm brede), armerede med 1,7 % Jærn.

Ved Forsøg, offentliggjorte i *Ingeniøren* 1909, S. 409, paaviste jeg, at denne Armeringsprocent kun forslog til Prøvning af Beton, hvis Tærningestyrke laa under ca. 100 at, og at Bjælkerne Brudbelastning derfor var et Maal for Jærnets Flydegrænse og ikke for Betonens Styrke<sup>3)</sup>.

244. Ved senere Forsøg<sup>4)</sup> med Beton, hvis Tærningestyrke var 236 at, fandt jeg, at den kritiske Jærnprocent laa ved ca. 4, og at Bjælker, der belastedes med en Enkeltkraft paa Midten gav en 16 % større Værdi af  $\sigma_b$  end Bjælker med to Enkeltkræfter i Trediedelspunkterne<sup>5)</sup>.

I Fig. 180 viser  $\sigma_b$ -Kurven den formelle Værdi af  $\sigma_b$  ( $n = 15$ ) for de med en Enkeltkraft paa Midten belastede Bjælker,  $\sigma'_b$ -Kurven den samme Værdi

<sup>1)</sup> B. u. E. 1903, S. 26. <sup>2)</sup> B. u. E. 1907, S. 210, 1908, S. 365.  
<sup>3)</sup> Da Forsøgene senere kom frem i B. u. E. (1910, S. 149), blev Interessen for Kontrolbjælkerne vakt i Tyskland og Østrig. Jeg fik kort efter Besøg af Emperger, der paa Christiansborg Byggeplads fik Lejlighed til at se den udstrakte Brug, der der var gjort af Bjælkerne (se B. u. E. 1910, S. 315), hvilket forøgede hans Interesse for Sagen saa meget, at han efter sin Hjemkomst udsendte (i November 1910) *seine Beschreibung der neuen Methode zur Herstellung von Kontrollbalken* og tilbød Leveringen af Forme, Probebukke m. m. til en nærmere angivet Pris. De Bjælker, han paa denne Maade reklamerede for, var 7 cm brede, 10 cm høje og armerede med enten 1 eller 2 Rj. 12 mm; de har senere vist sig lidet heldige (se Professor Ostenfelds Forsøg i Ing. 1911, S. 318 og mine i Ing. 1914, S. 273 og 288). Denne Fremgangsmaade i Forbindelse med Empergers Utilbøjelighed til at anerkende Betydningen af det i Danmark gjorte Arbejde i Sagen førte ham ind i en skarp Strid med Professor Saliger i Wien (se *Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines* 1910, S. 736), en Strid som endte med Nedsættelsen af en faglig Ret, hvis Kendelse findes i nævnte Tidsskrift 1911, S. 207.

<sup>4)</sup> Ing. 1911, S. 209.  
<sup>5)</sup> Dette skyldes vel bl. a., at den paa Midten virkende Enkeltkraft holder sammen paa den Beton, der er mest udsat for at knuses. Formentlig vokser Forskellen med Længden af den Strækning, paa hvilken Momentet er konstant, samt med Nedbøjningens Størrelse (Ing. 1912, S. 508). Det er ikke udelukket, at en Del af de 16 % skyldes Forsøgsvarighedens Indflydelse; da Belastningen forøgetes med Lodder, og da den var større for de dobbeltbelastede Bjælker end for de enkeltbelastede, har Belastningens Anbringelse sandsynligvis taget længere Tid i første Tilfælde end i sidste.

for de med to Enkeltkræfter belastede Bjælker, mens den midterste Kurve angiver Middelværdien af  $\sigma_b$  for samtlige Bjælker uden Hensyn til Belastningsmaaden.

Man ser, at  $\sigma_b$  vokser stærkt med  $\varphi$ , indtil denne har naaet ca. 4 pCt., holder sig konstant mellem  $\varphi = \text{ca. } 4$  pCt. og  $\varphi = \text{ca. } 18$  pCt. og derpaa atter stiger. Den sidste Stigning skyldes, at den neutrale Akse i de to stærkest armerede Bjælkerækker ligger nede i Jærnet, saa at der opstaar store Trykspændinger i dettes øverste Del.

Ses der bort fra denne sekundære Virkning af Jærnet, viser Forsøget, at Brudværdien af  $\sigma_b$  er ens for alle overarmerede Bjælker uden Hensyn til Jærnprocentens Størrelse.  $\sigma_b$  er her bestemt af de almindelige Formler, men regnes med parabolisk Trykdiagram, bliver Resultatet det samme<sup>1)</sup>.

En nøjagtig Fiksering af Kontrolbjælkerne Jærnprocent er følgelig ikke nødvendig, den maa blot ikke være for lille; ved at vælge en stor Værdi sikrer man sig mod, at en tilfældig lav Flydegrænse hos Jærnet faar Indflydelse paa Bjælkerne Bæreevne, og man gør det muligt at prøve stærkere Betonsorter end den ved disse Forsøg brugte.

245. Den punkterede Linie i Fig. 180 angiver Middelværdien af  $\frac{1}{10} \sigma_j$  for samtlige Bjælkerækker. Kurverne for  $\sigma'_j$  og  $\sigma''_j$  er ikke tegnede, da de forholder sig til Kurven for  $\sigma_j$ , ganske som de tilsvarende Betonkurver forholder sig til hinanden; dette er en nødvendig Følge af de benyttede Formler, idet Forholdet  $\gamma = \sigma_j : \sigma_b$  kun afhænger af  $n$  og  $\varphi$ .

246. Bjælkeforsøgene staar i Nøjagtighed noget tillige for Tærningeforsøgene, idet Enkeltværdiernes Afvigelse fra Middeltallet er noget større, men ikke meget<sup>2)</sup>.

247. Senere Forsøg af Bach og Graf<sup>3)</sup> har vist, at Bjælkerne Styrke efter 28 Døgn bliver større ved tør end ved vaad Hærdning, navnlig naar Betonen er stærk. For Tærningerne gælder det samme, men i mindre Grad, da de ikke tørrer saa hurtigt som de spinklere Bjælker, derfor bliver  $\sigma_b$  :  $S^c$  større ved tør end ved vaad Hærdning, navnlig naar Betonen er stærk. Forholdet er ens for stærk og svag Beton, hvoraf følger, at Bjælkerne lige saa godt kan bruges til Kontrol af Søjlebeton som til Kontrol af Bjælkebeton.

248. De nye danske Kontrolbjælker er 2 m lange, 9 cm brede, 6,5 cm høje og armerede med 2 Rj. 12 mm med Kroge i Enderne; under Jærnene

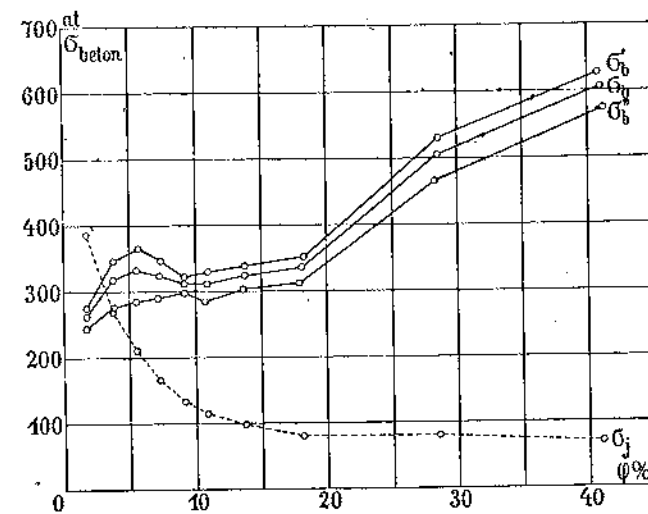


Fig. 180.

<sup>1)</sup> Af Formel (148,1) findes nemlig for  $\varphi = 4$  og 18 %  $\sigma_b : \sigma'_b = 1,29$  og 1,27.

<sup>2)</sup> Ing. 1912, S. 509.

skal der være 0,9<sup>cm</sup> Mørtel, saa Nyttenhøjden bliver 5<sup>cm</sup> og Jærnprocenten  $\varphi = \frac{2,26}{5 \cdot 9} \cdot 100 = 5,02\%$ . Hertil svarer  $x = 0,687 \cdot 5 = 3,43$  og  $\gamma = \frac{\sigma_j}{\sigma_b} = \frac{50 \cdot 0,687}{5,02} = 6,84$ . Til  $\sigma_b = 300$ <sup>at</sup> svarer altsaa  $\sigma_j = 2050$ <sup>at</sup>. Bjælkerne fremstilles paa samme Maade som Betonen i Bygværket og opbevares indtil Prøvningen i et uopvarmet Skur eller paa et lignende mod Sol, Vind og Regn beskyttet Sted. Bjælkerne prøves i en Alder af 28 Døgn, dog med Tillæg af det Antal Døgn, i hvilke Temperaturen paa Opbevaringsstedet har været nede under + 4° C. Ved Prøvningen skal Spændvidden være 180 cm, og Lasten bestaa af to lige store Enkeltkræfter i Trediedelspunkterne.

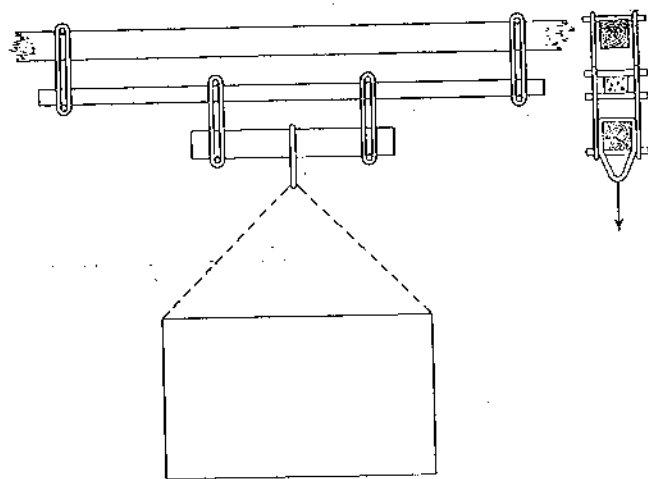


Fig. 182.

Den bedste Forsøgsordning er den paa Fig. 182 viste, hvor Bjælken er ophængt i Jærnbøjler under en Træ- eller Jærnbom, og Lasten er ophængt i en sekundær Bjælke, der paa samme Maade bæres af Betonbjælken. Derved udelukkes alt Horizontaltryk. Belastningsmateriale er gerne Grus, der skovles i Kassen af en enkelt Mand. Efter Brud vejes Kassen med Indhold.

For Forsøget maales Midter-Tværsnittets Højde og dets Bredder *b* foroven, og efter at Bruddet er indtraadt, maales Tykkelsen af Betonlaget under Jærnet, hvorved altsaa Afstanden *h* fra Jærn-Midten til Bjælkens Overkant er bekendt. Af Brudmomentet beregnes Trykspændingen  $\sigma_b$  i Betonen, og denne Størrelse skal da mindst have den ved Konstruktionens Dimensionering forudsatte Værdi (§ 94). For flere samtidigt støbte Bjælker skal Middeltallet af de fundne  $\sigma_b$  være bestemende, og man bør altid støbe mindst to Bjælker samtidigt. Det samlede Antal Bjælker kan passende fastsættes efter Byggesummen, saaledes at man støber mindst 2 Bjælker for hver 10 000 Kr. eller paabegyndte 10 000 Kr., dog mindst 4 Bjælker.

Til Lettelse ved Beregningen af  $\sigma_b$  meddeles herstaaende Tabel over Værdierne af  $\alpha$  i Udtrykket:  $\sigma_b = \alpha \cdot P + 10$ <sup>at</sup>, hvor *P* er Halvdelen af den paaførte Last,  $\alpha$ : een af Enkeltkræfterne, mens de 10<sup>at</sup> er Egenvægts-spændingen, der nøjagtigt nok kan regnes konstant. Er Bjælkerne nøjagtigt udførte, bliver  $\sigma_b$  altsaa meget nær lig Halvdelen af den paaførte Last. Bjælkernes Nedbøjning umiddelbart for Brud ligger ofte mellem 16 og 20 mm.

**b. Tilladelige Spændinger.**

249. Af det foregaaende fremgaar, at en Jærnbetonplades Brudmoment i Hovedsagen bestemmes af

- Betonens Bøjningsstyrke ved meget smaa Jærnprocenter
- Jærnets Flydegrænse » normale »
- Betonens Trykstyrke » store »

Dette er grafisk fremstillet i Fig. 183, som er en Gentaagelse af det til  $S^c = 200$  og  $\sigma_j = 3300$ <sup>at</sup> svarende Kurvetræk paa Fig. 178, blot med Tilføjelse af det næsten vandrette Kurvestykke forneden. Jo større Bøjningsstyrken er, des længere er dette Stykke af Kurven; jo højere Flydegrænsen ligger, des stejlere er det paafølgende Stykke; jo større Trykstyrken er, des højere ligger det sidste Kurvestykke.

Hvis vi af Brudmomenterne i Fig. 183 beregner **Brudspændingerne**  $\sigma_b$  og  $\sigma_j$  ved Hjælp af de almindelige Formler med  $n = 15$ , finder vi Værdier, der er grafisk fremstillede ved Kurverne paa Fig. 184, hvor dog Ordinaterne til  $\sigma_j$ -Kurven skal multipliceres med 10. For de ganske smaa Jærnprocenter, hvor Betonens Bøjningsstyrke bestemmer Bæreevnen, er Kurverne ikke tegnede.

250. De tilladelige Spændinger maa nu fastsættes saaledes, at der bliver fornøden Sikkerhed mod Brud, saavel naar Bruddet skyldes Betonen, som naar det skyldes Jærnet.

Betonens Trykstyrke ved Bøjning kan bestemmes ved Forsøg med stærkt armerede Prøvehjælper, idet Brudspændingen beregnes af de almindelige Formler, og den tilladelige Spænding kan da sættes til  $\frac{1}{3}$  af denne Værdi. Knusning af Betonen er dermed udelukket, og Bruddet kan da kun ske som Følge af Jærnets Flyden. Da Jærnet er et mindre variabelt Materiale end Betonen, kan vi for Jærnspejndingens Vedkommende nøjes med en Sikkerhedskoefficient af 3—3,5, og da Bruddet sker ved en Jærnspejnding af ca. 3500<sup>at</sup>, kan den tilladelige Spænding sættes til  $\sigma_j = 1000-1200$ <sup>at</sup>).

Hvorledes en Plades Bæreevne varierer med de tilladte Spændinger er vist paa Fig. 185.

Da Betonens Svind under Hårdningen hæmmes af Jærnet, vil dette faa Tryk- og Betonen Trækspændinger. Er der saaledes i Pladens Overside paa Forhaand en Trækspænding  $\sigma_b^t$ , mens den af Belastningen fremkaldte Trykspænding er  $\sigma_b^c$ , saa vil Bruddet først indtræde, naar  $\sigma_b^c - \sigma_b^t$  har naaet Betonens Brudstyrke (Bjælkestyrke) og da  $\sigma_b^t$  aftager med Jærnprocenten, vil den Værdi af  $\sigma_b^c$ , der fremkalder Brud, ligeledes aftage med Jærnprocenten. Man kunde derfor befrygte, at de stærkt armerede Kontrolbjælker leverede Værdier, der var for høje til at bruges i svagt armerede Plader, men af Fig. 180 fremgaar, at den formelle Værdi af  $\sigma_b^c$  ikke paavirkes af, om Jærnprocenten varierer fra 4 til 18%, hvilket dels kan skyldes, at  $\sigma_b^t$  er forholdsvis lille (aldrig større end Betonens Trækstyrke), og dels, at Formlernes Mangler muligvis neutraliserer Virkningen af  $\sigma_b^t$ .

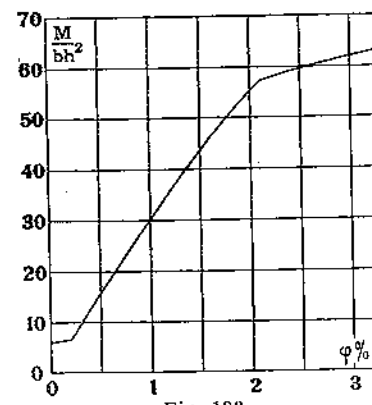


Fig. 183.

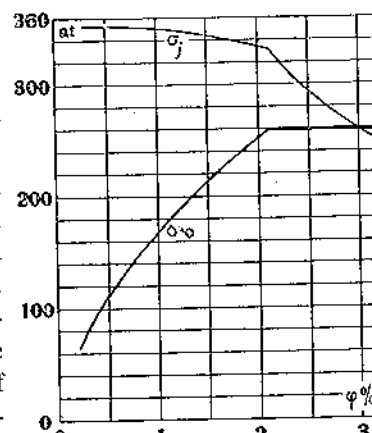


Fig. 184.

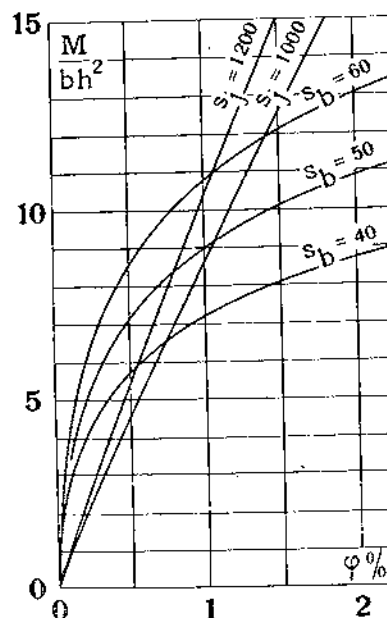


Fig. 185.

Ved smaa Jærnprocenter bestemmes Bæreevnen af  $s_j$ -Kurven og vokser om trent proportionalt med  $\varphi$ , indtil denne har naaet den til de tilladte Spændinger svarende Værdi. For større Værdier af  $\varphi$  er  $s_b$ -Kurven bestemmende for Bæreevnen, og denne vokser nu kun langsomt med  $\varphi$ .

251. Brugen af en større Sikkerhedskoefficient for Betonen end for Jærnet fører til Konstruktioner, hvis Jærnprocent er langt lavere end den kritiske, ved hvilken Jærnets Flyden og Betonens Knusning indtræder samtidig. Dette er i sin Orden, thi det medfører Konstruktioner med seigt Brud, mens over-armede Konstruktioner brydes pludseligt uden Varsel. Men der er dog Grund til at fremhæve, at den kritiske Jærnprocent for en fejlfrit fremstillet Beton er 3-4 Gauge saa stor som den Jærnprocent, de tilladelige Spændinger fører til, og at derfor en Fordobling af det Jærndnlæg, de tilladelige Spændinger fører til, paa ingen Maade giver en irrationel Konstruktion, men tværtimod en Konstruktion med fordoblet Bæreevne.

252. Der kunde være Tale om at lade  $s_j$  aftage med voksende  $\varphi$  og tiltage med voksende Betonstyrke i Overensstemmelse med Fig. 184 og 178, men Spørgsmaalet har ringe praktisk Betydning. Lad os nemlig sætte, at vi for en Beton, hvis Bjælkestyrke er 200 at, altsaa  $s_b = 40$ , anser  $s_j = 1000$  for passende ( $\varphi = 0,75 \%$ ), og at vi for en Beton, hvis Bjælkestyrke er 300 at, altsaa  $s_b = 60$ , ogsaa sætter  $s_j = 1000$  ( $\varphi = 1,42$ ), saa er den begaaede Fejl kun ringe, thi  $s_j$  skulde sættes op paa Grund af den bedre Beton, men samtidig sættes ned paa Grund af det større  $\varphi$ .

Det er derfor umotiveret, naar de schweiziske Normer (1909) indfører variable, tilladelige Spændinger baade for Beton og Jærn og ved Fastsættelsen af disse alene tager Hensyn til  $k$ 's Variation med  $\varphi$  (§ 228), mens  $k$ 's Afhængighed af Betonkvaliteten lades ganske ude af Betragtning. Normerne fastsætter nemlig ( $n = 20$ ):

$$s_b = 40 + 0,05 (1200 \div \sigma_j), \quad \text{altsaa: } \begin{cases} \varphi = 0,667 & 1,25 & 2,25 & 4,09 \text{ \%} \\ s_b = 40 & 50 & 60 & 70 \text{ at} \\ s_j = 1200 & 1000 & 800 & 600 \text{ at} \end{cases}$$

Da disse Betonspændinger maa bruges i Forbindelse med en plastisk tilberedt Beton, hvis Tærningstyrke efter 28 Døgn er 150 at, er de meget store; den kritiske Jærnprocent for en saadan Beton ligger utvivlsomt langt under 4, og en Plade med 4,09 % Jærn burde derfor have en Sikkerhedsgrad af 5, altsaa Brudspændingerne  $5 \cdot 70 = 350$  at og  $5 \cdot 600 = 3000$  at, men saa høj kommer man absolut ikke op med en Beton, hvis Tærningstyrke kun er 150 at; en Plade, de var dimensioneret paa Grundlag af Spændingerne 70 og 1200 (svarende til  $\varphi = 1,57$  for  $n = 20$ ) vilde være paalideligere; ganske vist er Sikkerhedsgraden vel kuap 3, men til Gengæld er den næsten uafhængig af Betonens Kvalitet<sup>1)</sup>.

### 3. Momentbestemmelse for almindelige Plader og Bjælker.

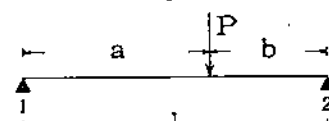
#### a. Momentbestemmelse efter Elasticitetsteorien.

##### α. Bjælker (Plader) over en enkelt Aabning.

253. For Bjælker (Plader) over en enkelt Aabning gengives nedenfor de ved forskellige Understøtnings- og Belastningstilfælde forekommende Momenter og Reaktionen.  $R_1$  og  $R_2$  er Reaktionen ved venstre og højre Leje. Ved Formlernes Benyttelse regnes Reaktionenes Angrebspunkter at ligge midt i de virkelige Lejeflader eller midt i de nødvendige Lejeflader eller i Afstanden  $l:40$  fra Lejets Forside; for Plader kan man under normale Forhold regne med Lysvidden som Spændvidde.  $M_x$  er Momentet i Afstanden  $x$  fra venstre Leje.

Er en Bjælkes Belastning meget sammensat, bestemmes det Punkt, i hvilket det største Moment optræder, lettest som det Punkt, i hvilket Transversalkraften er Nul.

##### 254. Simpelt understøttede Bjælker.



$$R_1 = P \cdot \frac{b}{l}, \quad R_2 = P \cdot \frac{a}{l},$$

$$M_x = \frac{Pbx}{l} \text{ for } x < a, \quad M_x = \frac{Pa(l-x)}{l} \text{ for } x > a.$$

Største Moment optræder under  $P$  og er  $M_{maks} = \frac{Pab}{l}$ . (155)

Er  $a > b$ , bliver Momentet midt i Bjælken  $\frac{1}{2} Pb$ .

<sup>1)</sup> Det maa tilmed erindres, at det Moment, der giver Spændingerne 70 og 600 for  $n = 20$ , giver 75 og 600 for  $n = 15$  (Fig. 166 i § 220). For T-Bjælker er de tilladelige Spændinger konstant lig 1200 og 40. Principet ovenfor er ogsaa benyttet i de schweiziske Statsbauers Regler af 1915.

$$R_1 = R_2 = \frac{Pl}{2}, \quad M_x = \frac{Pl}{2} \cdot \frac{x(l-x)}{l}, \quad (156)$$

$$M_{maks} = \frac{1}{8} Pl^2 \quad \text{for } x = \frac{l}{2}.$$

Af (156) sammenholdt med (155) ses, at Momentet i et vilkaarligt Punkt er lige saa stort, som det vilde have været, hvis den halve Last havde virket som Enkeltkraft i Punktet.

En Bjælke, der er belastet som Fig. 188 viser, vil altsaa i Enkeltkraftens Angrebspunkt være paavirket af Momentet:  $(P + \frac{1}{2}Pl) \cdot \frac{ab}{l}$ , mens Momentet midt i Bjælken bliver  $\frac{1}{8} Pl^2 + \frac{1}{2} Pb$ , der, naar  $Pb$  er lille, nøjagtigt nok kan betragtes som Maksimalmomentet.

$$R_1 = \frac{1}{3} P, \quad R_2 = \frac{2}{3} P, \quad M_x = \frac{P}{3} x \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right),$$

$$M_{maks} = 0,128 Pl \quad \text{for } x = 0,577 l.$$

$$R_1 = R_2 = \frac{P}{2}, \quad M_x = Px \left(\frac{1}{2} - \frac{2}{3} \cdot \frac{x^2}{l^2}\right),$$

$$M_{maks} = \frac{1}{6} Pl \quad \text{for } x = \frac{1}{2} l.$$

$$R_1 = R_2 = \frac{P}{2}, \quad M_x = Px \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} + \frac{2}{3} \cdot \frac{x^2}{l^2}\right),$$

$$M_{maks} = \frac{1}{12} Pl \quad \text{for } x = \frac{1}{2} l.$$

$$R_1 = P \cdot \frac{b}{l}, \quad R_2 = P \cdot \frac{a}{l},$$

$$M_{maks} = P \cdot \frac{ab}{l} \cdot \left(l - \frac{c}{2}\right) \quad \text{for } x = a - c \cdot \frac{2a-l}{2l}.$$

Tænker man sig Lasten haaret af en sekundær Bjælke (Fig. 193), bliver Reaktionen og Momenterne udenfor  $c$  de samme som tidligere, mens Momenterne paa Strækningen  $c$  faas ved Addition af Momenterne i den primære og den sekundære Bjælke. Momentet midt i  $c$  bliver altsaa  $M = \frac{1}{2} (R_1 \cdot c_1 + R_2 \cdot c_2) + \frac{1}{8} P \cdot c$ , der ofte nøjagtigt nok kan betragtes som Maksimalmomentet.

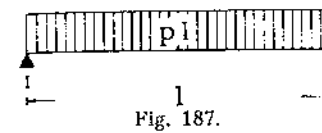


Fig. 187.

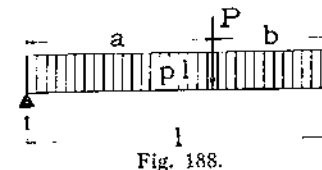


Fig. 188.

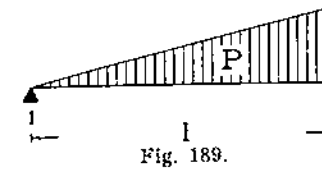


Fig. 189.

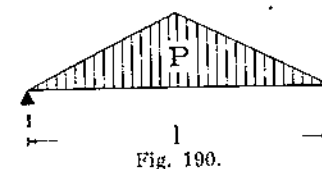


Fig. 190.

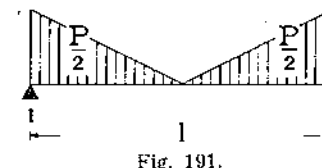


Fig. 191.

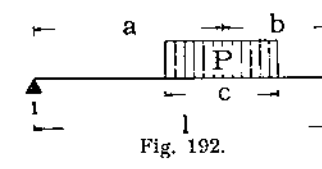


Fig. 192.

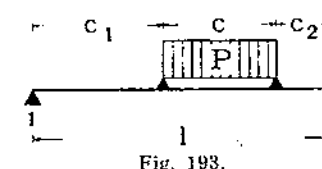


Fig. 193.

255. Indspændte Bjælker. For saa vidt Lejetryk og positive Momenter ikke er opgivne, findes de som beskrevet i § 257.

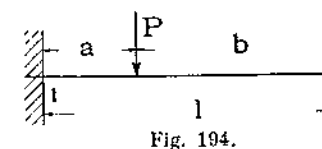


Fig. 194.

$$M_1 = -\frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2}, \quad M_2 = -\frac{P \cdot a^2 \cdot b}{l^2}$$

For  $a = b$ :  $M_1 = M_2 = -\frac{1}{8} P \cdot l$

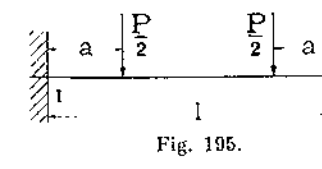


Fig. 195.

$$M_1 = M_2 = -\frac{1}{2} P \cdot \frac{a \cdot (l-a)}{l}$$



Fig. 196.

Momentnulpunktet ligger 0,2113l fra Enden. Ved delvis Belastning ligger det mellem 0 og l/3; en vægtløs Bjælke med delvis Belastning vil altsaa kunne blive paavirket af positive Momenter i hele sin Længde, mens de negative Momenter aldrig naar længere end til l/3.

$$R_1 = R_2 = \frac{P}{2}, \quad M_x = -\frac{P \cdot l}{2} \cdot \left( \frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right),$$

$$M_{maks} = M_1 = M_2 = -\frac{1}{12} P \cdot l, \quad \text{Midtermomentet } M = \frac{1}{24} P \cdot l.$$

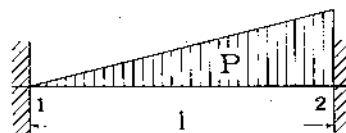


Fig. 197.

$$R_1 = \frac{3}{10} P, \quad R_2 = \frac{7}{10} P, \quad M_x = -\frac{P \cdot l}{30} \cdot \left( 2 - 9 \frac{x}{l} + 10 \frac{x^2}{l^2} \right),$$

$$M_1 = -\frac{1}{15} P \cdot l, \quad M_2 = -\frac{1}{10} P \cdot l = M_{maks}.$$

Største positive Moment:  $\frac{1}{23,2} P \cdot l$  i  $x = 0,548 l$ .

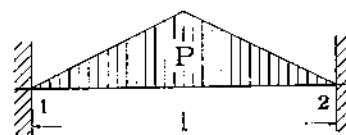


Fig. 198.

$$R_1 = R_2 = \frac{1}{2} P, \quad M_x = -P \cdot l \cdot \left( \frac{5}{48} - \frac{x}{2l} + \frac{2}{3} \frac{x^2}{l^2} \right),$$

$$M_{maks} = M_1 = M_2 = -\frac{5}{48} P \cdot l, \quad \text{Positivt } M_{maks} = \frac{1}{16} P \cdot l \text{ i } x = \frac{l}{2}.$$

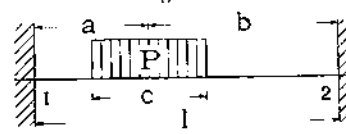


Fig. 199.

$$M_1 = -\frac{P}{l^2} \left[ a \cdot b^2 + \frac{c^2}{4} \cdot \left( \frac{l}{3} - b \right) \right],$$

$$M_2 = -\frac{P}{l^2} \left[ a^2 \cdot b + \frac{c^2}{4} \cdot \left( \frac{l}{3} - a \right) \right].$$

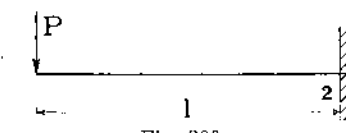


Fig. 200.

$$R_2 = P, \quad M_x = -P \cdot x, \quad M_{maks} = M_2 = -P \cdot l.$$

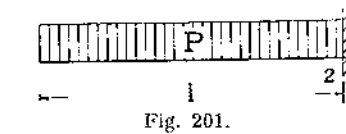


Fig. 201.

$$R_2 = P, \quad M_x = -\frac{P}{2} \frac{x^2}{l}, \quad M_{maks} = M_2 = -\frac{1}{2} P \cdot l.$$



Fig. 202.

$$R_2 = P, \quad M_x = -\frac{P}{3} \frac{x^2}{l^2}, \quad M_{maks} = M_2 = -\frac{1}{3} P \cdot l.$$

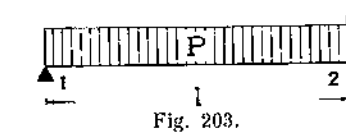


Fig. 203.

$$R_1 = \frac{3}{8} P, \quad R_2 = \frac{5}{8} P, \quad M_x = \frac{P \cdot x}{2} \cdot \left( \frac{3}{4} - \frac{x}{l} \right),$$

$$M_{maks} = M_1 = -\frac{1}{8} P \cdot l, \quad \text{Positivt } M_{maks} = \frac{9}{128} P \cdot l \text{ i } x = \frac{3}{8} l.$$

Momentnulpunktet ligger l/4 fra 2. Ved delvis Belastning ligger det mellem 0 og l/3; en vægtløs Bjælke med delvis Belastning vil altsaa kunne blive paavirket af positive Momenter i hele sin Længde, mens de negative Momenter aldrig naar længere end til l/3.

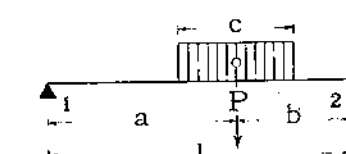


Fig. 204.

$$M_2 = -\frac{P}{2} \frac{a}{l^2} \cdot \left( l^2 - a^2 - \frac{1}{4} c^2 \right),$$

For  $c = 0$ :  $M_2 = -\frac{P}{2} \frac{a}{l^2} \cdot (l^2 - a^2).$

### 3. Bjælker (Plader) med Mellemunderstøtninger. Almindelig Teori.

256. Har Bjælken (Pladen) Mellemunderstøtninger (Fig. 154—55), vil der opstaa negative Momenter over disse. Hviler den paa friktionsløse Ruller, som kun kan give lodrette Reaktionen og ikke hindrer en Vinkeldrejning, og hvis Højdebeliggenhed er uforanderlig, kan Momenterne beregnes efter den almindelige Teori for kontinuerlige Bjælker, hvis Hovedresultater gengives i det følgende. Drejer det sig om Plader hvilende paa Bjælker, vil disses eventuelle Nedbøjning i al Almindelighed bevirke, at Pladens positive Momenter forøges og de negative formindskes. Ved Formlernes Benyttelse regnes Reaktionenernes Angrebepunkter at ligge midt i de virkelige Lejeflader, for Endtejerens Vedkommende eventuelt midt i den nødvendige Lejeflade.



Fig. 205.

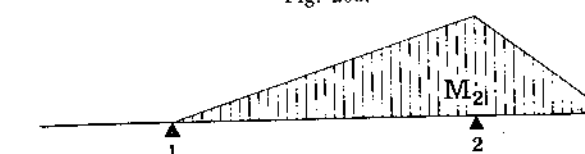


Fig. 206.

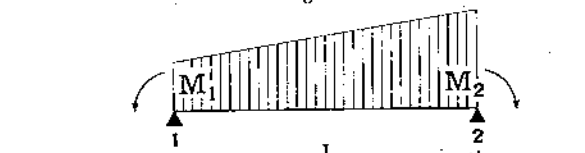


Fig. 207.

$$R_1 = \frac{M_2 - M_1}{l} \quad \text{og} \quad R_2 = \frac{M_1 - M_2}{l} \quad (157) \quad (158)$$

257. Er Bjælken desuden direkte belastet, kan Momenterne og Reaktionenerne fra denne Last bestemmes uden Hensyn til de negative Momenter, og ved Kombination af de to Belastningstilstande findes de resulterende Paavirkninger. Er Bjælken f. Eks. belastet med  $q$  kg pr. lb cm, vil Momenterne variere efter en Parabel med Maksimumsordinat  $\frac{1}{8} q l^2$  (Fig. 208); naar vi fra disse Momenter trækker Momenterne i Fig. 207, faar vi de resterende Momenter, som i Fig. 209 maales fra den skraa Linie til Parabelen og altsaa er positive i Bjælkens midterste Del og negative ved Lejerne. For Tydeligheds Skyld er i Fig. 210 de resulterende Momenter afsat ud fra en vandret Linie. De resulterende Reaktionen bliver:

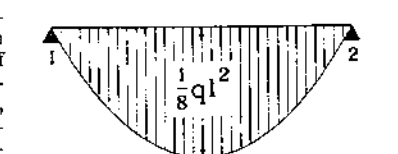


Fig. 208.

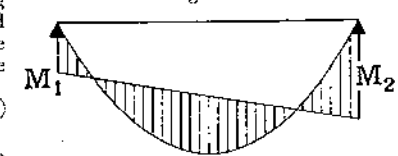


Fig. 209.



Fig. 210.

$$R_1 = \frac{1}{2} q \cdot l - \frac{M_1 - M_2}{l} \quad (159)$$

$$R_2 = \frac{1}{2} q \cdot l + \frac{M_1 - M_2}{l} \quad (160)$$

Et Punkt i Afstanden  $x$  fra 1 faar Momentet:

$$M_x = \frac{1}{2} q \cdot l (l - x) + \frac{M_1}{l} \cdot (l - x) + \frac{M_2}{l} \cdot x \quad (161)$$

Største positive Moment optraeder i Afstanden:

$$\frac{R_1}{q} = \frac{1}{2} l - \frac{M_1 - M_2}{q \cdot l} \text{ fra 1 og har Værdien:}$$

$$M_{1-2} = \frac{R_1^2}{2q} = \frac{1}{8} q \cdot l^2 + \frac{1}{2} (M_1 + M_2) + \frac{1}{2} \frac{(M_1 - M_2)^2}{q \cdot l^2} \quad (162)$$

258. En Bjælke (Plade), der indgaar som Led i en kontinuerlig Bjælkerække, kan altsaa beregnes uden Hensyn til, hvor i Rækken den befinder sig og uden Hensyn til de øvrige Bjælkens Belastning, naar blot man kender Lejemomenterne. Disse bestemmes ved Clapeyrons Ligninger<sup>1)</sup>, af hvilke der kan opskrives een for hver Mellemunderstøtning. Under Forudsætning af konstant Tværsnit bliver Ligningerne for 1, 2, og 3. Mellemunderstøtning henholdsvis (Fig. 211):

$$\begin{aligned} 0 & \quad 1 & \quad 2 & \quad 3 & \quad 4 & \quad \dots \\ l_1 & \quad l_2 & \quad l_3 & \quad l_4 & \quad \dots \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -M_0 \cdot l_1 - 2M_1 \cdot (l_1 + l_2) - M_2 \cdot l_2 & = \alpha_1 \\ -M_1 \cdot l_2 - 2M_2 \cdot (l_2 + l_3) - M_3 \cdot l_3 & = \alpha_2 \\ -M_2 \cdot l_3 - 2M_3 \cdot (l_3 + l_4) - M_4 \cdot l_4 & = \alpha_3 \text{ o. s. v.,} \end{aligned} \quad (163)$$

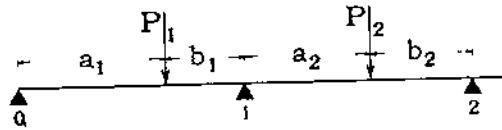
Fig. 211.

<sup>1)</sup> Se A. Ostfeldt: Teknisk Elasticitetsteori 1916, S. 213.

hvor  $\alpha$  er en kendt Funktion af Belastningen. Har Bjælken kun to Fag, og er den simpelt understøttet ved Enderne, er  $M_0 = M_2 = 0$ , og (163) kan altsaa bruges til at finde  $M_1$ .  
 Er Belastningen jævnt fordelt i hvert Fag for sig og lig  $P_1, P_2$  o. s. v., bliver

$$\alpha_1 = \frac{1}{4} P_1 \cdot l_1^3 + \frac{1}{4} P_2 \cdot l_2^3, \quad \alpha_2 = \frac{1}{4} P_2 \cdot l_2^3 + \frac{1}{4} P_1 \cdot l_1^3 \quad \text{o. s. v.} \quad (164)$$

Er der en Enkeltkraft i hvert Fag (Fig. 212), faas:



$$\alpha_1 = P_1 \cdot a_1 \cdot b_1 \cdot \frac{l_1 + a_1}{l_1} + P_2 \cdot a_2 \cdot b_2 \cdot \frac{l_2 + a_2}{l_2} \quad (165)$$

og tilsvarende for  $\alpha_2$  o. s. v.

Fig. 212.

Er der flere Enkeltkræfter i hvert Fag og desuden en jævnt fordelt Last, faas:

$$\alpha_1 = \frac{1}{4} P_1 \cdot l_1^3 + \frac{1}{4} P_2 \cdot l_2^3 + \Sigma P_i \cdot a_i \cdot b_i \cdot \frac{l_i + a_i}{l_i} + \Sigma P_j \cdot a_j \cdot b_j \cdot \frac{l_j + a_j}{l_j}, \quad (166)$$

og tilsvarende for  $\alpha_2$  o. s. v.

Ved Hjælp af disse Ligninger, kan man altid finde Lejemomenterne og derefter de øvrige Størrelser, som har Betydning. For konstant Fagvidde og nogle hyppigt forekommende Belastningstilfælde findes Resultaterne i det følgende, hvor  $M_{0-1}$ ,  $M_{1-2}$  o. s. v. betegner de største positive Momenter i Fagene.

**259. Transversalkræfterne** beregnes let, naar først man kender Reaktionen. I Bjælken Fig. 216 er f. Eks. Transversalkraften umiddelbart tilvenstre for 1:  $q \cdot l - R_0$  og umiddelbart tilhøjre for 1:  $q \cdot l - R_0 - R_1$ .

**260.** Er der bevægelige Enkeltkræfter paa Bjælken, bestemmes Momenter og Transversalkræfter nemmest ved **Influenslinier**. Ved disses Optegning yder *Griots Tabeller*<sup>1)</sup> en admærket Støtte. Fig. 213 viser Influenslinien for Momentet over Mellemunderstøtningen for en Bjælke over 2 Fag. F. Eks. vil en Enkeltkraft,  $P$ , midt i Faget give  $M_1 = -0,0938 \cdot P \cdot l$ . Fig. 216,1 viser samme Influenslinie for en Bjælke over 3 Fag.

Bjælker over 2-4 Fag med konstant Tværsnit og Faglængde og Lasten jævnt fordelt indenfor hvert enkelt Fag.

**261. Bjælker over 2 Fag.** Formler for pletvis Last findes i § 273.

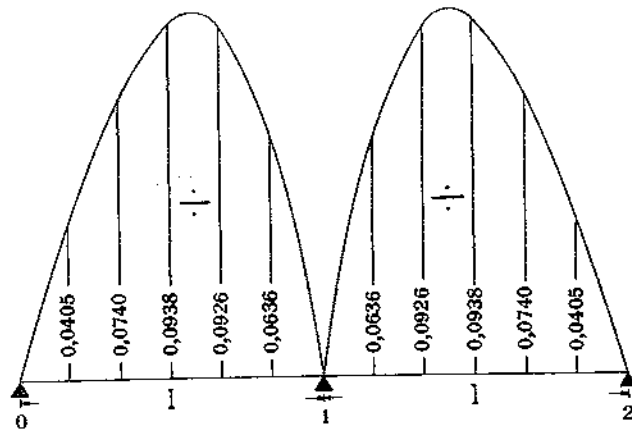
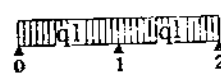


Fig. 213. Influenslinie for  $M_1$ .



$$R_0 = R_2 = \frac{3}{8} q \cdot l, \quad R_1 = 1,25 \cdot q \cdot l (\text{Maks.}), \quad M_1 = -\frac{1}{8} q \cdot l^2 (\text{Maks.}).$$

Fig. 215.

Momentnulpunkterne ligger i Afstanden  $l - \frac{2R_0}{q} = \frac{1}{4} l$  fra 1. Største positive Moment optræder

i Afstanden  $\frac{R_0}{q} = \frac{3}{8} l$  fra den frie Ende og er  $M_{0-1} = M_{1-2} = \frac{9}{128} q \cdot l^2$ . I Afstanden  $x (< \frac{3}{4} l)$  fra 0 er  $M_x = \frac{1}{8} q \cdot x \cdot (3l - 4x)$ .

<sup>1)</sup> Interpolierbare Tabellen zum Auftragen der Einflusslinien o. s. v., Zürich 1916.



Fig. 216.

Momentnulpunkterne ligger  $\frac{l}{8} \cdot (1 + \frac{g}{q})$  tilvenstre for 1 og  $\frac{l}{8} \cdot (1 + \frac{g}{q})$  tilhøjre for 1. Største positive Moment optræder i Afstanden  $\frac{R_0}{q} = \frac{l}{16} \cdot (7 - \frac{g}{q})$  og er  $M_{0-1} = \frac{R_0^2}{2q} = \frac{q}{512} \cdot (7 - \frac{g}{q})^2 \cdot l^2 (\text{Maks.})$

$$R_0 = \frac{l}{16} \cdot (7q - g) (\text{Maks.}), \quad R_1 = \frac{5}{8} l \cdot (q + g),$$

$$R_2 = \frac{l}{16} \cdot (7g - q) (\text{Min.}), \quad M_1 = -\frac{1}{16} (q + g) \cdot l^2.$$

**262. Bjælker over 3 Fag.** Formler for pletvis Last findes i § 273.

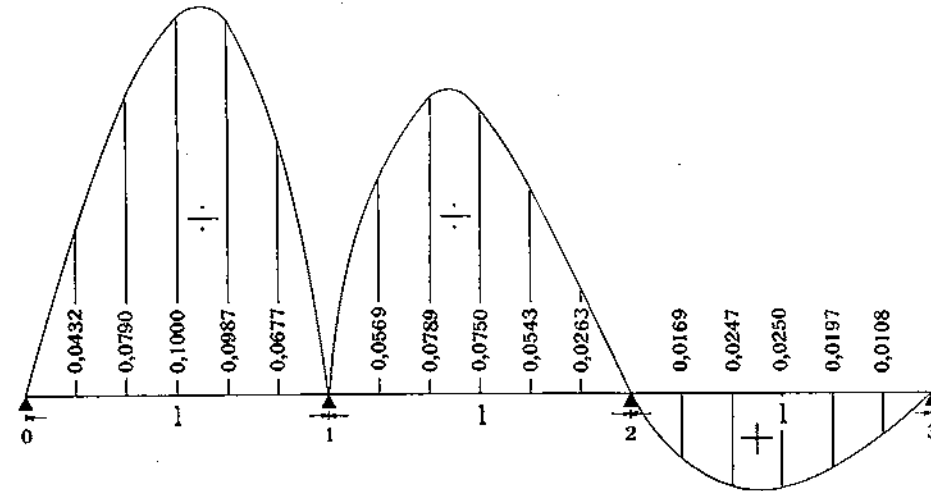
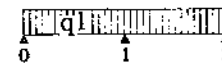


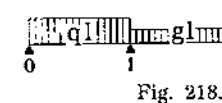
Fig. 216,1. Influenslinie for  $M_1$ .



$$R_0 = R_2 = 0,4 q \cdot l, \quad R_1 = R_2 = 1,1 q \cdot l, \quad M_1 = M_2 = -\frac{1}{10} q \cdot l^2.$$

Fig. 217.

Momentnulpunkterne ligger 0,2 l tilvenstre for 1 og 0,276 l tilhøjre for 1. Største positive Moment optræder i Afstanden  $\frac{R_0}{q} = 0,4 l$  fra den frie Ende og er  $M_{0-1} = M_{2-3} = \frac{R_0^2}{2q} = \frac{1}{12,5} q \cdot l^2$ . I Midterfagets Midte er  $M = \frac{1}{40} q \cdot l^2$ .

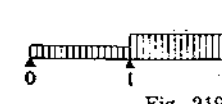


$$R_0 = R_2 = \frac{l}{20} \cdot (9q - g) (\text{Maks.}), \quad R_1 = R_2 = \frac{11}{20} l \cdot (q + g),$$

$$M_1 = M_2 = -\frac{l^2}{20} \cdot (q + g). \quad \text{Momentnulpunkterne ligger } \frac{l}{10} \cdot (1 + \frac{g}{q})$$

Fig. 218.

tilvenstre for 1 og  $l \cdot (\frac{1}{2} - \sqrt{0,15 - 0,1 \frac{g}{q}})$  tilhøjre for 1. Største positive Moment optræder i Afstanden  $\frac{R_0}{q}$  fra den frie Ende og er  $M_{0-1} = M_{2-3} = \frac{R_0^2}{2q} = \frac{q}{800} \cdot (9 - \frac{g}{q})^2 \cdot l^2 (\text{Maks.})$ . Momentet midt i Fag 1-2 er  $M_{1-2} = \frac{l^2}{20} \cdot (1,5g - q)$ .



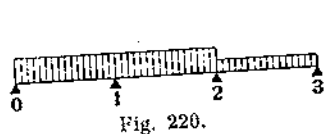
$$R_0 = R_2 = \frac{l}{20} \cdot (9g - q) (\text{Min.}), \quad R_1 = R_2 = \frac{11}{20} l \cdot (q + g),$$

$$M_1 = M_2 = -\frac{l^2}{20} \cdot (q + g). \quad \text{Momentnulpunkterne ligger } \frac{l}{10} \cdot (1 + \frac{g}{q})$$

Fig. 219.

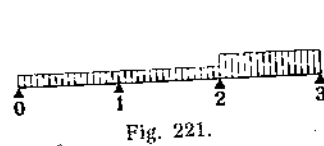
tilvenstre for 1 og  $l \cdot (\frac{1}{2} - \sqrt{0,15 - 0,1 \frac{g}{q}})$  tilhøjre for 1. Største positive Moment optræder midt i Fag 1-2 og er  $M_{1-2} = \frac{l^2}{20} \cdot (1,5g - q) (\text{Maks.})$ .





$$R_0 = \frac{l}{60} \cdot (23q + g), \quad R_1 = \frac{l}{10} \cdot (12q - g) \text{ (Maks.)}, \quad R_2 = \frac{l}{60} \cdot (27q + 39g),$$

$$R_3 = \frac{l}{30} \cdot (13q - g), \quad M_1 = -\frac{l^2}{60} \cdot (7q - g) \text{ (Maks.)}, \quad M_2 = -\frac{l^2}{30} \cdot (g + 2q).$$



$$R_0 = \frac{l}{60} \cdot (23q + g), \quad R_1 = \frac{l}{10} \cdot (12q - g) \text{ (Min.)}, \quad R_2 = \frac{l}{60} \cdot (27q + 39g),$$

$$R_3 = \frac{l}{30} \cdot (13q - g), \quad M_1 = -\frac{l^2}{60} \cdot (7q - g), \quad M_2 = -\frac{l^2}{30} \cdot (g + 2q).$$

263. Bjælker over 4 Fag.



Fig. 222.

$R_0 = R_4 = 0,393 q \cdot l$ ,  $R_1 = R_3 = 1,143 q \cdot l$ ,  
 $R_2 = 0,929 q \cdot l$ ,  $M_1 = M_3 = -0,1071 q \cdot l^2$ ; Momentnulpunkterne ligger 0,214 l tilvenstre for 1 og 0,266 l tilhøjre for 1.  
 $M_2 = -0,0714 q \cdot l^2$ ; Momentnulpunkterne ligger 0,1945 l tilvenstre og tilhøjre for 2.

Største positive Moment optræder i Afstanden  $R_0 : q = 0,393 l$  fra den fri Ende og er  $M_{0-1} = 0,0772 q \cdot l^2$ . Største positive Moment i Fag 1-2 optræder i Afstanden 0,5357 l fra 2 og er  $M_{1-2} = 0,0364 q \cdot l^2$ .

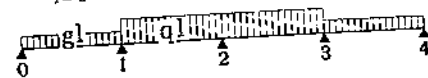


Fig. 223.

$$R_0 = (1,1429 q - 0,2143 g) \cdot l \text{ (Maks.)}$$

$$M_2 = -\frac{l^2}{28} \cdot (3q - g) \text{ (Maks.)}$$

$$R_3 = (1,1429 g - 0,2143 q) \cdot l \text{ (Min.)}$$

$$M_2 = -\frac{l^2}{28} \cdot (3g - q) \text{ (Min.)}$$

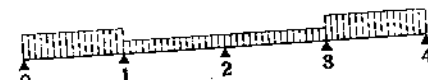


Fig. 224.

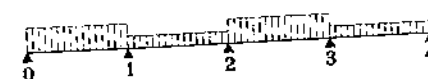


Fig. 225.

$$R_0 = (0,4464 q - 0,0536 g) \cdot l \text{ (Maks.)}$$

$$R_4 = (0,4464 g - 0,0536 q) \cdot l \text{ (Min.)}$$

$$M_1 = -0,0536 (q + g) \cdot l^2, \quad M_2 = -0,0357 (q + g) \cdot l^2;$$

Momentnulpunktet ligger  $l \cdot (\frac{1}{2} + \alpha - \beta)$  tilhøjre for 1 og  $l \cdot (\frac{1}{2} - \alpha - \beta)$  tilvenstre for 2, idet:

$$\alpha = 0,0179 \left(1 + \frac{g}{q}\right) \quad \text{og} \quad \beta = \sqrt{\left[\frac{1}{2} + 0,0179 \left(1 + \frac{g}{q}\right)\right]^2 - 0,1072 \left(1 + \frac{g}{q}\right)}.$$

Største positive Moment optræder i Afstanden  $\frac{R_0}{q}$  fra 0 og er

$$M_{0-1} = \frac{R_0^2}{2q} = \frac{q}{699} \cdot \left(3,344 - \frac{g}{q}\right) \cdot l^2 \text{ (Maks.)}$$

$M_3 = M_1$ ; Momentnulpunktet ligger i Afstanden  $l - \frac{2R_4}{g} = \frac{l}{9,35} \cdot \left(1 + \frac{q}{g}\right)$  tilhøjre for 3.

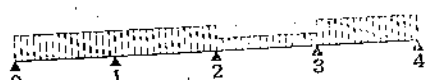


Fig. 226.

$$R_1 = (1,223 q - 0,0804 g) \cdot l \text{ (Maks.)}$$

$$M_1 = -\frac{l^2}{74,6} \cdot (9q - g) \text{ (Maks.)}$$

$$R_3 = (1,223 g - 0,0804 q) \cdot l \text{ (Min.)}$$

$$M_1 = -\frac{l^2}{74,6} \cdot (9g - q) \text{ (Min.)}$$



Fig. 227.

264. Oversigt over Momenter og Lejetryk. I hosstaaende Tabel er Maksimumsværdierne af Lejetryk og Momenter for 2 Fag, 3 Fag og 4 Fag sammenstillede under en saadan Form, at deres Størrelse er let at sammenligne. Ogsaa Værdierne for uendelig mange Fag, der først vil blive udledt i § 265, er medtagne.

Hvis vi uden Hensyn til Fagenes Antal udsøger de største Værdier, viser det sig, at største positive Moment i et Yderfag og i et Mellemfag indtræder i Tilfælde af henholdsvis 3 Fag og uendelig mange Fag og er:

Maksimumsværdier	2 Fag	3 Fag	4 Fag
$R_0 : \frac{1}{2} q \cdot l$	$1 - \frac{1}{8} \left(1 + \frac{g}{q}\right)$	$1 - \frac{1}{10} \left(1 + \frac{g}{q}\right)$	$1 - \frac{1}{9,35} \left(1 + \frac{g}{q}\right)$
$M_{0-1} : \frac{1}{8} q \cdot l^2$	$\left(1 - \frac{1}{8} \left(1 + \frac{g}{q}\right)\right)^2$	$\left(1 - \frac{1}{10} \left(1 + \frac{g}{q}\right)\right)^2$	$\left(1 - \frac{1}{9,35} \left(1 + \frac{g}{q}\right)\right)^2$
Nulpunktsafst. fra 1	$\frac{l}{8} \cdot \left(1 + \frac{g}{q}\right)$	$\frac{l}{10} \cdot \left(1 + \frac{g}{q}\right)$	$\frac{l}{9,35} \cdot \left(1 + \frac{g}{q}\right)$
$R_1 : q \cdot l$	1,25	$1,2 - \frac{1}{10} \frac{g}{q}$	$1,223 - \frac{1}{12,44} \frac{g}{q}$
$M_1 : q \cdot l^2$	-0,125	$-(0,1167 - \frac{1}{60} \frac{g}{q})$	$-(0,1207 - \frac{1}{74,6} \frac{g}{q})$
Nulpunktsafst. fra 1	Uendelig mange Fag	$l \cdot \left(\frac{1}{2} - \sqrt{0,15 - 0,1 \frac{g}{q}}\right)$	$l \cdot \left(\frac{1}{2} + \alpha - \beta\right)$
$M_{1-2} : \frac{1}{8} q \cdot l^2$	$1 - \frac{1}{3} \left(1 + \frac{g}{q}\right)$	$1 - 0,4 \left(1 + \frac{g}{q}\right)$	$1 - 0,3572 \left(1 + \frac{g}{q}\right) + 0,00128 \left(1 + \frac{g}{q}\right)^2$
Nulpunktsafst. fra 2	$\frac{l}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{3} \left(1 + \frac{g}{q}\right)}\right)$		$l \cdot \left(\frac{1}{2} - \alpha - \beta\right)$
$R_3 : q \cdot l$	$1,183 - 0,183 \frac{g}{q}$		$1,1429 - 0,2143 \frac{g}{q}$
$M_2 : q \cdot l^2$	$-(0,1138 - \frac{1}{33} \frac{g}{q})$		$-(0,10715 - \frac{1}{28} \frac{g}{q})$

$$M_{0-1} = \frac{1}{8} q \cdot l^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{10} \left(1 + \frac{g}{q}\right)\right)^2, \quad M_{n-(n+1)} = \frac{1}{8} q \cdot l^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \left(1 + \frac{g}{q}\right)\right)^2. \quad (167); (168)$$

Man er derfor paa den sikre Side ved at beregne Yderfagene efter (167) og alle de øvrige Fag efter (168).

Det største negative Moment over en Mellemunderstøtning optræder, naar der er 2 Fag og er:

$$M_1 = -\frac{1}{8} q \cdot l^2. \quad (169)$$

Er der flere end 2 Fag, optræder det største Moment, naar der er 4 Fag og er:

$$M_1 = -\left(0,1207 - \frac{1}{74,6} \frac{g}{q}\right) \cdot q \cdot l^2, \quad (170)$$

og dette Moment er større end alle de følgende Lejemomenter.

Er der kun 2 Fag, maa Lejemomentet altsaa beregnes efter (169), er der flere Fag, er vi paa den sikre Side ved at beregne alle Lejemomenter efter (170).

For Endereaktionernes Vedkommende er man altid paa den sikre Side ved at regne som for 3 Fag:

$$R_0 = \frac{1}{2} q \cdot l \cdot \left(1 - \frac{1}{10} \left(1 + \frac{g}{q}\right)\right). \quad (171)$$

Paa første Mellemunderstøtning bliver Trykket i Tilfælde af 2 Fag:

$$R_1 = 1,25 q \cdot l, \quad (172)$$

Tilfælde af flere Fag er man paa den sikre Side ved at regne som for 4 Fag:

$$R_1 = \left(1,223 - \frac{1}{12,44} \frac{g}{q}\right) \cdot q \cdot l. \quad (173)$$

For de øvrige Mellemunderstøtninger kan regnes som for uendelig mange Fag:

$$R_n = \left(1,183 - 0,183 \frac{g}{q}\right) \cdot q \cdot l. \quad (174)$$

Er  $q$  meget større end  $g$ , kan Reaktionen blive negative. Deres Minimumsværdier findes af Tabellen ved blot at ombytte  $q$  og  $g$  i Formlerne. Saafremt  $q \leq 5,33 g$ , er alle Reaktionen positive; er  $q > 5,33 g$ , kan  $R_1$  blive negativ i Tilfælde af 4 Fag; er  $q > 6,47 g$ , kan samtlige Mellemreaktioner blive negative i Tilfælde af uendelig mange Fag; er  $q > 7 g$ , kan  $R_0$  blive negativ i Tilfælde af 2 Fag; er  $q > 8,33 g$ , kan  $R_0$  blive negativ i Tilfælde af 4 Fag; er  $q > 9 g$ , kan  $R_0$  blive negativ i Tilfælde af 3 Fag; er  $q > 12 g$ , kan  $R_1$  blive negativ i Tilfælde af 3 Fag; er  $q > 15,2 g$ , kan  $R_1$  blive negativ i Tilfælde af 4 Fag.

Bjælker over uendelig mange Fag med konstant Tværsnit og Faglængde.

265. Er Lasten jævnt fordelt indenfor hvert enkelt Fag, optræder det største og mindste positive Moment midt i Fagene og ved den paa Fig. 228 viste Last. De bliver:

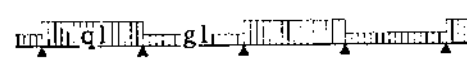
Fig. 228.   $M_{maks} = (\frac{1}{12}q - \frac{1}{24}g) \cdot l^2$ ,  $M_{min} = (\frac{1}{12}g - \frac{1}{24}q) \cdot l^2$ .  
Det samtidige Lejemoment bliver:  
 $M = -\frac{1}{24}(q + g) \cdot l^2$ .



Fig. 229.  Det største Lejemoment og Lejetryk optræder ved den paa Fig. 229 viste Last og bliver:  
 $M_{maks} = (-\frac{1}{8,8}q + \frac{1}{33}g) l^2$ ,  $R_{maks} = (1,183q - 0,183g) \cdot l$ .

Fig. 230.  Det mindste Lejemoment og Lejetryk optræder ved den paa Fig. 230 viste Last og bliver:  
 $M_{min} = (-\frac{1}{8,8}g + \frac{1}{33}q) l^2$ ,  $R_{min} = (1,183g - 0,183q) \cdot l$ .

266. Er der Trekantsbelastning eller Enkeltkræfter paa Bjælkerne, som nedenfor angivet, vil største og mindste Moment i Fagmidterne optræde, naar Fagene skiftevis er stærkt og svagt belastede analogt med Fig. 228:


Fig. 231.   $M_{maks} = \frac{l}{96} \cdot (11Q - 5G)$ ,  $M_{min} = \frac{l}{96} \cdot (11G - 5Q)$ .

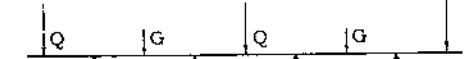
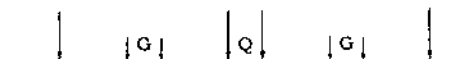
Fig. 232.   $M_{maks} = \frac{l}{16} \cdot (3Q - G)$ ,  $M_{min} = \frac{l}{16} \cdot (3G - Q)$ .

Fig. 233.   $M_{maks} = \frac{l}{18} \cdot (2Q - G)$ ,  $M_{min} = \frac{l}{18} \cdot (2G - Q)$ .

Lejemomenterne bliver størst ved en Belastning analog med Fig. 229<sup>1)</sup>, men de bliver næsten lige saa store, naar to belastede Fag veksler med et ubelastet. I dette Tilfælde faas:

Fig. 234.   $M = -\frac{l^2}{36} \cdot (4q - g)$ .

Fig. 235.   $M = -\frac{l}{144} \cdot (20Q - 5G)$ .

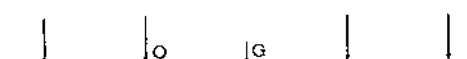
Fig. 236.   $M = -\frac{l}{24} \cdot (4Q - G)$ .

Fig. 237.   $M = -\frac{l}{27} \cdot (4Q - G)$ .

<sup>1)</sup> Se Ing. 1913, S. 353, hvor Ing. Emil Mogensen har udregnet Momenttabeller for indtil 9 Fag med saavel jævnt fordelt Last som en Enkeltkraft midt i Faget. I sidstnævnte Tilfælde bliver største Lejemoment, naar Fagene Antal er uendelig stort:  $M_{maks} = -\frac{l}{24} \cdot (4,1Q - 1,1G)$ .

Maksimalmomentkurver for Bjælker over 2-4 Fag med konstant Tværsnit og Faglængde og Lasten i den for hvert enkelt Punkt farligste Stilling<sup>1)</sup>.

267. I en kontinuerlig Bjælke over 2 Fag, simpelt understøttet ved Enderne og belastet med en jævnt fordelt hvilende Last  $q$   $kg/m$ , varierer Momenterne, som Kurven  $q = g$  paa Fig. 238 viser for et af Fagene Vedkommende. Spændvidden  $l$  er delt i 10 lige store Dele, og man ser, at Momenterne er positive paa Strækningen fra den frie Ende til et Punkt, der ligger i Afstanden  $0,75 l$  fra den, derefter bliver de negative. Er Bjælken vægtløs, og belaster man større eller mindre Strækning af den med  $p$   $kg$  pr. Længdeenhed, idet man for hvert enkelt Punkt af Bjælken opsøger den Stilling af Lasten, som giver det største positive Moment i Punktet, saa finder man, at hele Bjælken kan faa positive Momenter, hvis Maksimalværdier angives af den nederste Kurve med Paaskriften  $q = p$ . Mens de til Kurven  $q = g$  svarende Momenter er samtidige, idet Lasten er hvilende, kan de til Kurverne  $q = p$  svarende Momenter ikke eller kun til Dels optræde paa samme Tid, idet de svarer til forskellige Stillinger og Udstrækninger af Lasten.

Kurverne  $q = g$  og  $q = p$  har man længe haft Adgang til at optegne, da Ordinaterne til dem er beregnet af Winkler<sup>2)</sup> og findes gengivne i mange Lærebøger. Ved Hjælp af disse Kurver kan det største positive og negative Moment i hvert enkelt Punkt af en given Bjælke bestemmes. I Afstanden  $0,4 l$  fra den frie Ende findes saaledes største positive Moment at være  $0,095 pl^2 + 0,07 gl^2$  og det største negative Moment at være:  $0,07 gl^2 - 0,025 pl^2$ ; om dette bliver positivt eller negativt afhænger af Forholdet mellem  $p$  og  $g$ . Kendes dette Forhold, kan de endelige Momentkurver, der viser største positive og største negative Moment, optegnes. Disse Kombinationer skal gentages for hver ny Bjælke, maaske to Gange, hvis man har skønnet Egenvægten meget galt, og man savner ganske Overblik over, hvilken Indflydelse Forholdet mellem den hvilende og bevægelige Last har paa Momenterne.

268. Det viser sig nu, at man meget let een Gang for alle kan foretage disse Kombinationer og vinde et værdifuldt Overblik over Forholdene. Er f. Eks. den hvilende og den bevægelige Last lige store, altsaa  $p = g$  og  $q = p + g = 2g$ , vil den hertil svarende Kurve ligge midt mellem Kurverne  $q = g$  og  $q = p$ , og paa samme Maade vil en vilkaarlig anden Kurve dele Afstandene mellem  $g$ -Kurven og  $p$ -Kurven i et konstant Forhold. Vi har altsaa blot at dele disse Afstande i samme Antal lige store Dele og forbinde de sammenhørende Delingspunkter for at faa en

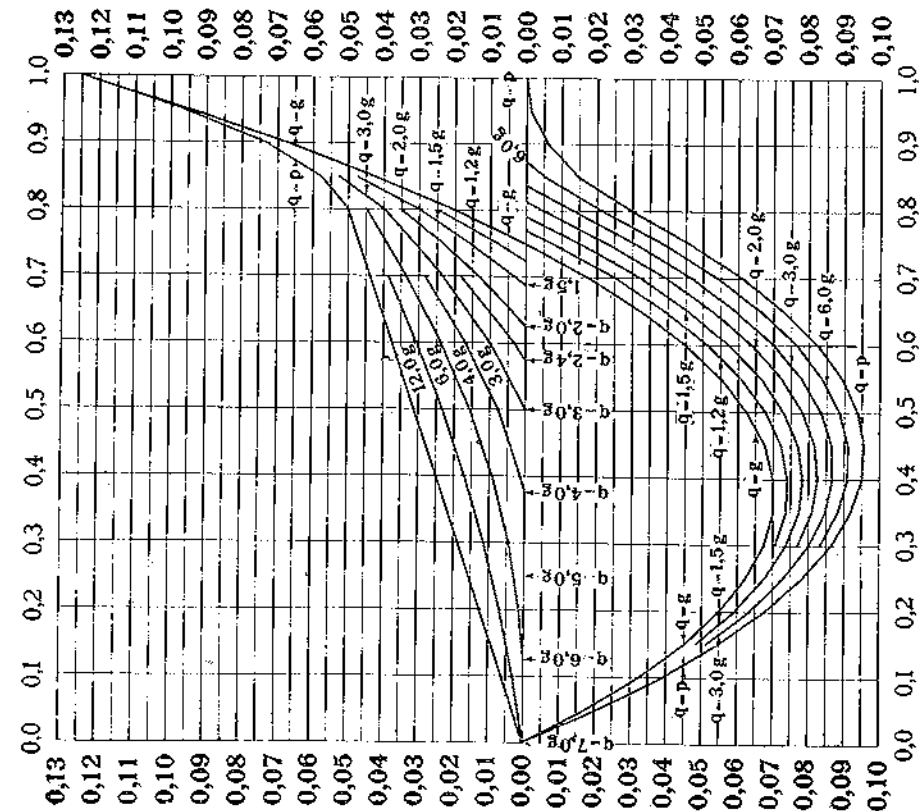


Fig. 238.

<sup>1)</sup> Tidligere offentliggjort i T. F. T. (Afd. f. J.) 1916, S. 19.  
<sup>2)</sup> Vorträge über Brückenbau, Theorie der Brücken, 1. Heft, Wien 1886.

Række Kurver svarende til forskellige Værdier af Forholdet  $p/g$ . I Fig. 238 er Afstandene mellem de to positive Momentkurver delt i 6 lige store Dele, hvorved faas 5 ny Momentkurver, svarende til:

$$q = 1,2g, 1,5g, 2,0g, 3,0g, 6,0g \quad \text{eller} \quad p = 0,2g, 0,5g, 1,0g, 2,0g, 5,0g.$$

De negative Momentkurver ligger længere fra hinanden, saa der er Afstandene delt i 12 lige store Dele. Der kræves kun et Blik paa Kurverne for at finde det største positive og negative Moment i en Bjælke, for hvilken Forholdet  $q/g$  er kendt, og hele den paagældende Kurve kan hurtigt tegnes ud, hvis man vil bruge den til Fastlæggelse af Armeringen i en Jærnbetonbjælke. Der kræves ogsaa kun et Blik paa Kurverne for at finde, hvor langt den øvre Armering i Bjælken skal strække sig. Det viser sig, at for  $q = 7g$  vil de negative Momenter netop naa ud til Bjælkens frie Ende, og deler man Afstanden fra dette Punkt til Skæringspunktet mellem Grundlinien og Kurven  $q = g$  i 7 lige store Dele, faar man Endepunkterne af de negative Momentkurver svarende til  $q = 6g, 5g, 4g, 3g$  og  $2g$ ; disse Endepunkter er markerede ved en Pil med Paastrift.

I Analogi med Fig. 238 giver Fig. 239 og 240 Momentkurverne for Bjælker over 3 og 4 Aabninger. For alle tre Figurer gælder, at Momentet faas ved at multiplicere Kurvernes Ordinatorer med  $q/p^2$ .

269. Hvis man ved Hjælp af disse Kurver vil dimensionere en Bjælke, hvis Højde skal være konstant, bliver de negative Momenter bestemmende for denne, og Egenvægten maa da

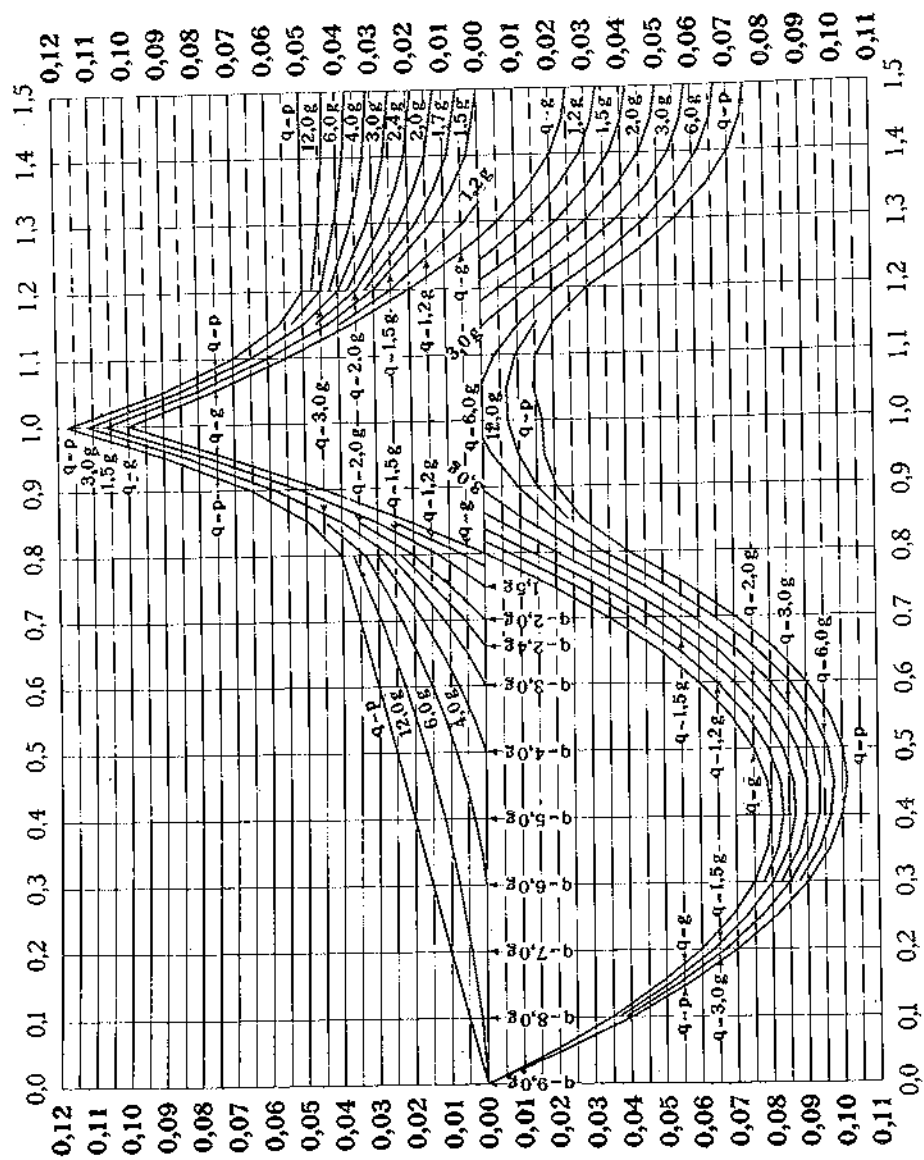


Fig. 239.

hellere skønnes for stor end for lille. Hvis vi derimod vil lade de positive Momenter bestemme Højden, og vil anbringe Konsoller ved Mellemunderstøtningerne til Optagelse af de negative Momenter, da maa Egenvægten hellere skønnes for lille end for stor. Dette sidste gælder dog kun, naar man efter at have fundet den virkelige Egenvægt vil gøre Beregningen om uden at optegne

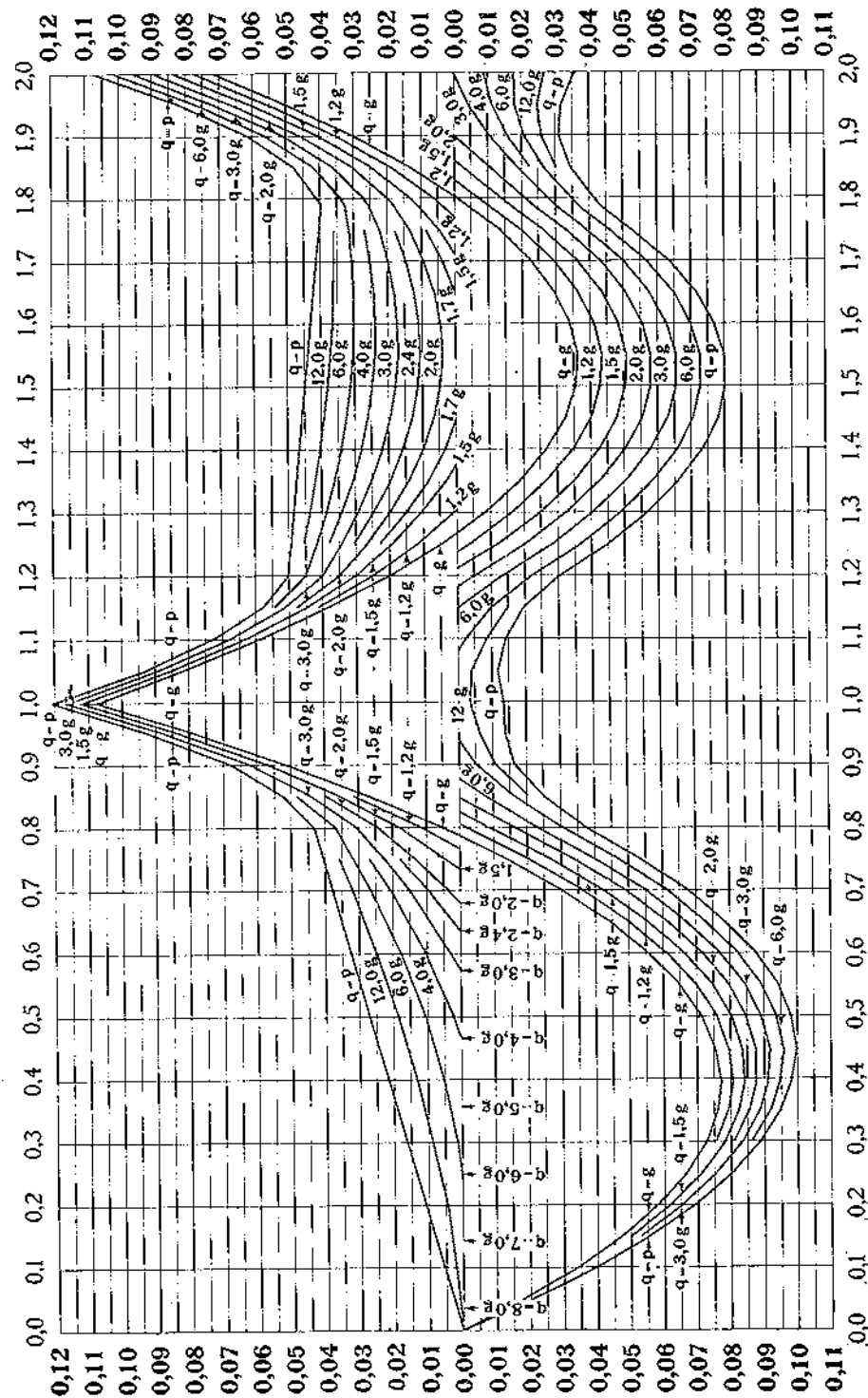


Fig. 240.

nye Kurver. Hvis man derimod vil nøjes med en enkelt Gennemregning, er man altid paa den sikre Side, naar den gennemføres med en for stor Egenvægt. Et Eksempel paa Kurvernes Brug er givet i § 423,0.

En Forøgelse af Højden ved Mellemunderstøtningerne forøger de negative Momenter over disse og formindsker de positive Momenter i Fagene, men dette ser man gerne bort fra og benytter de for konstant Tværsnit udledede Momentkurver.

270. Kurverne for  $q = g$  og  $q = p$  er tegnede efter Tabeller i Winkler's ovenfor nævnte Værk Side 223, 245 og 265; nogle af Kurverne fik imidlertid et saa sælsomt Forløb, at det vakte Tvivl om deres Rigtighed, og en Kontrolberegning viste da ogsaa, at de paagældende Ordinativdier var behæftede med Fejl. I Tabellen for Bjælker over 3 Aabninger Side 245 staar saaledes Ordinaten til den positive  $p$ -Kurve i Punktet med Abscisse 1,1 opgivet til 0,00748, medens den skal være 0,01514, og Ordinaten til den negative  $p$ -Kurve i samme Punkt staar til 0,06248, mens den skal være 0,07014. I Tabellen for Bjælker over 4 Aabninger Side 265 staar Ordinaten til den positive  $p$ -Kurve i Punktet 1,15 opgivet til 0,02537, mens den skal være 0,0198, og Ordinaten til den negative  $p$ -Kurve i samme Punkt staar til 0,06340, mens den skal være 0,0578. Disse Fejl gaar naturligvis igen i alle de Lærebøger, der gengiver Winkler's Tabeller.

271. De største og mindste Lejetryk har samme Værdier, som naar Lasten er jævnt fordelt indenfor hvert enkelt Fag. I § 261—64 findes de udtrykt ved  $q$  og  $g$ ; i hosstaaende Sammenstilling er de udtrykt ved  $p$  og  $g$ .

	$R_0$	$R_1$	$R_2$	
2 Fag:	$0,375 gl + 0,438 pl$	$1,25 (p + g) l$		} Maksimum
3 — :	$0,400 gl + 0,450 pl$	$1,100 gl + 1,200 pl$		
4 — :	$0,393 gl + 0,446 pl$	$1,143 gl + 1,223 pl$	$0,929 gl + 1,143 pl$	
2 — :	$0,375 gl - 0,0625 pl$	$1,250 gl$		} Minimum
3 — :	$0,400 gl - 0,0500 pl$	$1,100 gl - 0,100 pl$		
4 — :	$0,393 gl - 0,0535 pl$	$1,143 gl - 0,0804 pl$	$0,929 gl - 0,214 pl$	

Bjælker med variabel Faglængde.

272. Naar Fagene har forskellig Spændvidde, maa man som Regel løse Clapeyron's Ligninger (§ 258) for at finde Lejemomenterne. I det i § 267 nævnte Værk af Winkler findes dog Momenttabeller for Bjælker med 3 og 4 Fag, af hvilke Yderfagene har samme Længde  $l$ , mens Midterfaget eller Midterfagene er henholdsvis 1,1, 1,2 og 1,3 $l$ . I Griots Tabeller (§ 260) har man et godt Hjælpemiddel til Optegning af Influenslinier for Momenter og Transversalkræfter. Kan man vælge Faglængderne, er det mest økonomisk at gøre Yderfagene Længde lig 0,8 Gange Mellemfagene. Naar alle Fagene har forskellig Spændvidde, kan man for Bjælker med 2 og 3 Fag bruge Landmanns Tabeller<sup>1)</sup>. Disse giver Lejemomenterne m. m. under Forudsætning af, at Lasten er jævnt fordelt indenfor hvert enkelt Fag, hvorefter man let kan bestemme Momenternes Variation ved Maaling paa en optegnet anden Grads Parabel.

273. For Bjælker over 2 og 3 Fag gengives her Formler, der kan bruges, haade naar Lasten er jævnt fordelt eller pletvis fordelt, og naar den bestaar af Enkeltkræfter<sup>2)</sup>.

For Bjælker belastede som Fig. 241 viser, haves:

$$M_1 = -\frac{1}{2(l_1 + l_2)} \left[ P_1 \cdot a_1 \cdot (l_1^2 - a_1^2 - \frac{1}{4} c_1^2) + P_2 \cdot b_2 \cdot (l_2^2 - b_2^2 - \frac{1}{4} c_2^2) \right]$$

Er  $P_2 = 0$  og  $c_1 = 0$ , bliver  $M_1$  størst, naar  $P_1$  staar  $0,5774 l_1$  fra 0, nemlig  $M_1 = -0,1926 \frac{P_1 \cdot l_1^2}{l_1 + l_2}$ .

For Bjælker belastede som Fig. 242 viser, haves:

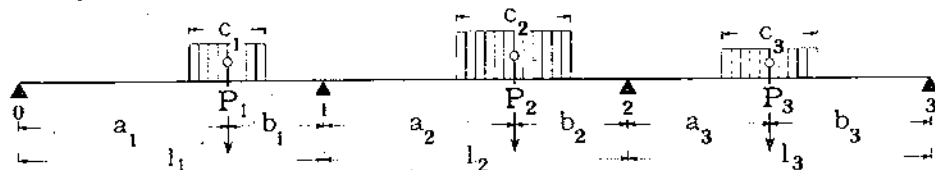


Fig. 242.

$$M_1 = -\frac{2a_1(l_2 + l_3) - a_2 \cdot l_2}{4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2}, \quad M_2 = -\frac{2a_2(l_1 + l_3) - a_1 \cdot l_3}{4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2}$$

<sup>1)</sup> Tabellen zur Berechnung von kontinuierlichen Balken im Eisenbeton und doppelt armerter Konstruktionen, Wiesbaden 1911. Tabellerne maa bruges med Kritik, da de er stærkt belastede med Trykfejl. Ogsaa Elwitz har beregnet Tabeller (B. u. E. 1908, S. 395, 1909, S. 42).

<sup>2)</sup> Se B. u. E. 1913, S. 388 (Klinger).

$$\alpha_1 = P_1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \cdot (l_1^2 - a_1^2 - \frac{1}{4} c_1^2) + P_2 \cdot \frac{b_2}{l_2} \cdot (l_2^2 - b_2^2 - \frac{1}{4} c_2^2)$$

$$\alpha_2 = P_2 \cdot \frac{a_2}{l_2} \cdot (l_2^2 - a_2^2 - \frac{1}{4} c_2^2) + P_3 \cdot \frac{b_3}{l_3} \cdot (l_3^2 - b_3^2 - \frac{1}{4} c_3^2)$$

b. Kritik af Elasticitetsteoriens Resultater.

274. De i de foregaaende Afsnit udviklede Formler er kun gyldige paa visse Betingelser, dels med Hensyn til selve Pladens (Bjælkens) Beskaffenhed (indre Betingelser) dels med Hensyn til Pladens Lejeforhold (ydre Betingelser). De ydre Betingelser (fuldkommen Indspænding o. lign.) vil blive omtalt i § 275—78. De indre Betingelser tør i Henhold til efterfølgende Undersøgelse forudsættes at være opfyldte, saalænge Jærns্পændingen er lavere end Flydegrænsen.

Formlerne forudsætter, at Pladens Modstandsmoment er ens overalt. Hvis f. Eks. en indspændt Plades Tykkelse ikke er konstant, men voksende hen imod Lejerne, vil Indspændingsmomentet blive større end  $q \cdot l^2 : 12$  og Midtermomentet mindre end  $q \cdot l^2 : 24$ , og Virkningen vil være den samme, hvis man holder Pladetykkelsen konstant, men armerer Pladens Overside særlig stærkt paa Indspændingsstederne. Da der nu som Regel er Forskel paa de forskellige Tværsnits Armering, altsaa paa deres Modstandsmoment, kan man strengt taget ikke anvende de almindelige, for konstant  $W$  udledede Formler for indspændte og kontinuerlige Bjælker paa Jærnbetonplader. Imidlertid er  $W$  omtrent uafhængig af  $q$ , saalænge Betonen ikke er revnet, og samtidig er Afvigelse fra Hooke's Lov uvæsentlige, saa ved smaa Belastninger er Overensstemmelsen tilstrækkelig god. Ved store Belastninger revner Betonen, hvorved Modstandsmomenternes Forskellighed bliver fremtrædende, og samtidig vokser Nedbøjningen og de øvrige Formforandringer hurtigere end Belastningen, saaledes at man ikke paa Forhaand kan gaa ud fra, at Elasticitetsteoriens Resultater er gyldige paa dette Stadium. Imidlertid har Mörsch<sup>1)</sup> paavist, at naar man bestemmer Momenterne efter Elasticitetsteorien og armerer Pladen efter Momentkurven, vil de nævnte Afvigelser ingen Indflydelse faa; selv om Spændingerne stiger ca. 100% udover de Spændinger, der almindeligvis tillades, vil den faktiske Momentkurve forblive lig den teoretiske. For god Beton og normal (altsaa svag) Armering, tør man derefter formentlig forudsætte, at Momentkurven holder sig uforandret, indtil Jærns্পændingen har naaet Flydegrænsen. Om Forholdene efter at Flydningen er indtraadt se § 282.

c. Momentbestemmelse under Forudsætning af delvis Indspænding.

a. Begrebet delvis Indspænding.

275. En Plade eller Bjælke, der er simpelt understøttet ved Enderne og paavirket af en ensformig fordelt Totalbelastning  $q$  kg pr. Længdeenhed, vil være farligst paavirket i Midten, hvor Momentet er  $\frac{1}{8} q l^2$  (Fig. 243). Er Pladen indspændt ved Enderne, bliver Midtermomentet kun  $\frac{1}{24} q l^2$ , medens Lejetværsnittene er farligst paavirkede, nemlig af Momentet  $-\frac{1}{12} q l^2$  (Fig. 244). Er Pladen indspændt ved den ene Ende og simpelt understøttet ved den anden, vil Indspændingsmomentet blive  $-\frac{1}{8} q l^2$ , medens største positive Moment er  $q l^2 : 14,22$  og optræder  $\frac{3}{8} l$  fra den fri Ende (Fig. 245).

De to sidste Plader er statisk ubestemte, og Momenterne er udledede under den Forudsætning, at Modstandsmomentet er ens overalt, at det ene Leje ikke kan synke i Forhold til det andet, og at den indspændte Ende aldeles ikke kan dreje sig. Kun naar disse tre Betingelser er opfyldte, er de fundne Udtryk rigtige.

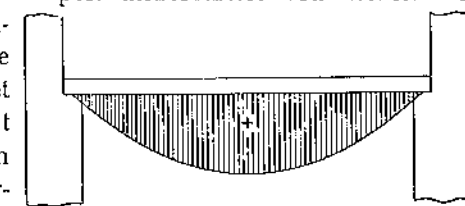


Fig. 243.

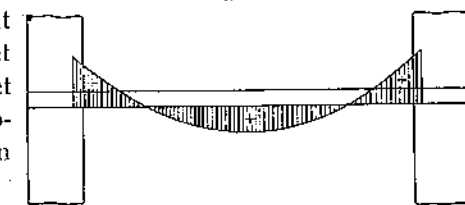


Fig. 244.

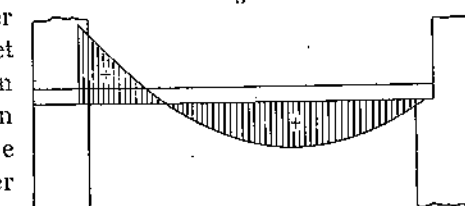


Fig. 245.

<sup>1)</sup> D. A. f. E. Heft 18.

Angaaende Modstandsmomentets Variation henvises til § 274, mens vi her vil undersøge, om de ydre Betingelser for en Indspænding kan virkeliggøres i Praksis.

Er Bjælken statisk bestemt, lader en Indspænding sig let realisere. En Bjælke, der er indspændt i den ene Ende og slet ikke understøttet i den anden (Fig. 246), faar ganske de samme Paavirkninger, hvad enten den indspændte Ende drejer sig eller ej. Tager man nogle Sten ud af en Mur og stikker en Bjælke ind i Hullet, vil Bjælken dreje sig (Fig. 247), indtil

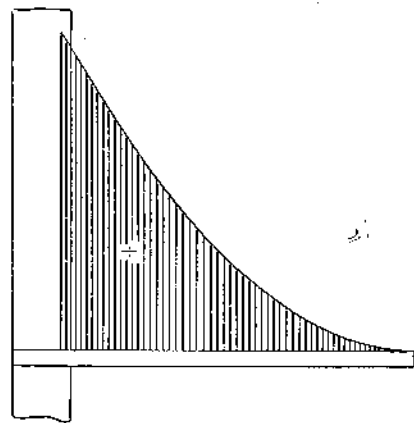


Fig. 246.

den kommer i Ligevægt  $\circ$ : indtil Muren udøver et tilstrækkeligt stort Indspændingsmoment paa den, og man kan dimensionere Bjælken uden at bekymre sig om Drejningens Størrelse. Havde Bjælkens frie Ende derimod været simpelt understøttet (Fig. 248), vilde Bjælken slet ikke kunne udføre den til Frembringelse af Indspændingsmomentet nødvendige Drejning, og den maatte beregnes som simpelt understøttet i begge Ender. Tænker man sig nu Muraabningens Højde formindsket lidt efter lidt, vil Bjælken fra at være simpelt understøttet blive delvis indspændt og ende med at være saa fuldkommen indspændt, som Forholdene tillader.

276. Strængt taget kan man nemlig ikke frembringe fuldkommen Indspænding ved Hjælp af en Mur, thi de elastiske Deformationer af Muren og Bjælken, som fremkalder Indspændingsmomentet, medfører samtidig en lille Drejning af Bjælkeenden. En fuldkommen Indspænding er meget vanskelig at opnaa. Den er f. Eks. tilstede i en ensformig belastet, kontinuerlig Bjælke med uendelig mange, ligestore Fag; Støtterne er da ens belastede og sammentrykkes derfor ligemeget, og Tangenten over dem maa paa Grund af Symmetrien holde sig vandret.

Hvor ringe en Vinkeldrejning, der skal til for at gøre Indspændingen illusorisk, kan ses paa følgende Maade. Enderne af en simpelt understøttet Bjælke vil under de sædvanlige Forudsætninger (Hookes Lov, plane Tværsnit) dreje sig Vinklen  $\nu = ql^3 : 24 EI^3$ . For en Jærnbetonplade af 1<sup>m</sup> Bredde, 2<sup>m</sup> Spændvidde, 11<sup>cm</sup> Tykkelse og belastet med 1000 kg/m<sup>3</sup> bliver Inertimomentet, naar der ses bort fra Jærnindlægget:  $I = \frac{1}{12} 100 \cdot 11^3 = 11\ 100\text{ cm}^4$ , altsaa:  $\nu = 1000 \cdot 200^3 : (24 \cdot 140\ 000 \cdot 11\ 100) = 1 : 466$ , svarende til:  $\frac{1}{466} \cdot \frac{180}{\pi} = 0,123^\circ$ . Hvis Pladen

<sup>1)</sup> A. Ostenfeld: Teknisk Elasticitetslære 1916, S. 193.

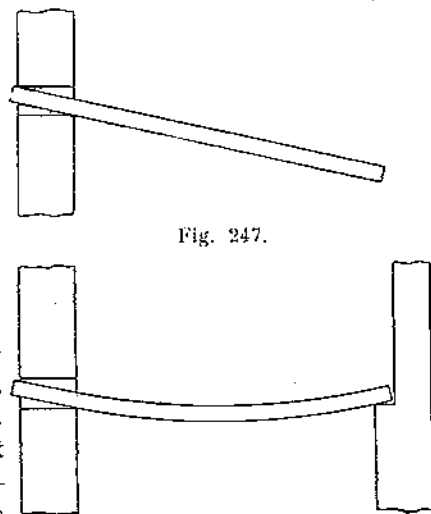


Fig. 247.

Fig. 248.

kan dreje sig denne lille Vinkel, maa den altsaa beregnes som simpelt understøttet.

Disse Betragtninger viser, hvor varsom man skal være med at regne en statisk ubestemt Plade eller Bjælke indspændt, og der er Grund til at advare imod det, da der netop paa Jærnbetonens Omraade ofte gøres en ganske utiladelig Brug af dette Begreb. Man regner en Bros Tværbjælker indspændt i Hoveddragerne, skønt disse selvfølgelig godt kan dreje sig lidt, og man regner en Drager, der baade hviler paa Jærnbeton søjler og paa Mur, indspændt uden at betænke, at Muren som Regel sætter sig mere end Søjlen og overhovedet ikke er i Stand til at præstere det koncentrerede Moment, der her er Tale om.

277. Gaar vi over til at betragte en kontinuerlig Række Plader, der er sammenstøbt med Bjælkerne, saa er ogsaa Forholdene dér afvigende fra de Forudsætninger, under hvilke Formlerne for kontinuerlige Bjælker er udledede, idet den fri Drejning af Pladerne over Lejerne er hindret i mer eller mindre høj Grad af Bjælkerne. I Nærheden af en indmuret Bjælkeende vil Pladerne være i høj Grad indspændte, fordi Bjælkeenden ikke kan dreje sig; i Nærheden af Bjælkemidten nærmer Forholdene sig mere til de for kontinuerlige Bjælker forudsatte, navnlig naar Bjælken er lang og spinkel, altsaa let drejelig<sup>1)</sup>.

Endelig virker der utvivlsomt i alle Jærnbetonplader et meget betydeligt Horizontaltryk, som vi slet ikke regner med.

278. Sammenfatter vi ovenstaaende Betragtninger, bliver Resultatet, at de simple Forudsætninger, der ligger til Grund for Formlerne, kun sjældent er opfyldte i Praksis. Som Regel staar man overfor en Mellemting mellem fuldkommen Indspænding og simpel Understøtning, og man betegner Tilstanden som en delvis Indspænding og definerer Indspændingsgraden som Forholdet mellem det virkelige Indspændingsmoment og det teoretiske Indspændingsmoment, som vilde optræde, hvis Pladen var fuldkommen indspændt; er det virkelige Moment halvt saa stort som det teoretiske, er Indspændingsgraden  $\frac{1}{2}$ .

Er Lejemomenterne  $M_1$  og  $M_2$  med Middelværdien  $M' = \frac{1}{2}(M_1 + M_2)$ , og kaldes det positive Moment midt i Faget (der gerne nøjagtig nok kan betragtes som Maksimalmomentet) for  $M$ , har man (se Fig. 249):

$$M + M' = \frac{1}{8} q \cdot l^2, \quad (175)$$

saafremt Pladen er jævnt belastet, og der intet Horizontaltryk er. Vi faar altsaa følgende sammenhørende Værdier:

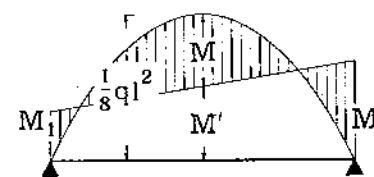


Fig. 249.

$\frac{M}{q \cdot l^2} =$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{24}$
$\frac{M'}{q \cdot l^2} =$	0	$\frac{1}{72}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{12}$

279. Undertiden kan man direkte beregne Indspændingsgraden. For en tohængslet Ramme som Fig. 250 bliver Hjørnemomentet:

<sup>1)</sup> Af Betydning for Bedømmelsen af den Sikkerhedsgrad, man opnaar ved at dimensionere efter Teorien for kontinuerlige Bjælker, er følgende. Hvis Armeringen nøjagtig er afpasset efter Momentkurven, saaledes at den øvre Armering over Mellemunderstøtningerne kun strækker sig fra Momentnulpunkt til Momentnulpunkt, vil en Forøgelse af den bevægelige Last udover den forudsatte, f. Eks. ved en Provebelastning af et enkelt Fag, fremkalde Revner i Oversiden af de ubelastede Naboplader, og Kontinuiteten er dermed ophævet. Som jeg har gjort opmærksom paa i Ing. 1912, S. 486, vilde den sikreste Fremgangsmaade derfor være at tre- eller firedoble den bevægelige Last og de tilladelige Spændinger og iøvrigt dimensionere Bjælken paa sædvanlig Maade, hvilket i de allerfleste Tilfælde vil føre til en gennemgaaende øvre Armering og væsentlig dyrere Konstruktioner end de, der nu bruges.



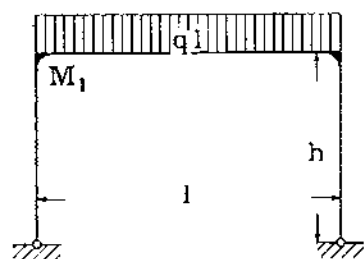


Fig. 250.

$$M_1 = -\frac{q \cdot l^2}{12} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{I}{I_s}}$$

naar Bjælken er jævnt belastet, og naar  $I$  og  $I_s$  betegner Bjælkens og Søjle's Inertimoment. Er Søjlen saa stiv, at den slet ikke deformerer sig ( $\therefore I_s = \infty$  eller  $h = 0$ ), findes  $M_1 = -\frac{1}{12} q \cdot l^2$ , saa at Bjælken forholder sig som fuldkommen indspændt; er Søjlen saa bøjelig, at den slet

ingen Modstand gør mod Bjælkeendens Drejning ( $\therefore I_s = 0$  eller  $h = \infty$ ), findes  $M_1 = 0$ , saa at Bjælken forholder sig som simpelt understøttet.

Ilyppigst maa man imidlertid **skønne Indspændingsgraden** og derefter beregne det største positive Moment i Faget i Overensstemmelse med Fig. 249, og af Hensyn til, at Lejemomenterne kun er skønnede, plejer man da at indføre en ekstra Sikkerhedskoefficient af 1,5—2 ved Beregning af det positive Moment, idet man i Stedet for de skønnede Momenter indfører  $\frac{2}{3}$  eller Halvdelen af deres Værdi, medens Lejetværsnittene dimensioneres efter de fulde, skønnede Momenter.

**280.** I de danske Normer (1913) hedder det saaledes: Plader med Mellemlunderstøtninger kan enten beregnes som kontinuerlige, med den tilfældige Belastning i den farligste Stilling, eller som delvis indspændte (over hver Aabning for sig); naar i sidste Tilfælde de to Understøtningsmomenter regnes lig  $M_1$  og  $M_2$ , maa Momentet midt i Aabningen sættes lig det Moment, der vilde optræde i en simpel Bjælke, med Fradrag af højst  $\frac{1}{4} M_1 + \frac{1}{4} M_2$ . For  $M_1$  og  $M_2$  maa skønsvist indføres en efter Indspændingsgraden afpasset Værdi, beliggende mellem den, der svarer til fuld Indspænding, og Nul<sup>1)</sup>.

For Bjælker tillader Normerne det samme, forudsat Faglængderne ikke er meget forskellige<sup>2)</sup>.

Hvis Bjælkerne er støbte i eet med Søjler, og man ved Bjælkernes Beregning har taget Hensyn til et fra Søjlerne's Stivhed hidrørende Indspændingsmoment, maa det paavises, at Søjlerne kan modstaa dette samme Moment. Naar Plader og Bjælker regnes delvis indspændte, er det tilladeligt at regne Spændvidden lig Afstanden mellem de nødvendige Lejefladers Midter; ofte regnes dog med de virkelige Lejeflader.

**281.** Naar der regnes med delvis Indspænding, bestemmes **Lejetrykkene** gerne under Forudsætning af simpel Understøtning<sup>3)</sup>, og i det hele taget fører man ikke Teorien ud i dens Konsekvenser, beregner ikke Momentnulpunktets Beliggenhed i et ubelastet Nabofag, men fører det øvre Jærn saa langt ud,

<sup>1)</sup> De schweiziske Normer (1909) og de østrigske (1911) siger, at de Indspændingsmomenter, som man skønner er til Stede ved en Plades eller Bjælkes Ender, kun maa føres i Regning med  $\frac{2}{3}$  af deres Værdi ved Beregningen af Midttertversnittet.

Efter de tyske Bestemmelser (1915) skal for Plader største positive Moment i et Yderfag sættes til  $q \cdot l^2 : 11$ , i et Mellemfag til  $q \cdot l^2 : 14$ , mens Lejemomenterne skal bestemmes som om Pladen var fuldkommen indspændt, altsaa  $\div q \cdot l^2 : 8$  over 1. Mellemlunderstøtning og  $\div q \cdot l^2 : 12$  over de øvrige.

<sup>2)</sup> Normerne undtager ogsaa Bjælker med kun to Fag, men der er næppe tilstrækkelig Grund til at give saadanne Bjælker en Særstilling.

<sup>3)</sup> I Hamburg er dette f. Eks. tilladt baade for Plader og Bjælker, naar blot Fagene's Antal er større end 2, og Spændvidderne ikke er meget forskellige. Endvidere er det tilladt for Plader af omtrent samme Spændvidde, naar den bevægelige Last ikke overskrider 1,5 Gange den hvilende, enten at regne Momenterne ud efter Reglerne for kontinuerlige Bjælker, men med Totalbelastning i alle Fag eller at beregne Pladerne som fuldkommen indspændte, i hvilket Tilfælde det af de negative Momenter fremkaldte  $\sigma_b$  ikke maa overskride  $\frac{2}{3}$  af den ellers tilladelige Spænding.

som man i hvert enkelt Tilfælde skønner er passende, eller som man een Gang for alle har vedtaget (Fig. 155).

**282.** Indførelsen af den ekstra Sikkerhedskoefficient (§ 279) er muligvis slet ikke nødvendig. Formaålet ved Dimensionering er jo at tilvejebringe en konstant Sikkerhedsgrad overfor Brud, og det er sandsynligt, at denne Sikkerhedsgrad er ret uafhængig af, hvorledes vi fordeler Momenterne over Midttertversnit og Lejetværsnit. Lad os se paa en Plade, der er fuldkommen indspændt i bægge Ender, og som er dimensioneret efter Momenterne  $\frac{1}{24} q l^2$  og  $-\frac{1}{12} q l^2$  henholdsvis i Midten og ved Lejerne. Jærnets Flydegrænse vil da naas samtidig bægge Steder, og Bruddet vil samtidig indtræffe bægge Steder. Hvis vi i Stedet for havde dimensioneret Pladen efter  $\frac{1}{10} q l^2$  og  $-\frac{1}{40} q l^2$ , saa er Sikkerhedsgraden efter Elasticitetsteorien reduceret til 12:40 af den første Plades, men Brudlasten er sandsynligvis ikke forringet, thi Flydningen ved Lejerne vil straks standse af sig selv, da Jærnet midt i Pladen ved den paagældende Last er langt fra Flydegrænsen. Pladen kan altsaa belastes yderligere, indtil dette Jærn flyder, og i denne Periode er Jærns pændingen ved Lejerne konstant og lig Flydegrænsen. Pladen forholder sig altsaa som en simpelt understøttet Bjælke, der i Enderne er paavirket af et Moment, hvis Størrelse netop svarer til Jærndindlægget, og i Brudøjeblikket faar man derfor baade Lejetværsnittets og Midttertversnittets Jærn fuldt udnyttede.

**283.** Der er saaledes efter al Sandsynlighed rigelig Sikkerhed mod Brud, naar man dimensionerer efter Normerne. Derimod er **Sikkerheden mod Revner** i Oversiden reduceret i Forhold til den Sikkerhed, man vilde opnaa ved at følge Reglerne for kontinuerlige Bjælker. Metodens mangleaarige Anvendelse med et godt Resultat tyder dog paa, at Sikkerheden er tilstrækkelig, hvilket heller ikke er uforstaaeligt. Dels vil den allerugunstigste Lastfordeling sjældent forekomme, dels er den negative Momentkurve meget spids, saaledes at Momentets Størrelse aftager betydeligt fra Bjælkemidten til Bjælkens Sideflade, hvor den normale Pladetykkelse begynder. Endvidere forringes Lejemomentet ved, at Pladens Inertimoment ved Lejet er mindre end midt i Faget paa Grund af den forskellige Armering<sup>1)</sup>.

### β. Praktiske Fordele ved at regne med delvis Indspænding.

**284.** Prøver man at gennemføre en Beregning af Pladerne efter Reglerne for kontinuerlige Bjælker, fører det til upraktiske Resultater. Man vil meget ofte finde, at Pladerne skal have en gennemgaaende Armering i Oversiden, og det er ikke nemt at hindre, at disse øvre Jærn bliver traadt ned under Støbningen. Dertil kommer, at de Jærn, der paakræves i Oversiden, ofte er saa faa (f. Eks. 1 eller 2 pr. m), at man maa forøge Antallet betydeligt for at faa en simpel og ensartet Inddeling uden alt for stor Afstand mellem Jærnene.

<sup>1)</sup> Er Inertimomentet paa de midterste  $\frac{2}{3}$  af Længden  $I_1$  og paa de yderste Femtedele  $I_2$ , bliver Lejemomentet for en indspændt Plade:

$$M = -\frac{1}{12} q \cdot l^2 \cdot \frac{0,5 + 0,104(I_1 : I_2 - 1)}{0,5 + 0,2(I_1 : I_2 - 1)}, \quad \text{der for } I_1 = 2I_2 \text{ giver } M = -\frac{1}{13,9} q \cdot l^2.$$

Som Forsvar før, at man ved den gængse Beregningsmaade forøger  $M$  og formindsker  $M'$  i Forhold til de teoretiske Værdier, kan man se anført, at i et Tilfælde som f. Eks. Fig. 223 vil Bjælken 2 bøje sig mere ned end 1 og 3, hvorved  $M_{1,2}$  og  $M_3$  bliver større,  $M_2$  mindre, men dette gælder kun i specielle Tilfælde og kun for den Del af Pladen, der ligger over Bjælkernes midterste Del, ikke for den Del af Pladen, der ligger nær Bjælkernes Ende. For den midterste Del af Pladen kan Momentforøgelsen f. Eks. andrage 10—15% (Faber and Bowie: Reinforced Concrete Design S. 195).

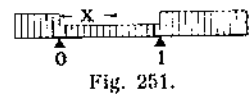
Overhovedet er det vanskeligt at faa Jærnene jævnt fordelt baade over Lejerne og i Midtertværnsnittet.

**285.** I den almindelige Husbygningspraksis maa man have en simpel og almengyldig Regel for Pladernes Armering, og her plejer man i Mellemfag, selv ved store bevægelige Belastninger, at bøje hverlandet af de nedre Jærn op i Pladens Overside i en Afstand fra Lejet, der er lig  $\frac{1}{5}$  af Lysvidden (Fig. 155 i § 198). Naar Pladetykkelsen holdes konstant, kan der altsaa i Lejetværsnittet optages et negativt Moment, der er halvt saa stort som det positive Moment, Pladen kan optage midt i Faget. I Henhold til Tabellen i § 278 skulde man da kunne regne  $M = \frac{1}{12} q \cdot l^2$  midt i Faget og  $M = -\frac{1}{24} q \cdot l^2$  over Lejerne, men man plejer at forøge Momenterne til  $\frac{1}{10} q \cdot l^2$  og  $-\frac{1}{20} q \cdot l^2$ , hvilket svarer til, at man ved Bestemmelsen af det positive Moment kun har regnet med Halvdelen af det Indspændingsmoment, som Pladens Lejetværsnit faktisk kan optage.

Bærer Pladen fra Mur til Mur uden at fortsætte sig gennem disse, bør den beregnes som simpelt understøttet, og det samme bør man som Regel gøre, naar Pladen blot er sammenstøbt med Bjælkerne uden at fortsætte sig ud over disse. For den yderste Plade i en kontinuerlig Pladerække kan Midtermomentet sættes til  $\frac{1}{9} q \cdot l^2$ .

Et gennemregnet **Eksempel** findes i § 210 og § 319.

**286.** Dersom en kontinuerlig Række Plader ender med en **overragende Pladeende**, vil dennes Indflydelse paa de øvrige Plader være ret besværlig at bestemme, hvis man regner efter Kontinuitetsprincippet, og man nøjes som Regel med at beregne Momenterne i Nabopladen og bestemmer deraf den Længde  $x$  (Fig. 251), paa hvilken en øvre Armering er nødvendig. Er der kun 1 Fag, er Opgaven statisk bestemt og derfor let at løse, men denne Løsning er ikke paa den sikre Side, naar der er flere Fag, da det negative Moment over Leje 1, vil forøge  $x$ . Man kommer nemmest over denne Vanskelighed ved at tænke sig Pladen overskaaret i  $x$ 's Endepunkt og bestemme  $x$  saaledes, at den hvilende Last her holder den belastede overragende Ende i Ligevægt:



$$q x \cdot \frac{1}{2} x = M_0 \quad \text{eller:} \quad x = \sqrt{2 M_0 : q} \quad (176)$$

Fig. 251.

**Eksempel.** Pladerne i Fig. 251 har en bevægelig Last af  $500 \text{ kg/m}^2$ , mens Slidlaget vejer  $20 \text{ kg/m}^2$ . Spændvidden er  $3 \text{ m}$ , og den overragende Ende er  $1 \text{ m}$  lang.  $10 \text{ cm}$  fra Kanten staar et Rækværk, der vejer  $50 \text{ kg/m}$ . En foreløbig Gennemregning viser, at en Pladetykkelse af  $11 \text{ cm}$  er tilstrækkelig. Egenvægten bliver da  $264 \text{ kg/m}^2$  altsaa faas for Faget 0—1:  $M_{100} = \frac{1}{10} \cdot 784 \cdot 3^2 = 709 \text{ kgm}$ . Med Spændinger 50 og 1200 findes *nødv.*  $W_b = 70900 : 50 = 1416$ , *nødv.*  $W_j = 70900 : 1200 = 59$ . Af Tabellen i § 216 ses, at en  $11 \text{ cm}$  tyk Plade med 9 Rj.  $10 \text{ mm}$  pr. m er brugbar. For den overragende Ende findes:  $M_{100} = 50 \cdot 0,9 + 784 \cdot 1 \cdot 0,5 = 437 \text{ kgm}$ , *nødv.*  $W_b = 43700 : 50 = 875$ , *nødv.*  $W_j = 43700 : 1200 = 36,4$ . Af Tabellen ses, at en  $11 \text{ cm}$  tyk Plade med

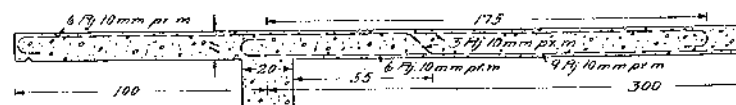


Fig. 251,1.

6 Rj.  $10 \text{ mm}$  pr. m er brugbar. Af (176) findes  $x = \sqrt{2 \cdot 437 : 284} = 1,75 \text{ m}$ , og saa langt føres Jærnene ud (Fig. 251,1). Hvis Jærnene i den indre Plade bøjes op i Overensstemmelse med Fig. 155 (§ 198), kommer de op i Oversiden  $54 \text{ cm}$  fra

Bjælkens Midte, hvor Momentet bestemt af (176) er  $M_{100} = 284 \cdot 1,21^2 \cdot \frac{1}{2} = 208$ ; her kræves altsaa  $W_j = 20800 : 1200 = 17,3$ , svarende til 2 à 3 Rj.  $10 \text{ mm}$  pr. m. Vi nøjes derfor med at bøje hvert 3. Jærn op, og fører det ud i den overragende Ende, og i hvert af Mellemmrummene mellem disse Jærn indlægges 1 Rj.  $10 \text{ mm}$ . Vi kunde naturligvis ogsaa have indlagt 6 ny Jærn, men den valgte Ordning er mere økonomisk, og de ophøjede Jærn yder en god Støtte for det øvre Jærnnæt under Støbningen. I den overragende Ende var det ogsaa tilstrækkeligt at føre Halvdelen af Jærnene helt ud, men da Jærnene er saa faa og Enden saa kort, finder vi ikke Anledning til at ofre Tid paa denne Undersøgelse.

Dimensionering af en Bjælkeende er vist i § 426.

### d. Momentbestemmelse under Forudsætning af givne Momentnulpunkter.

**287.** Som nævnt i § 284 er der forskellige praktiske Ulemper ved at dimensionere efter Reglerne for kontinuerlige Bjælker. Man kan undgaa en af disse, nemlig den gennemgaaende øvre Armering og dog gennemføre en forholdsvis rationel Beregning af Pladerne ved at betragte dem som **Cantileverkonstruktioner**, men Fremgangsmaaden fører til dyrere Konstruktioner end den almindelige. Man begynder da med at dimensionere Lejetværsnittet efter det Moment, som Teorien for kontinuerlige Bjælker giver, altsaa for en Belastning som i Fig. 215, 220 eller en af de analoge, og man bestemmer for denne Belastning Momentnulpunktets Afstand fra Lejet ( $l : 4 - l : 5$ ), og fastslaar den øvre Armering og de Punkter, hvori Jærnene kan højes ned mod Undersiden. Derefter bestemmes de positive Momenter (Fig. 252). Da vi ikke regner med Betonens Trækstyrke, maa et ubelastet Fag, der støder op til et belastet, have et Momentnulpunkt

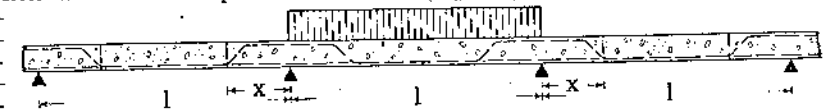


Fig. 252.

der, hvor den øvre Armering holder op, altsaa i Afstanden  $x$  fra Lejet. Her virker den ophængte Plades halve Egenvægt  $G = \frac{1}{2} q \cdot (l - 2x)$ , og Momentet over Lejet bliver derfor  $M = -(Gx + \frac{1}{2} qx^2)$ . Momentet midt i det belastede Fag bliver da  $\frac{1}{8} ql^2 - M$  eller  $\frac{1}{8} ql^2 - \frac{1}{2} M$ , eftersom det er et Mellemfag eller et Endefag; for Endefaget er det ikke det absolut største Moment, vi finder, men for Praksis er Tilnærmelsen tilstrækkelig god. I

q	M : ql <sup>2</sup> naar l = 4x		M : ql <sup>2</sup> naar l = 5x	
	Mellemfag	Endefag	Mellemfag	Endefag
1	0,0313 = 1 : 32	0,0781 = 1 : 12,8	0,045 = 1 : 22,2	0,085 = 1 : 11,75
2	0,0781 = 1 : 12,8	0,1015 = 1 : 9,84	0,085 = 1 : 11,75	0,105 = 1 : 9,52
3	0,0987 = 1 : 10,7	0,1093 = 1 : 9,15	0,098 = 1 : 10,15	0,112 = 1 : 8,95
4	0,1016 = 1 : 9,85	0,1133 = 1 : 8,83	0,105 = 1 : 9,52	0,115 = 1 : 8,7

hosstaaende Tabel er det paagældende Moment beregnet for forskellige Værdier af  $x : l$  og  $q : g^2$ .

**288.** Da Lejemomenterne er større end Midtermomenterne, vil disse altid kunne optages med den valgte Pladetykkelse, man har kun at bestemme det nødvendige Jærnindlæg, som er mindre end det over Lejet, og derpaa at finde en **simpel Armeringsmaade**. Ved at støde Jærnene over Lejet kan man f. Eks. faa samme Antal Jærn dér, som midt i Faget (Fig. 155 tilhøje, Side 101). Ved at bøje  $\frac{2}{3}$  af de nedre Jærn op kan man over Lejet faa  $\frac{4}{3}$  Gange saa mange Jærn som midt i Pladen. Man kan ogsaa over Lejet indlægge korte Ekstrajærn, f. Eks. 1 eller 2 i hvert Mellemmrum eller 1 i hvert andet Mellemmrum.

## 4. Dobbelt armerede Plader.

### a. Almindelige Bemærkninger.

**289.** Ved at armere den trykkede Side af en Plade kan man formindske Betonens Spændinger, hvilket man undertiden benytter sig af, naar Konstruktionshøjden er saa kneben, at man ikke paa anden Maade kan overholde den tilladelige Betonspænding. Det trykkede Jærn faar en Spænding, der er  $n$

<sup>1)</sup> Denne Værdi kan ikke bruges, thi for  $q = g$  vil der i Afstanden  $x$  fra Lejet virke et positivt Moment, og Momentet midt i Faget bliver  $\frac{1}{24} ql^2$ .

<sup>2)</sup> Tabellen er taget fra *Faber and Bowie: Reinforced Concrete Design* S. 191.

Gange Betonspændingen det paagældende Sted; ligger det lige i Pladens Overside, og er  $s_b = 40$ ,  $n = 15$ , bliver Jærns spændingen  $\sigma_j^c = 15 \cdot 40 = 600^{at}$ , og da Jærnet naturligvis ligger en Del dybere, udnyttes det kun daarligt. Forholdet er det samme som ved Søjler: Det er billigere at forøge Pladens Højde eller at bruge en bedre Beton fremfor at indlægge en Trykarmering. Jo mindre  $s_b$  er, des mere **uøkonomisk** er Brugen af Trykarmering. Dertil kommer, at den Forøgelse af **Sikkerhedsgraden**, som Trykarmeringen giver, som Regel er rent formel. Ved de Belastninger, Pladen er beregnet for, bliver Spændingerne ganske vist formindskede, men Pladens Brudlast forøges som Regel ikke. De Plader, der bruges i Praksis, er jo nemlig underarmerede, det strakte Jærn flyder, inden Betonen i Oversiden knuses, og en Forstærkning af Oversiden er derfor betydningsløs. Kun naar Pladernes Trækside er overarmeret, forøges Brudlasten af en Trykarmering.

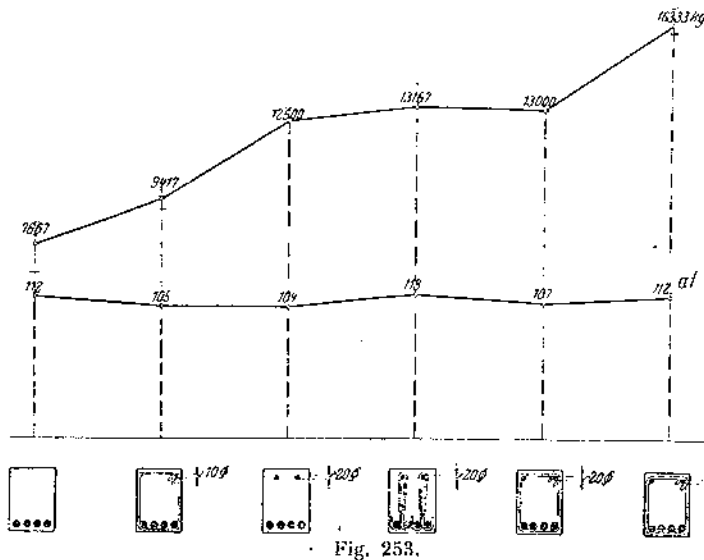


Fig. 253 viser Resultaterne af nogle Forsøg, som Bach og Graf har foretaget med Bjælker fremstillede af svag Beton ( $S^c = 109^{at}$ ) og med en meget kraftig Trækarmering ( $\varphi = ca. 7\frac{1}{2}\%$ ). Kun Trykarmeringen varierede, og den øvre Kurve viser denne Variations Indflydelse paa Bjælkens Brudlast, mens den nedre Kurve viser Tærningestykkerne<sup>1)</sup>.

Man ser, at Brudlasten stiger stærkt med voksende Trykarmering uden Hensyn til, om Jærnene fastholdes med Bøjler eller  $\sigma_j^2$ ). Den sidste Bjælke bar langt mere end de tre foregaaende, fordi dens øvre Armering var fremstillet af Staal med meget høj Flydegrænse. Det er nemlig her, som ved Søjler, **Flydegrænsen** der bestemmer Jærnets Virkning (§ 113).

290. Da det ved Brudforsøg med almindelige underarmerede Plader viser sig, at Trykarmeringen er unyttig, vil Praktikerne være utilbøjelig til at bruge en saadan, men formelt er Brugen motiveret. Uoverensstemmelsen skyldes, at vi regner med en større Sikkerhedskoefficient for Betonen end for Jærnet; var Sikkerhedsgraden i den færdige Konstruktion ens for begge Materialer, altsaa Jærnprocenten lig den kritiske, vilde Virkningen af det trykkede Jærn ogsaa vise sig ved Brudforsøg.

Selv om man med en vis Ret kan sige, at det trykkede Jærn er unyttigt, maa det ikke opfattes, som om Konstruktioner med trykket Jærn var mindre sikre end Konstruktioner uden saadant, tværtimod. Indlægning af trykket Jærn

<sup>1)</sup> Mitt. u. F., Heft 90-91, S. 49.

<sup>2)</sup> Bøjleafstanden var 15 cm. I overarmerede Plader med Trykarmering synker den neutrale Akse med voksende Belastning ligesom i overarmerede Plader uden Trykarmering.

virker nemlig ligesom en Forøgelse af  $s_b$  og medfører altsaa en forøget Træk-Armering og en tilsvarende forøget Brudlast, og skulde Betonen ved et Uheld blive saa slet, at den knuses, inden det strakte Jærn naaer Flydegrænsen, vil Bruddet ske mindre pludseligt, end naar Trykarmeringen mangler.

Ved Brug af Tryk-Armering bør man til Trods for Forsøgene i Fig. 253 hindre Jærnene i at sprænge Betonen og bøje sig ud; hertil anvendes **Bøjler** af den i Fig. 72 under Søjler viste Art, der anbringes i en indbyrdes Afstand af højst 15 Gange Rundjærnets Diameter (Fig. 254). Endvidere maa man hindre Jærnene i at glide ved enten at bruge spinkelt Jærn eller kroge Enderne<sup>1)</sup>.



Fig. 254.

**b. Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger.**

291. Formler til Spændingsbestemmelse udledes paa ganske samme Maade som ved enkelt Armering (Side 103). De til (91)–(93) svarende Formler bliver, naar det trykkede Jærnareal  $f^c$  ligger i Afstanden  $h^c$  fra Overfladen, og Spændingen i det kaldes  $\sigma_j^c$  (Fig. 255):

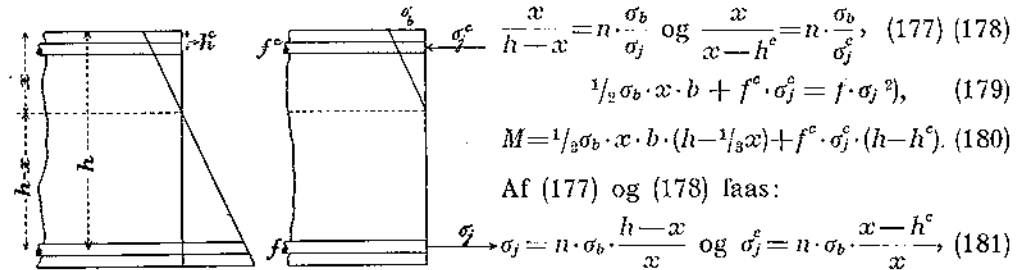


Fig. 255.

$$\frac{x}{h-x} = n \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_j} \text{ og } \frac{x}{x-h^c} = n \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_j^c}, \quad (177) \quad (178)$$

$$\frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b + f^c \cdot \sigma_j^c = f \cdot \sigma_j, \quad (179)$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b \cdot (h - \frac{1}{3}x) + f^c \cdot \sigma_j^c \cdot (h - h^c). \quad (180)$$

Af (177) og (178) faas:

$$\sigma_j = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x} \text{ og } \sigma_j^c = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x-h^c}{x}, \quad (181)$$

der indsat i (179) giver:

$$\frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b + f^c \cdot n \sigma_b \cdot \frac{x-h^c}{x} = f n \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x}, \quad x^2 + 2n \frac{f+f^c}{b} x - 2n \frac{hf+h^c f^c}{b} = 0,$$

$$x = n \frac{f+f^c}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2b(hf+h^c f^c)}{n(f+f^c)^2}} \right). \quad (182)$$

Dermed er den neutrale Akses Beliggenhed bestemt, og (180) giver saa:

$$\sigma_b = \frac{6M \cdot x}{bx^2(3h-x) + 6nf^c(x-h^c)(h-h^c)} \quad (183)$$

Med disse Formler kan et givet Tværsnit undersøges;  $n$  sættes lig 15<sup>3)</sup>. Formlerne (182) og (183) falder sammen med de for enkelt Armering fundne, naar  $f^c$  sættes lig Nul.

<sup>1)</sup> Se det ovenfor citerede Hefte, S. 50.

<sup>2)</sup> Til Ligningens venstre Side skulde egentlig føjes Leddet  $\therefore f^c \cdot \frac{\sigma_j^c}{n}$ , saa at Udtrykket blev

$\frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b + f^c \cdot \sigma_j^c \cdot \frac{n-1}{n}$ , men da Værdien af  $n$  er saa usikker, er der ingen Grund til at indføre denne Komplikation (se B. u. E. 1907, S. 291).

<sup>3)</sup> Hvis man ved Hjælp af de udledede Formler beregner Brudspændingerne ved de foran omtalte Forsøg (Fig. 253), maa man sætte  $n = 20$  à 25 for at finde samme Brudværdi af  $\sigma_b$  for den enkeltarmerede og de dobbeltarmerede Bjælker, men dette skyldes uden Tvivl den unormalt svage Beton.

### c. Spændingsbestemmelse med Hensyntagen til Betonens Trækspændinger.

292. Naar Stadium I (§ 222) lægges til Grund, findes:

$$x = \frac{1/2 b \cdot a^2 + n \cdot f \cdot h + n \cdot f^c \cdot h^c}{b \cdot a + n \cdot (f + f^c)}, \quad \sigma_b = \frac{M \cdot x}{1/2 b \cdot [x^2 + (a-x)^2] + n \cdot f \cdot (h-x)^2 + n \cdot f^c \cdot (x-h^c)^2}, \quad (184-85)$$

$$\sigma_j = n \cdot \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_b, \quad \sigma_j^c = n \cdot \frac{x-h^c}{x} \cdot \sigma_b, \quad \sigma_b^t = \frac{a-x}{x} \cdot \sigma_b. \quad (186-88)$$

### d. Dimensionering uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger.

293. Dobbelt Armering bruges som Regel kun, naar det ikke kan undgaaes, altsaa naar Konstruktionshøjden er givet. Man kan da paa Forhaand skønne Nyttehøjden  $h$ , og beregne Størrelsen af det Moment, som en Plade uden Trykarmering kan optage, naar Spændingerne er de tilladelige, nemlig (134):

$$M' = s_b \cdot W_b = s_b \cdot \mu \cdot b \cdot h^2, \quad (189)$$

hvor  $\mu$  bestemmes af Tabellen Side 111, idet man kender  $\gamma = s_j : s_b$ . Er det givne Moment  $M$ , bliver der et Restmoment tilbage:

$$\Delta M = M - M',$$

der skal optages af det trykkede Jærn  $f^c$  i Forbindelse med en Forøgelse  $\Delta f$  af det strakte Jærn. Det er nu mest økonomisk at bestemme disse to Jærnindlæg saaledes, at den neutrale Akse beholder sin Plads, thi kun i det Tilfælde bliver baade Jærnet og Betonen fuldt udnyttede. Betingelserne herfor er:

$$f^c \cdot \sigma_j^c = \Delta f \cdot \sigma_j \quad \text{og:} \quad f^c \cdot \sigma_j^c \cdot (h - h^c) = M - M' \quad \text{eller:} \quad f^c = \frac{M - M'}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)}. \quad (190) \quad (191)$$

$h^c$  kan skønnes ligesaavel som  $h$ , og da

$$\sigma_j^c = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - h^c}{x} = n \cdot \sigma_b \cdot \left(1 - \frac{1}{\beta} \cdot \frac{h^c}{h}\right), \quad (192)$$

hvor  $\beta$  tages af Tabellen, har man tilstrækkeligt til at bestemme  $f^c$  og  $\Delta f$ .

Med  $n = 15$ ,  $s_b = 50$ ,  $s_j = 1200$  bliver Formlerne (189)–(192):

$$M' = 8,38 \cdot b \cdot h^2, \quad \sigma_j^c = 750 \cdot \left(1 - \frac{h^c}{0,385 h}\right), \quad f^c = \frac{M - M'}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)}, \quad \Delta f = \frac{\sigma_j^c \cdot f^c}{1200}$$

Med  $n = 15$ ,  $s_b = 40$ ,  $s_j = 1000$  faas:

$$M' = 6,56 \cdot b \cdot h^2, \quad \sigma_j^c = 600 \cdot \left(1 - \frac{h^c}{0,375 h}\right), \quad f^c = \frac{M - M'}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)}, \quad \Delta f = \frac{\sigma_j^c \cdot f^c}{1000}$$

Hvis det trykkede Jærnareal udgør over 1% af Betonarealet, tør man ikke regne at faa fuld Nytte af det. Udgør det  $\varphi$ % af det totale Betonareal ( $b \cdot a$ ), foreskriver de danske Normer (1913), at man for  $\varphi > 1$  kun maa regne  $1 + 1/3(\varphi - 1)$ % nyttig<sup>1)</sup>.

Som **Eksempel** paa Brugen af Formlerne ovenfor antages, at en 35 cm høj og 100 cm bred Plade skal optage Momentet 10 000 kgm, uden at Spændingerne overskrider 40 og 1000. Det strakte Jærn skønnes at komme 28 cm og det trykkede 2 cm fra Betonens Yderflader, altsaa  $h = 32,2$ ,  $h^c = 2$  cm. Man har da:

$$M' = 6,56 \cdot 100 \cdot 32,2^2 = 680 000, \quad \sigma_j^c = 600 \cdot \left(1 - \frac{2}{0,375 \cdot 32,2}\right) = 500,$$

<sup>1)</sup> I T. F. T., A. f. J. 1916, S. 12 har Ing. Møllmann offentliggjort en Dimensioneringstabel, beregnet under Forudsætningen  $h^c = 0,1 h$ .

$$f^c = \frac{1 000 000 - 680 000}{500 \cdot (32,2 - 2)} = 21,2 \sim 7 \text{ Rj. } 20 \text{ mm}, \quad \Delta f = \frac{500 \cdot 21,2}{1000} = 10,6.$$

Da  $f^c < 1\%$  af Tværnittet, er det rigtig, at hele  $f^c$  er regnet nyttig.

$$f' = \frac{0,75}{100} \cdot 100 \cdot 32,2 = 24,15 \text{ cm}^2, \quad f = f' + \Delta f = 34,75 \text{ cm}^2 \sim 8 \text{ Rj. } 24 \text{ mm}.$$

Det samlede Jærnindlæg bliver altsaa  $f + f^c = 55,95 \text{ cm}^2$ , medens man uden Trykarmering maatte have haft et langt større Jærnareal (§ 211).

294. Formlerne ovenfor kan omskrives, saa at ikke Momenterne, men Modstandsmomenterne indgaar i dem. Ved i (191) og (190) at indføre:

$$\Delta M = M - M' = s_b \cdot (W_b - W_b') = s_b \cdot \Delta W_b$$

$$\text{faas:} \quad f^c = \frac{s_b \cdot \Delta W_b}{n \cdot s_b \cdot \left(1 - \frac{h^c}{x}\right) \cdot (h - h^c)} = \frac{\Delta W_b}{n \cdot (h - h^c) \cdot \frac{x - h^c}{x}}$$

$$\text{og:} \quad \Delta f = \frac{f^c \cdot \sigma_j^c}{s_j} = \frac{s_b \cdot \Delta W_b}{(h - h^c) \cdot s_j} = \frac{\Delta W_b}{\gamma \cdot (h - h^c)}$$

## 5. Plader armerede med Profiljærn.

295. En Konstruktion som Fig. 256 kunde man tænke sig beregnet som en dobbelt armeret Plade, men det vilde ikke være forsvarligt, da man ikke kan gøre Regning paa en Samvirken af de spredt liggende store Profiljærn og Betonen. Dels er Trykkræfterne i Jærnet meget store i Forhold til Adhæensionsfladen, dels vil Betonen sætte sig, saa der bliver tomt under Flangen, og endelig skiller Jærnene Betonen i Strimler, der kan svinde hver for sig og trække sig løs fra Jærnene. Paa den anden Side er Betonen heller ikke virkningsløs, noget Tryk overføres utvivlsomt til den, og navnlig vil den hindre Jærnets øvre Flange i at bøje sig ud ved Flydegrænsen. Man tager undertiden Hensyn til disse Forhold ved at dimensionere Profiljærnene som fritliggende og forøge den tilladelige Spænding med 10%.



Fig. 256.

De danske Statsbaner har udført en Del Jærnbanebroer efter dette Princip med valsedede Bjælker i 0,8–1 m Afstand og Betonkapper (1:2 $\frac{1}{2}$ :4) med hvælvet Underside. For at Broen ikke skal ryste i Stykker i Tidens Løb forbindes Bjælkekroppene foroven og forneden med Tværbolte, af hvilke de nedre mindst maa være saa stærke, at de kan optage Horizontaltrykket fra Hvælvingerne. En saadan Bro er nem at udføre under en i Drift værende Bane, idet den midlertidige Støtbro bygges saaledes, at Bjælkerne kan oplægges, og Betonen støbes ud fra oven. Konstruktionen er imidlertid kostbar, navnlig ved store Spændvidder, og det er derfor uøkonomisk at bruge den, hvor de nævnte Forhold ikke er tilstede. Se Ing. R. Hiort-Lorenzens Artikler Ing. 1908, S. 2; 1909, S. 142; 1910, S. 209; 1911, S. 403; 1915, S. 361; 1917, S. 225 og Ing. A. M. Poulsens i T. F. T., A. f. J. 1912, S. 30.

## 6. Plader belastede med Enkeltkræfter.

296. Plader, der bærer Enkeltkræfter, maa undersøges baade for Gennemlokning og Bøjning. Ved Undersøgelsen for **Gennemlokning** kan man gaa ud fra, at Trykket forplanter sig ned under en Vinkel af 45° fra Grænserne for det belastede Areal (Fig. 257). Er dette ikke rektangulært, erstattes det med det omskrevne Rektangel; er Enkeltkraften et Hjultryk, regnes det belastede Areal lig  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  eller  $10 \text{ cm} \times$  Fælgbredden. Slidlagets fordelende Virkning falder naturligvis bort, hvis Kraften

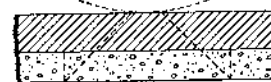


Fig. 257.

virker direkte paa Pladen. Pyramiden skærer Pladens Underside i et Rektangel, og af de til dette svarende 4 lodrette Snit skal Forskydningen kunne optages ganske som ved Søjlefødder (Fig. 80, S. 56). Forskydningsberegningen vil blive omtalt i § 354—62 og 427. Ved Undersøgelsen for **Bøjning** erstatter man ligeledes Enkeltkraften med en over det nysnævnte Rektangel jævnt fordelt Last og forudsætter, at det bøjende Moment fordeler sig jævnt over en Pladebredde, der er lig Bredden af Rektangelet forøget med  $\frac{1}{6}l$  til hver Side, hvor  $l$  er Pladens Spændvidde (Pladen forudsættes bærende i een Retning, om krydsarmerede Plader se § 303). Den saaledes bestemte nyttige Pladebredde maa selvfølgelig ikke overstige Pladens virkelige Bredde eller Afstanden mellem to samtidigt virkende Hjultryk. Endvidere er det en Forudsætning, at Fordelingsjærnene i den paagældende Strimmel mindst udgør 20% af Længdearmeringen<sup>1)</sup>.

## 7. Krydsarmerede Plader.

### a. Kvadratiske Plader.

297. En kvadratisk Plade som Fig. 258, der er simpelt understøttet langs alle 4 Sider, og som er belastet med  $P$  **jævnt fordelt**, maa langs hver af de 4 Sider modtage Reaktionen  $\frac{1}{4}P$ , der fordeler sig symmetrisk om Sids Midtpunkt. Om Reaktionen Fordeling langs en Sidehalvdel vides derimod intet. Under disse Forhold kan man ikke bestemme Pladens bøjende Momenter i vilkaarlige Snit, men kun i **Diagonalsnittene**, thi kun disses Momenter er uafhængige af Reaktionen Fordeling. Denne Fremgangsmaade er første Gang anvendt af Bach<sup>2)</sup> ved Dimensionering af Støbejernsdæksler til Gliderkasser o. lign. Da Reaktionen Resultanter angriber midt i Siderne, og Lastens Resultant i Trekantens Tyngdepunkt, bliver Momentet i Diagonalsnittet:

$$M^D = \frac{1}{2}P \cdot (\frac{1}{4}D - \frac{1}{6}D) = \frac{1}{2}P \cdot \frac{1}{12}D = \frac{1}{24}P \cdot D.$$

Hertil er Beregningen korrekt, men man kender ikke Momentets Fordeling langs Diagonalen. I Praksis regner man med en jævn Fordeling og sætter pr. løb. m:

$$M_{100}^D = \frac{1}{24} \cdot P \cdot l^2 \cdot m. \quad (193)$$

Langs den anden Diagonal har Momentet naturligvis samme Størrelse. I Overensstemmelse med denne Beregning kan Pladen armeres i Diagonalernes Retning og lige stærkt i begge Retninger, idet alt Jærnet tænkes koncentreret i de to Jærnlags fælles Tyngdepunktplan<sup>3)</sup>.

I Praksis plejer man imidlertid at armere parallelt med Siderne, og Trækraften i Jærnet maa derfor opløses efter disse to Retninger. Til at erstatte et Diagonaljærn med Areal  $f$  kræves der (Fig. 259) to Sidejærn, hvert med

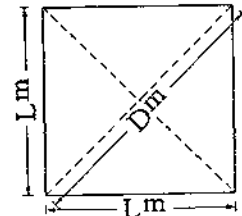


Fig. 258.

<sup>1)</sup> De schweiziske Normer (1909) regner den virksomme Bærebredde lig med Lastens Bredde plus  $\frac{2}{3}$  af Spændvidden plus  $\frac{1}{3}$  Gange Slidlagets Tykkelse, forudsat at der er Fordelingsjærn tilstede. De schweiziske Statsbaner regner (1915) som ovenfor, men gaar ud fra det Rektangel, Pyramiden afskærer paa Pladens Overside, og forlanger 30% Fordelingsjærn; for Sveller i Ballast tegnes Pyramiden fra Svellers Underside og fra et Kvadrat med Sidelinie lig Svellerbredden. Hvis Pladen er opløst i T-formede Bjælker (§ 312), bruges de samme Regler blot med  $\frac{1}{10}l$  i Stedet for  $\frac{1}{6}l$ , og der forlanges Fordelingsribber for mindst hver  $\frac{1}{8}l$ , og Afstanden mellem Pladens Fordelingsjærn maa ikke overstige 20 cm.

<sup>2)</sup> Se f. Eks. *Elasticität und Festigkeit*, 4. Oplag, S. 594.

<sup>3)</sup> Man kunde ogsaa beregne hvert Jærnlag for sig under Hensyntagen til den forskellige Højdebilighed, hvorved det øverste Jærnlag bliver stærkere end det nederste, men Forsøg har vist, at dette fører til svagere Plader, hvilket ogsaa er umiddelbart indlysende (*Ing.* 1916, S. 543).

Areal  $f: \sqrt{2}$ . Hvis Afstanden mellem Diagonaljærnene maalt i Diagonalsnittet er  $a$ , bliver Afstanden mellem de nye Jærn, maalt i et Snit parallelt med Siderne  $a: \sqrt{2}$ . Jærnarealet pr. løb. m af Siden bliver saaledes  $\frac{f: \sqrt{2}}{a: \sqrt{2}} \cdot 100 = \frac{f}{a} \cdot 100$  eller det samme som pr. løb. m af Diagonalen. Det Jærnindlæg pr. løb. m, som findes af Formel (193), kan alt- saa efter Behag lægges parallelt med Diagonalerne eller parallelt med Siderne<sup>1)</sup>. Paa denne Maade bliver Diagonalsnittet stærkt nok, saafremt vor Forudsætning, at Momentet er jævnt fordelt, er rigtig.

298. Paa Forhaand ved vi imidlertid ikke, om Diagonalsnittet er værst paavirket. Momentet i de to med Siderne parallelle Midtersnit kunde godt være større, men i Henhold til, hvad ovenfor er sagt, kan dette Moment kun bestemmes paa Grundlag af visse, vilkaarlige Forudsætninger med Hensyn til Reaktionen Fordeling.

Forudsættes Reaktionen jævnt fordelt langs Siderne, findes Momentet i et af de to Midtersnit at være  $\frac{1}{16}PL$  eller pr. løb. m:  $M_{100}^L = \frac{1}{16}P$ . Dette Resultat er ret selvfølgelig, thi naar Reaktionen er jævnt fordelt, er Forholdene, som om to af hinanden uafhængige Plader, hver armeret i sin Retning, har Halvdelen af Lasten hver, og i hver af de to Pladers Midtersnit virker da Momentet:  $M = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{2} \cdot P \cdot L = \frac{1}{16} \cdot P \cdot L$ . Det er imidlertid indlysende, at to slige Plader ikke kan virke uafhængig af hinanden; de yderste Længdestrimler af den ene Plade kan ikke bøje sig ned som forudsat, men bæres oppe af den anden Plades Midterstrimler. Lasten paa de førstnævnte Strimler bliver derfor ikke overført til Lejet ved disses Ender, men hovedsagelig ved Enderne af den anden Plades Midterstrimler; Reaktionen rykker fra Hjørnerne hen mod Midterne, hvilket bekræftes ved foretagne Forsøg. Pladen krummer sig efter en Kugleflade eller anden Omdrejningsflade, og Hjørnerne hæver sig i Vejret, uden at berøre Lejet.

299. For at komme de virkelige Forhold nærmere vil vi forudsætte Reaktionen fordelt som Fig. 260 viser. Momentet i Midtersnittet bliver da:

$$M^L = \frac{1}{4}P \cdot \frac{1}{2}L + \frac{1}{4}P \cdot \frac{1}{6}L - \frac{1}{2}P \cdot \frac{1}{4}L = \frac{1}{24}P \cdot L$$

$$\text{og pr. løb. m: } M_{100}^L = \frac{1}{24} \cdot P \cdot l^2 \cdot m, \quad (194)$$

altsaa samme Moment som langs Diagonalen; Diagonalmomentet er jo nemlig, som tidligere fremhævet, uafhængig af Reaktionen Fordeling langs en Sidehalvdel.

Hvis Reaktionen fordeler sig, som vist paa Fig. 260, eller i endnu højere Grad koncentrerer sig om Midtpunkterne, bliver Diagonalsnittet det farligst paavirkede. Hvis Reaktionen derimod fordeler sig jævner, bliver Midtersnittene farligere paavirkede<sup>2)</sup>.

Fig. 261 og 262 viser en Plades Overside og Underside i Brudøjeblikket. Af Revnernes Forløb i Undersiden ses tydeligt, at Trækspændingerne ved Enderne

<sup>1)</sup> Forsøg af Bach og Graf har vist, at Armering parallelt med Siderne giver lidt stærkere Plader end Diagonalarmoring (*Ing.* 1916, S. 541).

<sup>2)</sup> Ved Utledeisen af Formel (194) er der kun gjort Brug af, at Resultanten af Reaktionen langs en Sidehalvdel virker i Afstanden  $\frac{1}{6}L$  fra Sids Midtpunkt. Man kommer derfor til samme Resultat ved at regne Reaktionen jævnt fordelt over de midterste  $\frac{2}{3}$  af Siden eller ved at regne med en parabolisk Reaktionskurve strækkende sig over  $\frac{2}{3}$  af Siden.

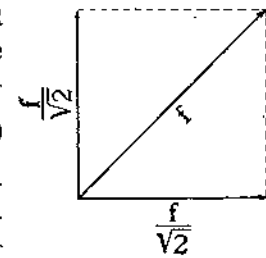


Fig. 259.

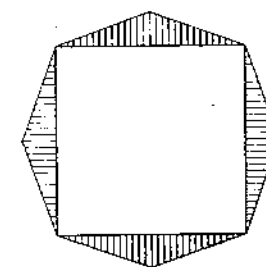


Fig. 260.



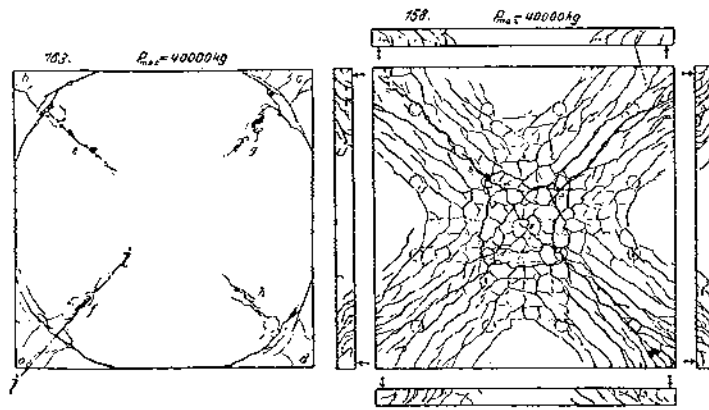


Fig. 261.

Fig. 262.

nalsnittene knuses Betonen i Oversiden som Fig. 261 viser; omkring Pladens Midte, hvor Trykket virker fra alle Sider, er Betonen ikke knust<sup>2)</sup>.

Er Pladen overarmeret, knuses Betonen uden at Jærnet overskrider Flydegrænsen, men ogsaa i dette Tilfælde er Overensstemmelsen med Formel (193) tilstrækkelig god.

Det fremgaar af disse Forsøg, at Midtvertværsnittene ikke er stærkere paa- virket end Diagonalværsnittene, og man er sølgelig paa den sikre Side ved at forudsætte en Reaktionsfordeling efter Fig. 260 og altsaa regne Midtermomen- tet lig med Diagonalmomentet.

**300. Dimensioneringseksempel.** Pladen er 5 m i Kvadrat, bevægelig Last: 200 kg/m<sup>2</sup>; Slidlag: 20 kg/m<sup>2</sup>; Egenvægten skønnes til 0,1·2400 = 240 kg/m<sup>2</sup>, ialt 460 kg/m<sup>2</sup>. Total Last: 460·5<sup>2</sup> = 11500 kg.  $M_{100} = \frac{1}{24} \cdot 11500 = 480 \text{ kgm}$ . Er de til- ladelige Spændinger 50 og 1200, findes:  $h = 0,345 \cdot \sqrt{480} = 7,55 \text{ cm}$ ,  $f_{100} = 0,277 \cdot \sqrt{480} = 6,06 \text{ cm}^2$ . Bruges 10<sup>mm</sup> Rundjærn, bliver den totale Højde 7,55 + 1 + 1 = 9,55 ~ 10 cm; den skønnede Egenvægt er altsaa rigtig. Da Nyttelhøjden er forøget fra 7,55 til 8, kan  $f_{100}$  reduceres til 6,06·7,55 : 8 = 5,74. Vi lægger da 8 Rj. 10<sup>mm</sup> pr. m i begge Retninger og gør Pladen 10 cm tyk. Jærndiameteren er valgt i Overensstemmelse med § 373. Angaaende Forskydningsspændingen se § 357.

**301.** Er Pladen paa alle 4 Sider i **kontinuerlig** Forbindelse med Nabo- plader, og er Lasten jævnt fordelt (Vandbeholdere), kan Momentet regnes til  $\frac{1}{36} P$ , naar  $\frac{2}{3}$  af Stængerne bøjes op i Oversiden over Bjælkerne (Fig. 155, S. 101). I Husbygningen, hvor Lasten er bevægelig, regnes gerne med  $\frac{1}{32} P$ , og man bøjer da kun hvertandet Jærn op. Mangler een eller flere af Nabopladerne, kan man interpolere sig til Momentet mellem de to Værdier  $\frac{1}{24} P$  og  $\frac{1}{32} P$ <sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> For 12 cm tykke Plader, 2 m i Sidelinie, var Overensstemmelsen fuldkommen, mens 8 cm tykke Plader har en Del mere end de skulde. Dette skyldes formentlig, at de tynde Plader krummer sig stærkere end de tykke. Diagonalsnittet, som forudsættes at være et Rektangel, omformes til en Cirkelringsektor, hvorved Modstandsmomentet bliver større.

<sup>2)</sup> Forsøgene viste ogsaa, at det var fordelagtigt at lægge Jærnene noget tættere midt i Pladen end ved Siderne. Dette gælder dog formentlig kun, naar Pladen er simpelt understøttet, og da Virkningen ikke er særlig stor, er der næppe Grund til at gaa bort fra den jævne For- deling af Jærnet (Ing. 1916, S. 542).

<sup>3)</sup> Ved Bach og Graf's Forsøg viste det sig, at naar der var Kontinuitet langs een Side, andredes Momentkoefficienten fra 1:24 til 1:29 (Ing. 1916, S. 551). Efter Pariserudstillingen Aar 1900 blev der gjort Belastningsforsøg med to Plader, A og B, der da formentlig var over 1 Aar gamle (B. u. E. 1903, S. 17). De var paa alle Sider støbt i eet med Bjælker og med Naboplader, kun paa den ene Side af Plade A var der ingen Naboplade. Jærnene var ikke bøjet op ved Lejerne. Plade A var blevet afskallet for tidligt og havde sat sig, Overfladen maatte derfor buges op og støbes højere, hvilket dog næppe har nedsat Styrken, da Jærnprocenten (i een Retning) kun var ca. 0,88. Pladen var 18 cm tyk og armeret med 6 Rj. 15 mm pr. m i begge Retninger; dens fri Areal var 6,6 × 6,3 m<sup>2</sup>. Plade B var 14 cm tyk og armeret med 5 Rj. 15 mm pr. m

af Diagonalsnittet vir- ker vinkelret paa dette, og Revnernes jævne Fordeling ty- der paa, at Momentet faktisk er jævnt for- delt over Diagonal- snittet. Det viste sig ogsaa, at Brudlasten var i meget nær Overensstemmelse med Formel 193<sup>1)</sup>. Som Følge af Jær- nets Flyden i Diago- nalsnittene

**302.** Den samme Formel,  $M_{100} = \frac{1}{24}$  til  $\frac{1}{36} P$ , vil man i Reglen kunne hjælpe sig med, naar Pladen har Form af en ligesidet Trekant eller anden **regulær Polygon**, en Cirkel, et Rektangel, der kun afviger lidt fra Kvadratet o. s. v., overhovedet, naar der kun er ringe Forskel paa Dimensionerne i de to Retninger.

Er der et mindre Hul i Pladen, kan man tage Hensyn til det ved at for- dele det totale Moment over den resterende Pladebredde og ved at indlægge korte, diagonale Jærn i Hullets Hjørner.

**303.** Hvis Pladen er kvadratisk og paa- virket af en **Enkeltkraft i Midten**, findes ad samme Vej som tidligere, at Momentet i Diagonalsnittet bliver:

$$\frac{1}{4} P \cdot 2 \cdot \frac{1}{4} D = \frac{1}{8} \cdot P \cdot D \quad \text{og altsaa:} \quad M_{100} = \frac{1}{8} \cdot P \cdot \text{kgm} \quad (195)$$

Denne Formels Rigtighed er kun i ringe Grad prøvet ved Forsøg, og ind- til videre maa det derfor anbefales at regne:

$$M_{100} = \frac{1}{6} \cdot P \cdot \text{kgm} \quad (196)$$

Endvidere maa det anbefales at flytte nogle af de ydre Jærn i Pladen ind under Enkeltkraften og at lægge nogle Fordelingsjærn under denne i Pladens Overside. Desuden skal Faren for Gennemlokning undersøges (§ 296). Har det belastede Areal en betydelig Udstrækning, kan man interpolere sig til Momentet mellem de to Værdier  $\frac{1}{6} P$  og  $\frac{1}{24} P$ .

**b. Rektangulære Plader.**

**304.** For en rektangulær Plade (Fig. 263) kender man endnu mindre til Reaktionernes Fordeling end for en kvadratisk, idet man ikke ved, hvor stor en Del af Lasten der overføres til de korte Sider, og hvor stor en Del til de lange Sider<sup>2)</sup>.

For at finde **Momenterne i Snit parallelle med Siderne** vil vi forudsætte, at Reaktionen langs en Side er proportional med Sidens Længde, at altsaa Siden  $L$  modtager Trykket  $\frac{P}{2(L+B)} \cdot L$  og Siden  $B$  Trykket  $\frac{P}{2(L+B)} \cdot B$ . Endvidere vil vi forudsætte, at disse Tryk fordeler sig over Siden som vist i Fig. 263; Højden i Trekanterne bliver da ens. Momentet i Snittet I bliver:

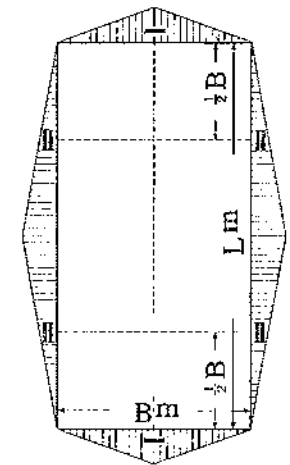


Fig. 263.

i begge Retninger; dens fri Areal var 5,85 × 7,05 m<sup>2</sup>. Ved Forsøget har A (inclusive Egenvægt): 129400 kg og B: 125000 kg. Ved disse Belastninger begyndte de Søjer, der har Konstruktionen, at bøje sig, saa Forsøget maatte afbrydes, men Pladerne var da allerede saa ødelagte, at de næppe kunde have baaret væsentlig mere. For Plade A findes  $W_j = 144$ , og regnes Jærnets Flyde- grænse at ligge ved 2800 at, kan den i Brudøjeblikket optage Momentet:  $M_{100} = 144 \cdot 28 = 4030 \text{ kgm}$ . Sættes dette Moment lig 129400·c, findes  $c = 32,2$ . For Plade B var  $W_j = 88,8$ , hvoraf paa samme Maade findes:  $c = 50,4$ .

<sup>1)</sup> Bach og Graf fandt  $M_{100} = P : 6,3$  og  $P : 6,4$  henholdsvis for en 12 cm og en 8 cm tyk Plade, der belastedes paa en Flade, der var 12 cm i Kvadrat. Brudlasten var i de to Tilfælde 11000 og 6000 kg, saa Forskydningsspændingerne var meget store og medførte til Slut en regulær Gennem- lokning af Enkeltkraften. Disse Forhold har muligvis fremskyndet Bruddet (D. A. f. E., Heft 30, S. 204).

<sup>2)</sup> Da Resultanten af Reaktion langs en Side maa angribe i dennes Midtpunkt, kan vi paa samme Maade som for den kvadratiske Plade beregne **Diagonalmomentet**. Eftersom Højden i en af de to Trekanter, hvori en Diagonal deler Pladen, er  $B \cdot L : \sqrt{B^2 + L^2}$ , bliver Diagonalmomen- tet  $\frac{1}{2} \cdot P \cdot (\frac{1}{2} - \frac{1}{3}) \cdot B \cdot L : \sqrt{B^2 + L^2} = \frac{1}{12} \cdot P \cdot B \cdot L : \sqrt{B^2 + L^2}$ . Fordeles det jævnt over Diago- nalen, og sættes  $P = p \cdot B \cdot L$ , faas:

$$M_{100}^D = \frac{1}{12} \cdot p \cdot B \cdot L : (B^2 + L^2) \quad \text{og} \quad M_{100}^D = \frac{1}{12} \cdot p \cdot B^2 \cdot L^2 : (B^2 + L^2) \quad (197) (198)$$

Divideres med  $L^2$  og sættes  $L = \infty$ , findes  $M_{100}^D = \frac{1}{12} \cdot p \cdot B^2$ , og da Maksimalmomentet i en saadan Plade er  $\frac{1}{8} \cdot p \cdot B^2$ , er det paa Forhaand givet, at Formel (198) kun kan bruges som Dimensioneringsformel, saafremt Forholdet  $L : B$  ikke er altfor stort.

$$M^L = \frac{P}{2(L+B)} \cdot L \cdot \frac{B}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{2(L+B)} \cdot B \cdot \frac{B}{6} \cdot 2 - \frac{P}{2} \cdot \frac{B}{4} = \frac{P}{24} \cdot \frac{B}{L+B} (3L - B),$$

$$M^L = \frac{P}{24} \cdot B \cdot \frac{3-B:L}{1+B:L} \text{ eller pr. lb. m: } M_{100}^L = \frac{P}{24} \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{3-B:L}{1+B:L} \quad (199) (200)$$

For  $L = B$  giver (200):  $M_{100}^L = \frac{1}{24} \cdot P$ , for  $L = \infty$  giver (199):  $M^L = \frac{1}{6} \cdot P \cdot B$

En Undersøgelse viser, at Momentet i Snit I er større end Momenterne i andre dermed parallelle Snit. Momenterne paa den anden Led af Pladen viser sig derimod at blive størst i Snittene II, der ligger i Afstanden  $\frac{1}{3}B$  fra Pladens Ender. Momentet her er:

$$M_{100}^B = \frac{P}{24} \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{3-B:L}{1+B:L} \quad (201)$$

altsaa det samme som (200). Den rektangulære Plade skal derfor ogsaa armeres ens i begge Retninger.

305. Skrives (200) og (201) i Formen:

$$M_{100}^L = M_{100}^B = P : c \text{ kgm}, \quad (202)$$

antager  $c$  følgende Værdier:

$L : B =$	1	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$	2	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{4}$	3
$c =$	24,0	24,6	25,7	27,2	28,8	30,5	32,3	34,1	36,0.

I Tilfælde af **Kontinuitet** langs alle fire Sider kan de fundne Momenter multipliceres med  $\frac{3}{4}$  à  $\frac{2}{3}$  efter Belastningens Karakter paa samme Maade som ved kvadratiske Plader (§ 301), og hvad der er sagt om Interpolation gælder ogsaa her.

306. Det er af Betydning at fastslaa, at Formel (200) er gyldig uden Hensyn til Formen af Reaktionskurven langs Siden  $L$ , og at Reaktionen langs Siden  $B$  godt kan være fordelt paa en anden Maade, naar blot Resultanten af Reaktionerne paa den ene Halvdel af  $B$  angriber i Afstanden  $\frac{1}{4}B$  fra Midten. En **Grundbetiingelse for Formlens Gyldighed** er derimod, at den totale Reaktiøn langs  $L$  forholder sig til den totale Reaktiøn langs  $B$  som  $L : B$ .

At den forudsatte Reaktionsfordeling maa være nogenlunde rigtig fremgaar af *Bach* og *Graf's* Forsøg. Ved disse var Lasten ikke helt jævnt fordelt, idet den bestod af et stort Antal Enkeltkræfter, som antydet ved Cirkler paa Fig. 264, der viser Undersiden af en Plade i Brudejeblikket, mens Fig. 265 viser Oversiden.

Under Forudsætning af Reaktionsfordelingen i Fig. 263 finder man, at Momentet ikke bliver størst i Snit I—I, men under den Midten nærmeste Krafttrække. Det beregnede Moment her og det af *Bach* fundne Brudmoment er sammenstillede nedenfor:

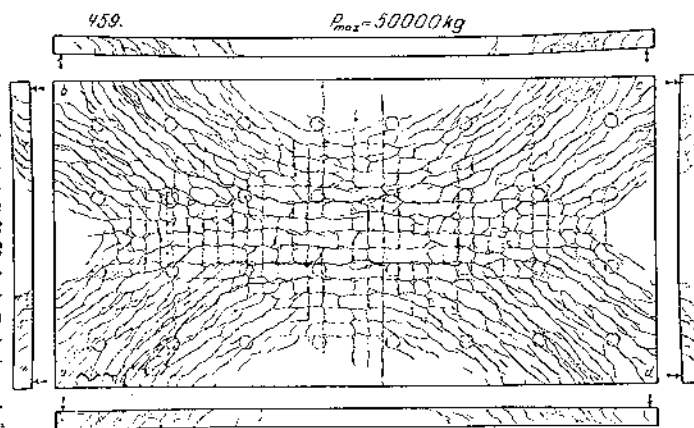


Fig. 264.

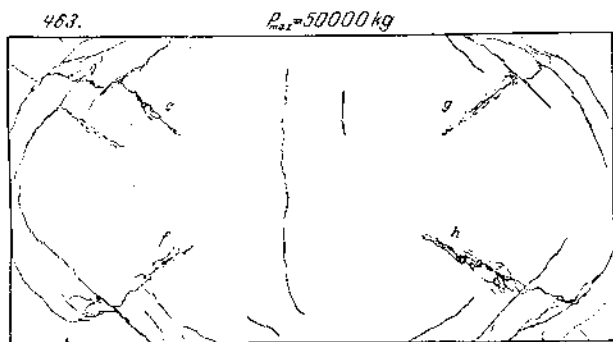


Fig. 265.

Overensstemmelsen er omtrent fuldkommen, og man tør derfor slutte, at det under Forudsætning af samme Reaktionsfordeling udregnede Moment for jævnt fordelt Last (200) ogsaa er rigtig.

307. I de danske (1913) og mange andre Normer er der indført Beregningsmaader, der fører til en svagere Armering i Pladens Længderetning end i Tværretningen og lægger en langt større Del af Reaktionen over paa de lange Sider, men de nys nævnte Forsøg viser, at disse Beregningsmaader er urigtige<sup>1)</sup>.

Pladestørrelse i m	2 · 2	2 · 3	2 · 4
Beregnet $M_{100}$ i kgm	$P : 21,6$	$P : 24,5$	$P : 28,2$
Empirisk " " "	$P : 21,8$	$P : 24,6$	$P : 28,3$

### c. De Pladen bærende Bjælker.

308. Hvis en krydsarmeret Plade bæres af Bjælker, bliver Lasten paa disse henholdsvis  $\frac{P}{2(L+B)} \cdot L$  og  $\frac{P}{2(L+B)} \cdot B$ , der burde regnes fordelt i Overensstemmelse med Fig. 263. For Nemheds Skyld regner man dog ofte med en jævn Fordeling.

Naar krydsarmerede Plader bruges i Støttemure eller som Vægge i Vandbeholdere, og Lasten virker som det lodrette Snit Fig. 266 viser, skal Reaktionen have en Resultant, der gaar gennem Trekantens Tyngdepunkt, hvilket er Tilfældet, naar Reaktionen antages at fordele sig som Fig. 267 viser, hvor:

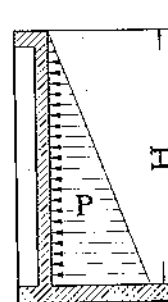


Fig. 266.

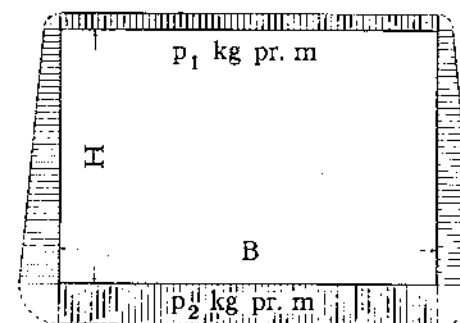


Fig. 267.

$$p_1 = \frac{P}{H+B} \cdot \frac{1}{3} + H : B \quad (203)$$

$$p_2 = \frac{P}{H+B} \cdot \frac{2}{3} + H : B \quad (204)$$

Er Pladens Last fordelt efter et Trapez (Jordtryk), beregnes Reaktionen fra Trekantsbelastningen og fra den jævnt fordelte Last hver for sig og adderes.

### d. Paddehatsystemet.

308,1. Fra Amerika er Brugen af krydsarmerede Plader, der ikke bæres af Bjælker, men direkte hviler paa Søjlerner (Fig. 267,1), ved at brede sig til Evropa. Systemet er yderst simpelt, saavel hvad Projektering som Udførelse angaar, og man opnaar at faa plane Loftslader. Betonforbruget er ret stort, men til Gengæld er Jærmængden reduceret til ca. Halvdelen

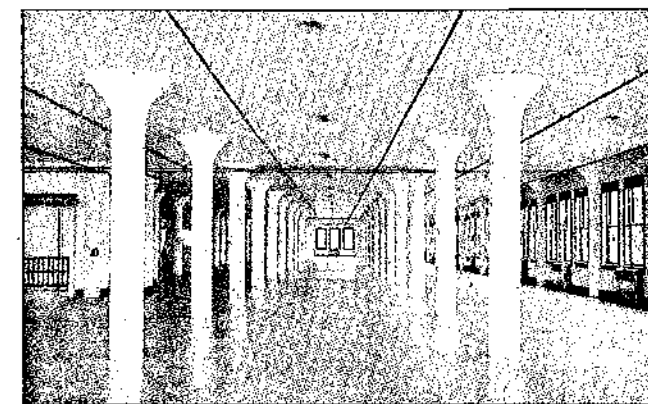


Fig. 267,1. Paddehatloft med Sprinklertak (§ 69).

<sup>1)</sup> Se Ing. 1916, S. 550. De nævnte Formler forudsætter Proportionalitet mellem Spændinger og Formforandringer og gælder derfor ikke paa Brudstadiet, hvor Flydegrænsen er overskredet for bæge Jærnlags Vedkommende. Formlerne fører til Konstruktioner, hvis Sikkerhed overfor Brud varierer med Pladernes Langstrækkethed. Den matematiske Behandling af Spændingstilstanden i en krydsarmeret Plade under Forudsætning af Hooke's Lov m. m. har gjort store Fremskridt i de senere Aar, se desangaaende: *Danusso*: Beitrag zur Berechnung der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten und deren Aufnahmeträger, Berlin 1913; *Leitz*: Die Berechnung der frei aufliegenden, rechteckigen Platten, Berlin 1914; *Nadai*: Die Formänderungen und die Spannungen von rechteckigen, elastischen Platten (*Mit. d. F.*, Heft 170-71), Berlin 1915.

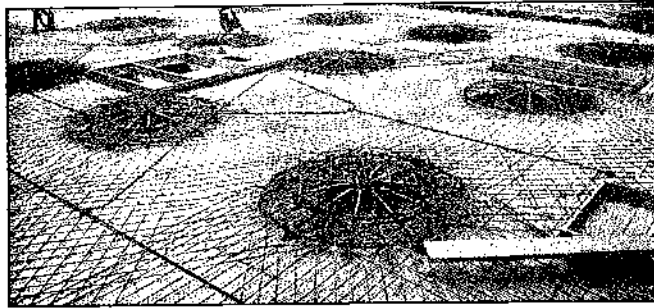


Fig. 267,2.

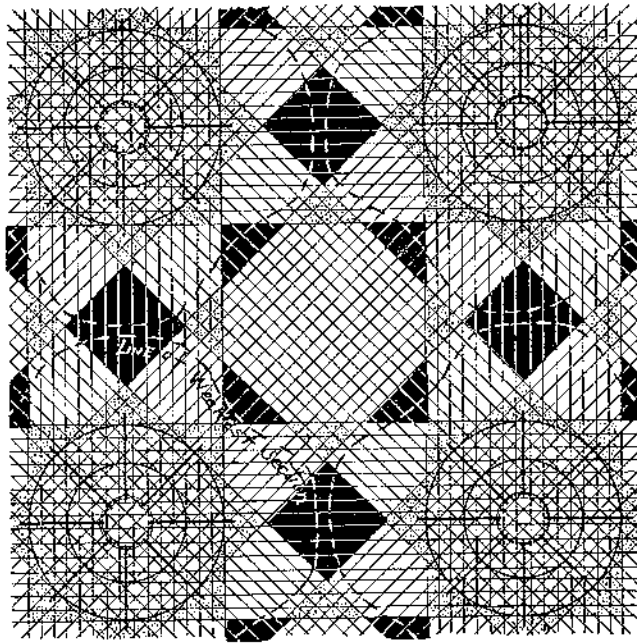


Fig. 267,3.

er runde eller 8-kantede, med et Hoved, hvis Form »i Forbindelse med den Hurtighed, hvormed Bygningen rejses« har givet Systemet dets Navn.

Dimensioneringen udføres paa Grundlag af de i Amerika indvundne Erfaringer, navnlig Turners, som Prof. Eddy har forsøgt at underbygge med en Teori (*Flat Plate Theory of Reinforced Concrete Floor Slabs*). Pladetykkelsen gøres ikke mindre end 15 cm og heller ikke mindre end  $\frac{1}{40} \cdot \frac{1}{2} (L + B)$ , hvor  $L$  og  $B$  er Afstanden mellem Søjleakserne i de to Retninger, da Pladen ellers bliver for elastisk. Konstruktionen er derfor uøkonomisk ved smaa Belastninger. Søjlerne udføres af bevirket Beton (§ 138). Søjlehovedets Diameter maalt ved Pladens Underside vælges lig ca.  $\frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} (L + B)$ ; Hovedet gøres kegle- eller pyramideformet og saaledes, at Keglens Frembringer danner en Vinkel paa 45–55° med Pladen. Keglen kan armeres ved at bøje Søjleens Jærn ud i den, og i saa Fald maa Forbindelsen med den øvre Søjle tilvejebringes ved Indstøbning af særlige Stødjærn, men det er formentlig bedre at gaa frem som ved almindelige Søjler (Fig. 70, S. 54) og armere Keglen med særlige Jærn. Turners Stjerne (Fig. 267,2) er næppe rationel, og der er ogsaa dette Mening om Nytten af Ringene, som hyppigt udelades; skal de gavne, maa de lægges op i Oversiden, hvor de kan optage Ringspændingerne.

Systemet egner sig bedst for kvadratiske Felter, i alt Fald bør man have  $B > \frac{2}{3} L$ . Ved Dimensioneringen tænkes Pladen opløst i diagonale Bælter og Sidebælter, alle af Bredden  $\frac{1}{16} \cdot \frac{1}{2} (L + B)$ ; over denne Bredden fordeles Jærnene jævnt. For de diagonale Bælter sættes  $M_{100} = \frac{1}{16} q \cdot L^2$ , hvor  $q$  er Lasten i kg/m<sup>2</sup>. For Sidebælterne sættes  $M = \frac{1}{128} q \cdot B \cdot L^2$  og  $M = \frac{1}{128} q \cdot L \cdot B^2$ , henholdsvis for Spændvidden  $L$  og  $B$ , hvoraf  $M_{100}$  faas ved Division med Bæltets Bredden. For  $B = L$  bliver  $M_{100}$  ens for samtlige Bælter. I et Bæltets yderste Røg multipliceres Momentet med 1,5. Der regnes med en tilladelig Jærnsparing af 900 ut og en tilladelig Betonspænding, der er lig  $\frac{1}{4}$  af den normale (§ 94). Undertiden forøges Pladetykkelsen med indtil 50% over Søjlen indenfor den Cirkel, hvis Diameter er lig Bæltbredden. I Fig. 267,3 er Bæltbredden ikke  $\frac{1}{16} L$ , men  $\frac{1}{2} L$ , hvilken Bredden Turner tidligere brugte.

af det normale, og Konstruktionen er derfor økonomisk, saafremt Lasten er saa stor, at de store Betontykkelser nogenlunde kan udnyttes. Men man ved endnu kun lidet om Konstruktionens Bæreevne, navnlig i Yderfelter og langstrakte Felter, og der er næppe Tvivl om, at en væsentlig Del af Besparelsen opnaaes paa Bekostning af Sikkerhedsgraden. Armeringen udføres paa forskellige Maader. Turner i Minneapolis, der har det oprindelige Patent, bøjer Søjlernes Jærn stjerneformigt ud i Pladen (Fig. 267,2 og 267,3) og belægger dem med Ringe af Rundjærn, hen over hvilke Pladens Jærn føres; dette udlægges i Bælter, der dels er parallelle med Søjlerækkerne, dels med Felternes Diagonaler; alle Pladens Jærn er paa denne Maade virksomme til at hindre en Gennemlokning, og desuden forsynes Søjlerne, der

Det volder tekniske Vanskeligheder at bøje Jærn op fra baade Diagonal- og Sidebælter; som Regel bøjes alle Diagonaljærnene op, mens alle Sidejærnene forbliver i Undersiden, men den modsatte Ordning er ogsaa mulig. Diagonaljærnene bøjes op efter en ret Linie i Afstanden  $\frac{1}{6} D$  fra Søjleakse og føres ud til Afstanden  $\frac{1}{4} D$  paa den modsatte Side af Søjlen, saaledes at Jærnarealet til Optagelse af det negative Moment over Søjlen fordobles. Yderfelter afsluttes med en almindelig Bjælke, og af de Diagonaljærn, der løber ind paa denne, bøjes kun hvert andet op. Bjælkens dimensioneres for  $\frac{1}{4}$  af Feltets Belastning; heraf regnes Halvdelen jævnt fordelt, mens Halvdelen tænkes overført ved Bjælkens Ender nemlig paa den Strækning, der træffes af de diagonale Bælter.

Iøvrigt henvises til T. F. T. A. f. J. 1913, S. 11 og B. u. E. 1914, S. 276; en teoretisk Behandling findes i Hager: Theorie des Eisenbetons, S. 266.

## 8. Bjælker med rektangulært Tværsnit.

309. Bjælker med rektangulært Tværsnit er ikke væsensforskellige fra Plader og kan beregnes som disse, saasnart Bredden er fastslaaet. Denne er ofte givet paa Forhaand, som naar Bjælken overdækker en Muraabning, og skal kunne rummes indenfor Murykkelsen. Har man frie Hænder, kan man efter Behag vælge et lavt og bredt Tværsnit eller et højt og smalt. Det sidste vil som Regel være det billigste. En Rettesnor ved Valget af **Forholdet mellem Højde og Brede** kan ikke gives, da rektangulære Bjælker finder de mest forskellige Anvendelser.

Er det bøjende Moment  $M^{kgm}$ , og er **Bredden givet** lig  $B^m$ , dimensionerer man lettest ved at regne Momentet ud pr. lb. m af Bjælkens Brede:

$$M_{100} = \frac{M^{kgm}}{B} \quad (205)$$

og derpaa bruge Værdierne i Tabellen Side 105 til at bestemme  $h$  og  $f_{100}$ , hvorefter det søgte Jærndlæg bliver  $f = B \cdot f_{100}$ .

Er til **Eksempel**  $M = 3500^{kgm}$ ,  $B = 0,35^m$  og de tilladelige Spændinger 50 og 1200, findes:

$$M_{100} = 3500 : 0,35 = 10\,000,$$

$$h = 0,345 \sqrt{10\,000} = 34,5, \quad f_{100} = 0,277 \sqrt{10\,000} = 27,7, \quad f = 0,35 \cdot 27,7 = 9,7.$$

Vi vælger 6 Rj. 14<sup>mm</sup> = 9,27 cm<sup>2</sup> og maa altsaa forøge Højden til  $34,5 \cdot \frac{9,7}{9,27} = 36,1$ ,

hvertil kommer 0,7 + 1<sup>cm</sup>, ialt 37,8 ~ 38<sup>cm</sup>. Foretrækker man at bruge en større Højde, formindskes Jærnarealet proportionalt (§ 209).

Er **Højden** paa Forhaand **givet**, bestemmes Brede og Jærndlæg som vist ved følgende Eksempel:  $M = 3500^{kgm}$ ,  $s_b = 50$ ,  $s_j = 1200$ , den totale Højde  $a = 30^m$ ; find  $B$  og  $f$ . Vi skønner  $h = 28^m$  og finder af Tabellen Side 105:

$$h = 28 = 0,345 \sqrt{M_{100}}, \quad \text{altsaa} \quad M_{100} = \left( \frac{28}{0,345} \right)^2 = 6600^{kgm}.$$

En 1<sup>m</sup> bred Bjælke vil altsaa kunne optage 6600<sup>kgm</sup>, naar  $h = 28$ , og naar  $\varphi = 0,801$ , altsaa  $f_{100} = 28 \cdot 0,801 = 22,4$  cm<sup>2</sup>. Da det givne Moment kun er 3500,

kræves Bredden  $100 \cdot \frac{3500}{6600} = 53^m$  og Jærndlægget  $f = 22,4 \cdot 0,53 = 11,9$  cm<sup>2</sup>.

Vi bruger 8 Rj. 14<sup>mm</sup> = 12,32 cm<sup>2</sup>, hvorved den totale Højde bliver  $a = 28 + 0,7 + 1 = 29,7 \sim 30^m$ .

310. Navnlig naar Højden er givet, er det dog lettere at dimensionere ved Hjælp af Formel (134) i § 215 og (95) i § 202:

$$M = s_b \cdot W_b = s_b \cdot \mu \cdot bh^2 \quad \text{og} \quad f = \frac{\varphi \cdot b \cdot h}{100}$$

Med Spændingerne  $50/1200$  faas (Formel 136):

$$M = 8,38 bh^2 \quad \text{og} \quad f = \frac{0,801 \cdot b \cdot h}{100}$$

der, anvendt paa det nysnævnte Eksempel, giver:  $b = \frac{3500 \cdot 100}{8,38 \cdot 28^2} = 53,3 \text{ cm}$

og  $f = \frac{0,801 \cdot 53,3 \cdot 28}{100} = 11,95 \text{ cm}^2$ .

311. Er Bjælken høj i Forhold til Bredden, kan der være Fare for en Udbøjning, og overhovedet er den trykkede Beton under lignende Forhold som i en Søjle, saaledes at det ofte vil være rigtigst at **armere de øvre Hjørner** (Fig. 268). Disse Jærns Diameter kan, i Mangel af en bedre Metode, bestemmes som følger. En Søjle kræves armeret med  $\frac{3}{4}\%$  Jærn; er Søjlen kvadratisk med Sidelinie  $b$ , og lægges der et Jærn med Diameter  $d$  i hvert Hjørne, haves:

$$b^2 \cdot \frac{0,75}{100} = 4 \cdot \frac{1}{4} \pi d^2, \text{ hvoraf } d^2 = \frac{b^2}{419} \text{ og } d \sim \frac{b}{20}$$

I Analogi hermed kan vi for Bjælakens øvre Jærn vælge Diameteren lig  $\frac{1}{20}$  af Bjælkebredden. De trykkede Jærn maa fastholdes med Bøjler efter de i § 105 givne Regler. Man kan bruge Formen Fig. 74 eller gaa frem, som Fig. 268 viser, hvor den vandrette Bøjle foroven indlægges sidst. Fig. 37 er et Fotografi af en saadan Armering. Man kan ogsaa bruge Slyngbaand af den i Fig. 75 eller i Konsollen paa Fig. 70 viste Art, men de kræver mere Arbejde, navnlig hvis Længdejærnene har Kroge, og det i § 105 nævnte Hensyn til Støbningen gør sig ikke gældende her, hvor Baandene staar lodret.

Vil man bruge det trykkede Jærn til at formindske Bjælakens Højde, foretages Beregningen som beskrevet under Plader (§ 293)<sup>1)</sup>.

Ligger Bjælken i en **Mur**, saaledes at den ikke kan bøje sig ud (Fig. 372 i § 425), er Indlæggelsen af trykket Jærn unødvendig.

## 9. T-Bjælker med tyk Plade.

### a. Bjælkehovedet.

312. Naar man ser paa en tyk Jærnbetonplade (Fig. 269) og tænker paa, at Betonens Trækstyrke ikke medregnes, ligger den Tanke nær, at man maa kunne bortskære al Betonen under den neutrale Akse og blot lade nogle Ribber staa, i hvilke Jærnet kan koncentreres. Man har da de saakaldte **Ribbeplader- eller T-formede Bjælker** (Fig. 155).

Vi forudsætter i dette Afsnit, at den tiloversblevne Pladetykkelse er lig eller større end  $\alpha$ ; i saa Fald er Konstruktionen teoretisk set at betragte som en almindelig Plade, og Formlerne for  $\alpha$ ,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_b$ ,  $h$  og  $f_{100}$  er ganske de samme som tidligere, medens de sekundære Plader bliver at beregne som omtalt i § 285.

Trykspændingerne i en saadan T-Bjælke er naturligvis størst lige over Ribben og aftager derfra til bægge Sider, saa der begaas en Fejl, naar Trykket regnes ensformig fordelt, og denne Fejl vokser med Bjælkeafstanden. I Følge anstil-

<sup>1)</sup> En Bjælkes Trykzone kan forstærkes, og Bjælakens Højde i tilsvarende Grad formindskes ved Indlæggelse af en **skruvunden Armering** i Bjælakens øverste Del. Det Areal, der ligger indenfor Beviklingen, kan man da regne paavirket af en jævnt fordelt Spænding, der er lig den under almindelige Forhold tilladelige Kantspænding; saaledes foreskriver det preussiske Ministerium for offentlige Arbejder (B. u. E. 1912, S. 109). Vedrørende Beregningens Udførelse se B. u. E. 1913, S. 54.

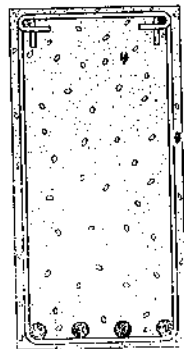


Fig. 268.

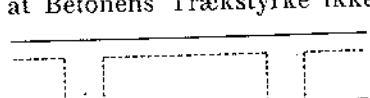


Fig. 269.

lede Forsøg kan man imidlertid godt gaa ud fra en ensformig Fordeling, naar de Dele af Pladen, hvis

Afstand fra Bjælakens Midte overstiger  $\frac{1}{6}$  af Bjælakens Spændvidde, ikke medregnes som Hoved i Bjælken. Den nyttige Pladebredde bliver altsaa for en symmetrisk Bjælke  $\frac{1}{3} l$  og for en Randbjælke  $\frac{1}{6} l + \frac{1}{2} b_0$  (Fig. 270)<sup>1)</sup>.

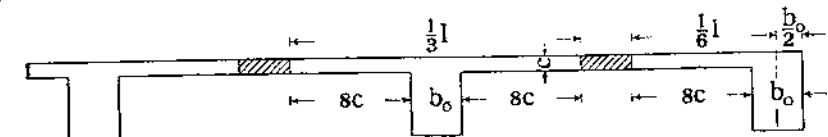


Fig. 270.

De fleste Jærnbeton-Normer indeholder yderligere en Bestemmelse om, at den nyttige Pladebredde heller ikke maa overstige et vist Multiplum af Pladens Tykkelse; i Danmark maa der saaledes kun regnes med Bjælkebredden + 8 Gange Pladetykkelsen til hver Side (Fig. 270)<sup>2)</sup>.

Selvfølgelig maa Hovedets Bredder aldrig regnes saa stor, at det griber ind i Nabobjælakens Hoved.

313. Da T-Bjælakens Hoved bærer som Plade fra Ribbe til Ribbe, vil det saa Tryk i to paa hinanden vinkelrette Retninger, hvilket man lige saa lidt som ved krydsarmerede Plader behøver at nære Betæneligheder ved. Hvis Bjælkerne bæres af en Drager, anvender man endog den samme Plade for tredje Gang som Hoved for Drageren. Det kunde synes noget dristigt, men man

<sup>1)</sup> Selv om Bjælken ikke fremtræder som Randbjælke, men som en selvstændig Bjælke med eensidigt Hoved, kan man godt regne som angivet (se Bach og Graf's Forsøg i Mill. u. F., Heft 90-91, S. 43). Efter Teorien skulde den neutrale Akse i et saadant Tværsnit ligge skævt, faldende fra venstre til højre (Fig. 270), og Spændingsfordelingen blive tilsvarende skævt. De teoretiske Forudsætninger synes imidlertid ikke at passe i Brudøjeblikket. Angaaende den teoretiske Behandling kan henvises til Hoyer: Theorie des Eisenbetons 1916, S. 153.

<sup>2)</sup> Denne Regel kan være ganske praktisk, fordi den begrænser Forskydningsspændingerne mellem Bjælke og Plade (§ 364), men dens Nødvendighed er ikke blevet bekræftet ved Forsøg, saaledes som den førstnævnte. Bach og Graf's Forsøg med 3 m lange, T-formede Bjælker med variabel Bredder af Hovedet viser, at selv naar Hovedet er 1 m bredt ( $\frac{1}{3} l$ ), udnyttes det fuldtud. Ved disse Forsøg var Fligens Bredder indtil ca. 7 Gange Pladetykkelsen (6 cm), mens Kroppens Bredder var 18 cm (Mill. u. F., Heft 90-91). Forøges Hovedets Bredder fra  $\frac{1}{3} l$  til  $\frac{1}{2} l$ , forøges Styrken af Bjælken kun i ringe Grad, og det har ingen Indflydelse, om man forøger Pladetykkelsen; en Bjælke med 3 m Spændvidde og 1,5 m bredt Hoved har det samme, hvad enten Hovedet var 8 eller 10 cm tykt (Heft 122-23, S. 64). Ogsaa Melans Forsøg med T-Bjælker med indtil 0,7% Armering og 4,25 m Spændvidde viser, at Brudværdien af  $\sigma_s$  er uafhængig af Pladebredden, saalænge denne ikke overstiger  $\frac{1}{3} l$ ; ved disse Forsøg var Pladetykkelsen 6 cm. Ved Bach og Graf's Forsøg maalttes Pladens Sammentrykning saavel ved Randene som over Bjælken; Fig. 271 viser Resultatet for en 3 m lang Bjælke, belastet i Trediedelspunkterne med ialt 30000 kg (Brudlast 49000 kg); Maalelængden var 60 cm og laa midt paa Bjælken. Sammentrykningen ses at aftage ud mod Pladeranden; for de 100 cm brede Plader var dette ikke Tilfældet (Heft 122-23, S. 93).

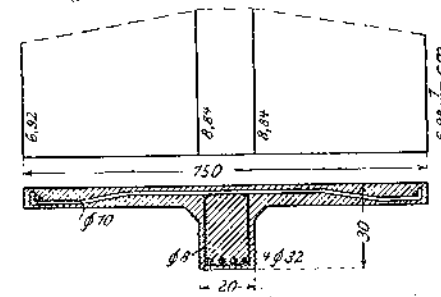


Fig. 271.

Efter de nye tyske Bestemmelser (1915) maa den halve nyttige Pladebredde hverken overstige  $8c$  eller  $4b_0$  eller 2 Gange Bjælakens totale Højde, hvorimod den er uafhængig af Bjælakens Spændvidde. Har Bjælken eensidigt Hoved, maa der kun regnes med  $\frac{1}{6}$  af de nævnte Værdier, hvortil kommer  $\frac{1}{2} b_0$ .

Ved Dimensionering efter disse Regler sættes  $b = 16c$ , og naar  $h$  og  $b_0$  er fundne, undersøger man, om de tilfredsstiller de stillede Betingelser; gør de det ikke, maa Dimensionerne forøges, eller ogsaa maa der regnes om med et mindre  $b$ . De schweiziske Statsbaner bestemmer (1915), at den halve nyttige Pladebredde hverken maa overstige  $\frac{1}{2} b_0 + \frac{1}{10} l$  eller  $\frac{1}{2} b_0 + 8c$ ; har Bjælken eensidigt Hoved, maa der kun regnes med  $\frac{1}{6}$  af de nævnte Værdier. Er Pladen under 6 cm tyk, maa den ikke medregnes som Hoved i Bjælken. Efter de schweiziske Normer (1909) maa den Pladebredde, der regnes virksom, ikke overstige  $\frac{1}{3}$  af Bjælakens Spændvidde og heller ikke 20 Gange Pladetykkelsen. Philadelphias Byggepolitil forbyder ogsaa, at Nyttibredden regnes større end 20 Gange Pladetykkelsen (B. u. E. 1908, S. 19).



maa erindre, at alle vel udførte Konstruktioner er underarmede, saa at Brudlasten bestemmes af Jærnspeendingen.

De tyske Bestemmelser (1915) kræver, at naar Pladens Bærejærn ligger parallelt med Drageren, skal der tværs paa denne indlægges mindst 8 Rj. 7<sup>mm</sup> pr. m og af en Længde, der er lig den regningsmæssige Bredde af Dragerens Hoved. Dette Jærn, som skal sikre Forbindelsen mellem Bjælkens Krop og Hoved, kan imidlertid bestemmes ved Beregning (§ 365), hvilket synes mere tiltalende.

### b. Bjælkekroppen.

**314. Bjælkernes Bredde,**  $b_0^{\text{cm}}$ , skal være saa rigelig, at der er Plads til Jærnet, der lægges i eet eller to, sjældnere flere Lag<sup>1)</sup>. Af Hensyn til Støbningen bør den fri Afstand mellem to Jærn mindst være 3<sup>cm</sup>. Mellem det yderste Jærn og Forskallingen burde man have samme Afstand af Hensyn til Støbningen, men da det for Undgaelsen af Revner er heldigt at have Jærnet godt ude i Hjørnet, vil vi her regne med den halve Afstand. Naar  $d$  er Rundjærnets Diameter og  $a$  Antallet af Jærn i et Lag, bliver den nødvendige Bjælkebredde altsaa  $(d + 3) \cdot a$ . Denne Formel kan bruges for 20<sup>mm</sup> Rj. og spinklere; for sværere Jærn maa det tilraades at gøre  $b_0 = 2,5 d \cdot a^2$ .

Lægges Jærnene i to Lag, og er Antallet ulige, anbringes de fleste Jærn i underste Lag, hvor de gør størst Nytte (Fig. 272). Man kan ofte se Jærnene anbragt, som Fig. 273 viser, men det er ikke godt, da Støbningen derved vanskeliggøres; Principet i Fig. 272 bør overholdes, selv om det fører til usymmetrisk Armering.

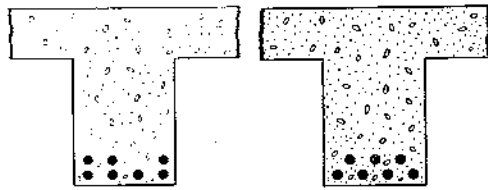


Fig. 272.

Fig. 273.

Afstanden mellem de enkelte Jærnlag kan sættes til 1<sup>cm</sup> og fikseres ved Indlægning af 10<sup>mm</sup> Jærnstumper mellem Lagene. Det dækkende Betonlag giver man samme Tykkelse som ved Plader (§ 197), men det skal maales under Bøjlerne, hvilket maa erindres ved Dimensioneringen; flade Bøjlers Tykkelse kan der dog ses bort fra.

Der bør være et passende Forhold mellem Bjælkens synlige Højde (under Pladen) og Bredde, dels af Hensyn til Støbningen, dels af Hensyn til Udseendet. I Boliger gøres den synlige Højde ikke gerne større end  $1,5 b_0$ , i Fabriker ikke gerne større end  $2 b_0$ ; dette gælder dog kun almindelige Bjælker, for store Dragere kan man godt gaa op til 3 à 4  $b_0$ .

**315. Bjælkernes Højde,** der altid regnes inklusive Pladetykkelsen, kan varieres efter Behag, naar blot man holder sig over den til de givne tilladelige Spændinger svarende Højde<sup>2)</sup>. Er man tvungen til at gøre Højden mindre, maa enten Bjælkeafstanden formindskes (saafremt den er over  $\frac{1}{3}$  af Spændvidden, ellers nytter det ikke), eller ogsaa maa der indlægges Jærn i

<sup>1)</sup> Naar Jærnene lægges i flere Lag, kunde man vente, at Spændingen i det underste blev saa meget større end Spændingen i det øverste, at det var uforsvarligt at regne med hele Jærnarealet koncentreret i Tyngdepunktet (§ 225, S. 125), men Forsøg af Saliger har vist, at man godt kan regne saadan, naar  $\phi$  ikke er unormalt stor (Neue Versuche über den Schubwiderstand).

<sup>2)</sup> For at hindre en tidlig Fremkomst af tydelige Revner i Betonen anbefales det ikke at gøre  $b_0$  større end  $2,5 \cdot \pi \cdot d \cdot a \approx 8 \cdot d \cdot a$  (H. f. E. I 1912, S. 359).

<sup>3)</sup> I Hamburg maa Nytteshøjden ikke være mindre end  $\frac{1}{20}$  af Spændvidden, der for kontinuerlige Bjælker sættes lig Afstanden mellem Momentnulpunkterne (B. u. E. 1913, S. 268). De tyske Bestemmelser (1915) kræver ogsaa  $h > \frac{1}{20} l$ .

Oversiden, eller det strakte Jærn maa forøges uforholdsmæssigt, i modsat Fald bliver Betonspeendingen for stor.

Har man frie Hænder, vil man benytte en større Højde end nødvendigt, fordi Konstruktionen derved bliver billigere, idet man sparer Jærn, uden at Betonmængden forøges meget, da det kun er de smalle Ribber, der forhøjes. At give simple, almengyldige Regler for den mest økonomiske Højde er ikke muligt, man maa i hvert enkelt Tilfælde regne sig til den (§ 345). En smal Bjælke kan forhøjes mere end en bred. I en Bygnings lavere Etager vil man med Fordel kunne bruge større Højder end i de øvre Etager paa Grund af Betonens Fordyrelse ved Ophejsning, naar denne sker med Haandkraft; har man mekanisk Kraft til Ophejsningen, er Transportprisen af ganske underordnet Betydning. I Tilfælde, hvor man ikke finder Anledning til at udregne den mest økonomiske Højde, gør man ofte paa bedste Beskub Højden 1,5 à 2 Gange saa stor som nødvendigt og formindsker Jærnindlægget proportionalt. Da det under disse Forhold er uden Betydning, om Bjælken bliver nogle Centimeter højere eller lavere, vælger man i Jærntabellen et passende Antal Jærn (f. Eks. 3, 4 eller 5 eller, hvis Jærnene lægges i to Lag, dobbelt saa mange) af en gængs Dimension, hvis samlede Areal er  $\frac{2}{3}$  à  $\frac{1}{2}$  Gang det til den nødvendige Højde svarende, og derefter proportionerer man sig til den endelige Højde.

**316. Bjælker,** der hviler paa Mur, bør mindst gaa 1 Sten (23<sup>cm</sup>) ind i denne, og Lejedybden bør heller ikke være mindre end  $10 d$  ( $d =$  Jærndiameteren). Iøvrigt bestemmes Lejedybden af den tilladelige Trykspænding (7<sup>at</sup> for almindeligt Murværk i Kalkmørtel) og afrundes opefter til et Murstensmaal (23, 35, 47, 59 o. s. v.). Skal Bjælkerne støtte Muren mod Væltning udefter, kan man give Enden Svalehaleform (Fig. 274). Skal Lejedybden være større end Murtykkelsen, forøges Bjælkebredden inde i Muren (Fig. 275), og er Forøgelsen saa stor, at Konstruktionen faar Karakter af en Bjælke, maa denne beregnes for Bøjning og Forskydning; dette bør i alt Fald finde Sted, naar Enderne af Lejebjælken rager længere udenfor Hovedbjælken, end denne er høj. Vil man spare paa Lejebjælkens Højde, lægges den bedst foroven, som Fig. 276 viser, af Hensyn til Murnes Arbejde. Jærnene i Hovedbjælkens Underside maa da ved Bøjler hænges op i Lejebjælken.

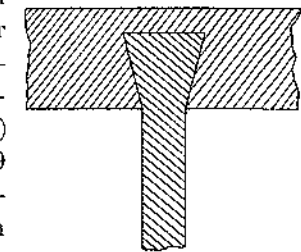


Fig. 274.

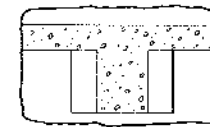


Fig. 275.

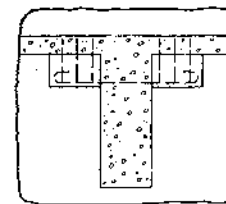


Fig. 276.

### c. Spændingsbestemmelse.

**317. Spændingerne** i en T-Bjælke kan bestemmes paa ganske samme Maade som i en Plade.

**Eksempel.** En T-Bjælke af 28<sup>cm</sup> Højde og armeret med 5 Rj. 20<sup>mm</sup> er paavirket af Momentet 3500<sup>kgm</sup>. Bjælkens Hoved er 10<sup>cm</sup> tykt og 2<sup>m</sup> bredt, der er 1<sup>cm</sup> Beton under Jærnet, og dets Tværsnit er 15,7 cm<sup>2</sup>, saa Nytteshøjden er  $28 - 1 - 1 = 26^{\text{cm}}$  og Armeringsprocenten  $\phi = \frac{15,7}{200 \cdot 26} \cdot 100 = 0,302\%$ , der i Følge Tabellen Side 111 svarer til  $\mu = 0,1183$ ,  $\gamma = 42,9$  og  $\beta = 0,259$ . Vi



finder da ved Hjælp af Formel (134):  $\sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{M}{\mu \cdot b \cdot h^2} = \frac{3500 \cdot 100}{0,1183 \cdot 200 \cdot 26^2} = 21,9^{\text{at}}$ ,  
og derefter:  $\sigma_f = \gamma \cdot \sigma_b = 42,9 \cdot 21,9 = 940^{\text{at}}$  samt:  $x = \beta \cdot h = 0,259 \cdot 26 = 6,7^{\text{cm}}$ .  
Den neutrale Akse ligger altsaa i Pladen.

318. I Henhold til § 181 vil **Betonen revne**, naar den sande Jærnsplænding har naaet en Værdi af 210—420<sup>at</sup>. I Plader og rektangulære Bjælker naaes denne Spænding som Regel først ved en Last, der er større end den tilladelige, fordi Broderparten af Trækket optages af det store Betontværsnit. I T-formede Bjælker er det strakte Betontværsnit derimod saa lille i Forhold til Jærntværsnittet, at det ikke i væsentlig Grad kan aflaste Jærnet; den sande Jærnsplænding er derfor kun lidet ringere end den formelle, og Betonens revner, længe inden den tilladelige Last er naaet. Revnerne er imidlertid saa fine, at de ikke ses, og at man tør gaa ud fra, at de ingen Skade gør.

#### d. Dimensionering af simpelt understøttede Bjælker.

319. For at vise Dimensioneringens Udførelse vil vi beregne Etageadskillelsen over et Rum af Størrelse 5 m · 10 m (Fig. 277). Den bevægelige Last er 800 kg/m<sup>2</sup>, Slidlaget vejer 50 kg/m<sup>2</sup>.

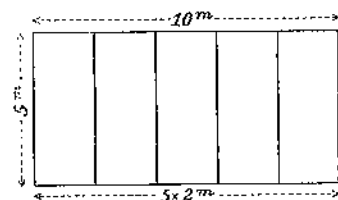


Fig. 277.

Vi lægger Bjælkerne med 2 m Afstand indbyrdes og skønner **Pladetykkelsen** til 11<sup>cm</sup>, altsaa Egenvægt  $2400 \cdot 0,11 = 264^{\text{kg/m}^2}$  og Totallast  $1114 \sim 1110^{\text{kg/m}^2}$ . I et Yderfag bliver Pladens Moment (§ 285)  $M_{100} = \frac{1}{9} \cdot 1110 \cdot 2^2 = 494^{\text{kgm}}$ . Med Spændinger 50 og 1200 kræves  $W_b = \frac{494 \cdot 100}{50} = 988$ ,  $W_f = \frac{491 \cdot 100}{1200} = 41,1$ .

Af Tabellen Side 118 ses, at en 9<sup>cm</sup> Plade med 10 Rj. 9<sup>mm</sup> har større  $W_f$  og mindre  $W_b$  end de søgte, og denne Tykkelse kan derfor kun bruges i Forbindelse med et større Jærndlæg end nødvendigt. Vi vælger da Tykkelsen 10<sup>cm</sup>, hvorved Totallasten reduceres til  $1114 - 24 = 1090^{\text{kg/m}^2}$ .  $M_{100} = 485$ ,  $W_b = 970$ ,  $W_f = 40,4$ . Med en Pladetykkelse af 10<sup>cm</sup> kan vi da enten bruge 7 Rj. 10<sup>mm</sup>, 9 Rj. 9<sup>mm</sup> eller 11 Rj. 8<sup>mm</sup> pr. m. I Mellemfagene bliver Momentet  $\frac{9}{10}$  Gange saa stort, det nødvendige  $W_f$  altsaa  $0,9 \cdot 40,4 = 36,4$ , svarende til 7 Rj. 10<sup>mm</sup>, 8 Rj. 9<sup>mm</sup> eller 10 Rj. 8<sup>mm</sup> pr. m.

320. Hver **Bjælke** bærer:  $1090 \cdot 5 \cdot 2 = 10900^{\text{kg}}$ , og Egenvægten skønnes foreløbig til 900<sup>kg</sup>, saa den totale Last bliver 11800<sup>kg</sup>, og Lejetrykkene  $\frac{1}{2} \cdot 11800 = 5900^{\text{kg}}$ . Bjælken forudsættes hvilende paa Murværk, som man kan hyde en Trykspænding af 7<sup>at</sup>, og idet vi skønner Bjælakens Bredde til mindst 20<sup>cm</sup>, bliver den nødvendige Lejedybde højst  $\frac{5900}{7 \cdot 20} = 42,2^{\text{cm}}$ . Vi er da paa den sikre Side, naar

**Momentet** bestemmes for Spændvidden 5,42 m:  $M = \frac{1}{8} \cdot 11800 \cdot 5,42 = 8000^{\text{kgm}}$ . Den nyttige Pladebredde er enten  $\frac{1}{3} \cdot 5,42 = 1,81^{\text{m}}$  eller  $16 \cdot 10 + b_0 = 160 + b_0^{\text{cm}}$ ; da  $b_0$  formentlig ikke bliver mindre end 20<sup>cm</sup>, kan vi regne med 1,8<sup>m</sup>, altsaa:

$$M_{100} = 8000 : 1,8 = 4450 \quad h = 0,345 \sqrt[3]{4450} = 23,0^{\text{cm}}$$

$$f_{100} = 0,277 \sqrt[3]{4450} = 19,5 \quad f = 19,5 \cdot 1,8 = 33,2^{\text{cm}^2}$$

Af Hensyn til **Adhæsionsspændingen** (hvorom nærmere i § 373) maa Jærndiameteren ikke gerne overstige  $\frac{1}{200}$  af Spændvidden<sup>1)</sup> eller  $\frac{1}{200} \cdot 5,42 = 2,7^{\text{cm}}$ . Skal Bjælken være saa lav som muligt, vil vi derfor armere den med 6 Rj. 27<sup>mm</sup> (34,35<sup>cm}^2</sup>), 7 Rj. 25<sup>mm</sup> (34,36) eller 8 Rj. 23<sup>mm</sup> (33,24) og lægge Jærnene i

<sup>1)</sup> Ved en Uagtsomhed er her indført  $\frac{1}{200}$  i Stedet for  $\frac{1}{240}$ .

et Lag. Bjælken bliver derved meget bred i Forhold til Højden, det vil være billigere at lægge Jærnene i to Lag og gøre den tilsvarende højere. Muligvis har man forud bundet sig til bestemte Jærndimensioner, hvorimellem f. Eks. 25<sup>mm</sup>; vi vælger da 7 Rj. 25<sup>mm</sup> med 4 Rj. i underste Lag eller mere økonomisk 6 Rj. 25<sup>mm</sup> (29,45) med 3 i hvert Lag. Højden maa da forøges til  $23,0 \cdot \frac{33,2}{29,45} = 26,9$ , og den totale Højde bliver:  $26,9 + 0,5 + 2,5 + 1 = 30,9 \sim 31^{\text{cm}}$ , mens Bredden bliver  $2,5 \cdot 2,5 \cdot 3 = 18,7 \sim 19$  eller 20. Vi vælger 20<sup>cm</sup>, hvorefter Egenvægten bliver:  $2400 \cdot 0,2 \cdot 0,21 \cdot 5 = 504^{\text{kg}}$ , altsaa mindre end forudsat, saa Beregningen behøver ikke at gøres om.

Havde vi bibeholdt Minimumshøjden  $h = 23,0$  og det tilsvarende  $f$ , vilde den neutrale Akse have ligget i Afstanden  $x = 0,385 \cdot 23,0 = 8,85^{\text{cm}}$  fra Pladens Overside, altsaa i Pladen, saa de benyttede Formler er rigtige. At vi senere er gaaet over til en større Højde kan kun forringe  $\sigma_b$  (selv om den neutrale Akse synker ned under Pladen), og ogsaa for Jærnsplændingens Vedkommende er det paa den sikre Side, hvorom nærmere i § 329.

321. Havde **Konstruktionshøjden været rigelig**, vilde vi have valgt et Jærndlæg, der var indtil 50% mindre end det fundne f. Eks. 6 Rj. 20<sup>mm</sup> (18,84), eller lad os tage 4 Rj. 25<sup>mm</sup> (19,63). Højden maa da forøges til:  $23,0 \cdot \frac{33,2}{19,63} = 38,9$ . Vi kunde nu tænke os at lægge Jærnene i to Lag med to i hvert, hvorved den nødvendige Bjælkebredde vilde blive  $2,5 \cdot 2,5 \cdot 2 = 12,5^{\text{cm}}$  og den totale Højde  $38,9 + 0,5 + 2,5 + 1 = 42,9 \sim 43^{\text{cm}}$ . Vi vil imidlertid ikke bruge en saa smal Bjælke, men forøge Bredden, og det er da rimeligt at lægge 3 Jærn i underste Lag, hvor de virker stærkest. Bredden 20<sup>cm</sup> fra før bibeholdes da, hvorved den synlige Højde (33<sup>cm</sup>) bliver  $1,65 b_0$ , hvilket kan være passende i en Fabrik. Egenvægten bliver:  $2400 \cdot 0,33 \cdot 0,2 \cdot 5 = 791^{\text{kg}}$ , altsaa mindre end skønnet.

322. Selv om **Egenvægten** skulde blive større, end man fra først af har skønnet den, behøver man ikke altid at gøre Beregningen om. En Overskridelse af de tilladte Spændinger med 5% kan man roligt tolerere, og forsaavidt Bjælakens virkelige Last ikke overstiger den forudsatte med mere end 5%, behøver man altsaa ikke at regne om. Selve Lasten bør derimod korrigeres til Brug ved eventuelle, efterfølgende Beregninger.

Dimensioneringen er ovenfor gennemført uden Hensyn til **Forskydnings-spændingerne**, som vi paa nærværende Stadium ikke kan beregne, men som i Virkeligheden spiller en Rolle ved Fastsættelsen af Bjælakens Tværsnit.

#### e. Dimensionering af kontinuerlige Bjælker.

##### a. Momentbestemmelse.

323. Bjælker, der ender i Mur, maa beregnes som simpelt understøttede<sup>1)</sup>, mens Bjælker, der er gennemgaaende over Dragere, Mure eller Søjler kan beregnes som kontinuerlige efter Formlerne i § 256—73<sup>2)</sup>. I mange moderne

<sup>1)</sup> Forsøg af *Emperger* har dog vist, at en Bjælke kan forstærkes i væsentlig Grad ved Indmuring af Enderne, forudsat der bruges hydraulisk Mørtel (specielt Cementmørtel), og de *schweiziske Statsbaner* tillader (1915) i slige Tilfælde, at der regnes med en vis, nærmere defineret Grad af Indspænding.

<sup>2)</sup> Disse Formler gælder kun for konstant Inertimoment. Ved Brudforsøg har man fundet, at Bjælkerne først revner i Undersiden mellem Lejerne og væsentlig senere i Oversiden over Lejerne, fordi  $\sigma_b'$  her er lille paa Grund af den brede Plade, men det endelige Brud sker over Lejet.

Bygninger hviler Etageadskillelserne paa Ydermurene og iøvrigt paa Jærnbetonsøjler, og i saa Fald maa der drages Omsorg for, at Murene ikke sætter sig, da Bjælkerne ikke kan følge med uden at revne over Søjlerne.

Oftes nøjes man med at regne Bjælkerne delvis indspændte og sætter Midtermomentet lig  $\frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2$  og Lejemomentet lig  $\frac{1}{20} \cdot q \cdot l^2$  uden Hensyn til Fagenes Antal (§ 285), eller man skønner Indspændingsmomentets Størrelse og beregner Midtermomentet under Forudsætning af, at Indspændingsmomentet kun er halvt saa stort som skønnet, alt paa samme Maade som for Plader (§ 279—81). At man under disse Forhold ikke har en bestemt negativ Momentkurve at arbejde med bør ikke forlede til at armere en alt for kort Strækning af Bjælkens Overside; man kan passende forudsætte Momentnulpunktet liggende  $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{5}$  af Nabobjælkens Spændvidde fra Mellemunderstøtningen og saa regne med en retliniet, negativ Momentkurve.

### β. Bjælker med Konsoller.

**324.** Ved Dimensionering af kontinuerlige Bjælker vil det hyppigt vise sig nødvendigt at anbringe **Konsoller** paa Søjlerne (Fig. 70) for at faa Højde nok til at optage det negative Moment over disse. Det positive Moments Tryk er der jo nemlig en stor Pladebredde til at optage, medens Trykket fra det negative Moment kun har den smalle Krop at virke paa. Derimod vil man i Almindelighed ikke behøve at indlægge ekstra Jærn, da man ved Opadbøjning af det alt tilstedeværende faar tilstrækkeligt Jærnareal.

Disse Konsoller beregnes som rektangulære Bjælker og armeres i Hjørnerne efter Reglerne i § 311. Man bestemmer deres Højde i Mellemunderstøtningens Midterakse samt det Punkt af Bjælkens Underside, i hvilket den normale Bjælkehøjde kan optage det negative Moment; den rette Linie mellem disse to Punkter bliver da Konsollens Underside. Hældningen bør dog ikke være for stor af Hensyn til de Forskydningsspændinger, der ledsager en pludselig Tvær-snittsforandring. Man vil let forstaa, at der i en Bjælke som Fig. 278 er Fare for Brud langs den punkterede Linie, og at en jævn Overgang mellem de to Tvær-snit forringer Faren. Konsollens Underside bør derfor ikke være stejlere end 1:3<sup>1)</sup>.

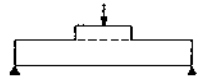


Fig. 278.

**325. Eksempel.** Hvis den i § 320 dimensionerede Bjælke af 20<sup>cm</sup> Bredde skulde kunne optage et negativt Lejemoment, der er halvt saa stort som det positive midt i Feltet, altsaa 4000<sup>kgm</sup>, vilde Beregningen stille sig saaledes:

$$M_{100} = 4000 : 0,2 = 20\,000 \text{ kgm} \quad h = 0,345 \sqrt{20\,000} = 48,7 \text{ cm}$$

$$f_{100} = 0,277 \sqrt{20\,000} = 39,2 \text{ cm}^2 \quad f = 39,2 \cdot 0,20 = 7,84 \text{ cm}^2$$

Medens Højden altsaa maa mer end fordobles ved Hjælp af Konsollen, er det nødvendige Jærnindlæg kun ringe.

Det Punkt, i hvilket Konsollen kan ophøre, bestemmes saaledes: I Forhold til de negative Momenter har Bjælken et rektangulært Tvær-snit 31<sup>cm</sup> højt og 20<sup>cm</sup> bredt; med et enkelt Lag 25<sup>mm</sup> Rj. i Oversiden bliver Nyttehøjden 31 — 1 — 1,3 = 28,7<sup>cm</sup>. Vi forudsætter dette Tvær-snit armeret med 0,801 % Jærn (svarende til Spændingsforholdet 50/1200) og bestemmer, hvor stort et Moment det kan optage med de nævnte Spændinger; i Følge Formel (136) er det:

<sup>1)</sup> De tyske Bestemmelser (1915) siger, at hvis Konsollen er stejlere, maa den Del af den, der ligger under en Linie med nævnte Hældning, ikke medregnes. Til Gengæld er det tilladt, at forøge  $s_b$  med  $\frac{1}{3}$ , dog maa Spændingen ikke overstige 50<sup>mm</sup>. Undertiden sparer man sig Beregningen af Konsollens Endepunkt og sørger blot for, at Hældningen ikke overstiger 1:3.

$$M = \frac{8,38}{100} \cdot b \cdot h^2 = \frac{8,38}{100} \cdot 20 \cdot 28,7^2 = 1380 \text{ kgm}$$

Naar den negative Maksimalmomentkurve er tegnet op, har man da blot at opsøge det Punkt, hvori Momentet er 1380<sup>kgm</sup>, her skal Konsollen begynde; endvidere maa man naturligvis sørge for, at Jærnprocenten i det paagældende Tvær-snit ikke bliver lavere end 0,801.

Ved den endelige Udformning af Konstruktionen bliver Tvær-snittet muligvis stærkere armeret end forudsat, men dette vides ikke forud, og man opnaar ikke meget ved at regne om med den sande Jærnprocent; hvis denne f. Eks. forøges fra 0,801 til det dobbelte, forøges Momentet kun i Forholdet 10,3:8,38 = 1,23, naar  $\sigma_b = 50$  ikke maa overskrides.  $M$  er derimod paa det nærmeste proportional med  $\varphi$ , saalænge  $\varphi < 0,801$  (Fig. 185, S. 135), derfor er det naturligt at dimensionere paa Grundlag af denne Værdi.

Et gennemregnet **Eksempel** findes i § 423.

**326.** Hvis der ikke er Konstruktionshøjde nok til Anbringelse af almindelige Konsoller, kan man i Stedet for at forøge Højden forøge Bredden, eller man kan gøre bægge Dele, saa Konsollen faar Form af en Pyramidestub, men de almindelige Konsoller er de billigste<sup>1)</sup>.

Anbringelsen af Konsoller forandrer i væsentlig Grad Momentfordelingen, idet Lejemomenterne bliver større og Midtermomenterne mindre, end de er ved konstant Inertimoment, men dertil lages der som Regel ikke Hensyn<sup>2)</sup>.

### γ. Bjælker uden Konsoller.

**327.** Vil man af Skønhedshensyn eller andre Grunde undgaa Konsoller, bliver Fremgangsmaaden noget forskellig efter de Normer, der skal følges.

**Er Lejemomentet givet**, enten som  $\frac{1}{20} \cdot q \cdot l^2$  eller som det findes efter Elasticitetsteorien, begynder man med at dimensionere Bjælken efter dette, idet man skønner Bredden  $b_0$ , og den saaledes fundne Højde (i Eksemplet foran:  $h = 48,7 \text{ cm}$ ) bibeholder man for hele Bjælken, saa man blot har at bestemme de til Optagelsen af de positive Momenter nødvendige Jærnindlæg.

**Er det tilladt at skønne Lejemomentets Størrelse**, dimensionerer man foreløbigt Bjælkens Midtertvær-snit under Forudsætning af simpel Understøtning ( $M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$ ), bestemmer hvor stort et Lejemoment dette Tvær-snit kan optage, foretager det normerede Fradrag i det positive Moment og undersøger om Jærnindlægget i Bjælkens Underside kan reduceres. Lad os til **Eksempel** forudsætte, at den tidligere beregnede Bjælke (§ 320) havde været Led af en kontinuerlig Bjælkerække. Under Forudsætning af simpel Understøtning kom vi til Tvær-snittet 31·20 med 6 Rj. 25<sup>mm</sup>; dette kan med 0,801 % Armering optage et negativt Moment paa 1380<sup>kgm</sup>. Ved Bestemmelsen af det positive Moment har vi kun Lov til at regne med Halvdelen af det Lejemoment, Bjælken er dimensioneret for, altsaa 690<sup>kgm</sup>. Spænder Bjælken over et Mellemfag, skal Midtertvær-snittet altsaa dimensioneres efter  $M = 8000 - 690 = 7310 \text{ kgm}$  (spænder den over et Yderfag, bliver Fradraget halvt saa stort). Vi faar:

$$M_{100} = \frac{7310}{1,8} = 4060 \text{ kgm}, \quad h = 0,345 \cdot \sqrt{4060} = 22,0 \text{ cm}, \quad f = 0,277 \cdot \sqrt{4060} \cdot 1,8 = 31,8 \text{ cm}^2$$

<sup>1)</sup> For Undgaaelsen af Konsoller har det Betydning, at man kan forstærke Betonen ved at indlægge en skruevunden Armering i den nederste Del af Bjælkens Krop over Lejet. Den saa ledes bevirkede Beton kan man byde et større Tryk end det ellers tilladte (§ 311).

<sup>2)</sup> Se desangaaende B. u. E. 1911, S. 434; 1912, S. 17 og 75.

Nyttehøjden er  $31 - 0,5 - 2,5 - 1 = 27,0$  cm. Jærndlægget kan derfor reduceres til  $31,8 \cdot \frac{22,0}{27,0} = 25,9$  cm<sup>2</sup>. Vi bibeholder da det forudbestemte Tværnit, men armerer kun med f. Eks. 6 Rj. 24<sup>mm</sup> (27,14 cm<sup>2</sup>), der lægges i to Lag. Hvis Halvdelen af Jærnene bøjes op i Oversiden ved Lejet og føres hen over dette, og det samme gøres med Nabobjælkens 3 Jærn, kommer der 6 Jærn i Bjælkens Overside, mens der kun kræves  $\frac{0,801}{100} \cdot 20 \cdot 28,7 = 4,6$  cm<sup>2</sup> eller lidt over 1 Rj. 24<sup>mm</sup>.

Endnu et **Eksempel** findes i § 424.

#### f. Vinkelformede Bjælker.

328. Er Bjælken vinkelformet (Fig. 279), gaar det ikke an at regne med Pladen som Hoved i Knæpunktet, da den vil kunne skyde sig op under Paa-virkning af de to Trykkræfters Resultant; man maa regne med en Bredde lig Kroppens. Kræves der i den Anledning en større Højde i Knæpunktet end i den øvrige Del af Bjælken, kan den tilvejebringes, som Fig. 281 viser. Jærnene hindres i at rette sig ud ved Hjælp af Bøjlerne *a* (Fig. 280); bliver disse for svære, kan de forøges med Bøjlerne *b*; kommer man ogsaa paa denne Maade til sværere Bøjler end ønskeligt, kan man erstatte det stærke Knæk med to svagere (Fig. 281) eller, hvad der er endnu bedre, man kan bøje Jærnet efter en Cirkelbue, over hvilken Bøjlerne da kan fordeles jævnt (Fig. 282); men derved fordyres Forskallingen.

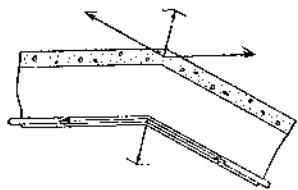


Fig. 279.

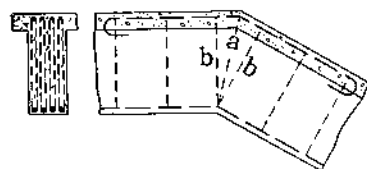


Fig. 280.

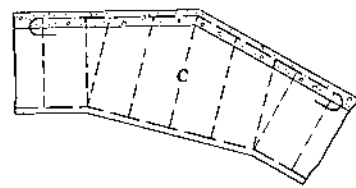


Fig. 281.

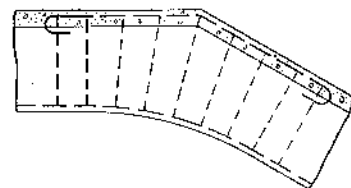


Fig. 282.

For at Betonen i Bjælkens Overside ikke skal sprænges af under Indvirkning af de to Trykkræfters Trækresultant (Fig. 279), **armeres Oversiden** med samme Antal Jærn som Undersiden; Jærnenes Diameter er af underordnet Betydning, den kan f. Eks. være 14—20<sup>mm</sup>. Jærnene forsynes med Bøjler efter de sædvanlige Regler for trykkede Jærn (§ 290). Bøjlerne *c* (Fig. 281) bør aldrig mangle. Bøjlerne i Knæpunktet maa bindes omhyggeligt fast til de underste Jærn med mindst 2<sup>mm</sup> tyk Traad.

I Bjælker af denne Art bør der kun være **et Lag Jærn**; selv i dette Tilfælde kan det være vanskeligt at faa Arbejdet godt udført. Overhovedet er der det utiltalende ved Konstruktionen, at dens Bæreevne er betinget af nogle faa Bøjlers rigtige Anbringelse, og det maa derfor anbefales at lade nogle af Jærnene løbe lige ud, hvis dette er muligt. Hvis f. Eks. Bjælken i Fig. 280 har sit Leje (det venstre) i Nærheden af Knæpunktet, kan man eventuelt lade nogle af de fra højre Side kommende Jærn fortsætte sig som Skraajærn (§ 389) op i Bjælkens Overside, som vist i Fig. 284.

Ofte undgaar man helt de knækkede Jærn ved at **støde Jærnene i Knæpunktet**, som Fig. 283 viser. Afstanden fra *a* ud til Jærnenes Ender maa ikke være kortere end Forankringslængden, hvilken Fordring kan føre til den i

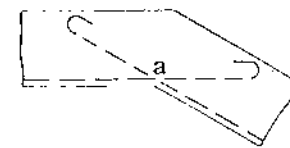


Fig. 283.

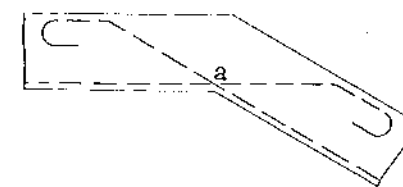


Fig. 284.

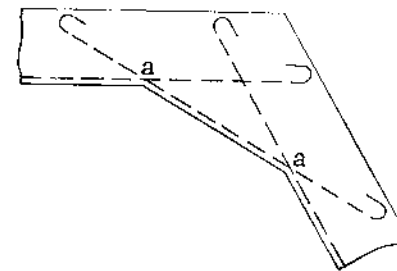


Fig. 285.

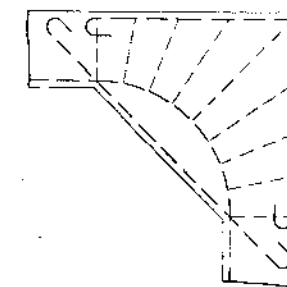


Fig. 286.

Fig. 284 viste Konstruktion. I Tilfælde som disse faar man den smukkeste Ordning ved samtidig at skifte Jærndiameter. Har man f. Eks. 5 Rj. 25<sup>mm</sup> i den vandrette Del, kan man gaa over til 4 Rj. 28<sup>mm</sup> i den skraa Del, saa at disse Jærn faar Plads i Mellemrummene mellem de andre (Fig. 450). Nogle andre Armeringsmaader, der navnlig kan finde Anvendelse i Rammer, er vist i Fig. 285—86.

## 10. T-Bjælker med tynd Plade.

### a. Enkelt armerede Bjælker.

#### a. Dimensionering, naar Konstruktionshøjden er rigelig.

329. Det blev i forrige Afsnit forudsat, at den neutrale Akse laa i Pladen. Naar Bjælkens Højde er bestemt, kan man let undersøge, om dette er Tilfældet. Viser det sig, at Aksen ligger lavere, saa gælder de benyttede Formler ikke, og der maa udledes nye. Fejlen, vi har begaaet, er den at medregne det Areal (Fig. 288), der ligger mellem Pladens Underside og den neutrale Akse, til Optagelse af Trykket, medens det slet ikke eksisterer undtagen netop i Ribben. Trykarealet er altsaa regnet for stort, Betonspændingen bliver større end forudsat. Jærnspejndingen bliver derimod mindre, da Momentarmen er regnet for lille.

**Er Aksens Sænkning kun lille**, vil det næppe mærkes paa Spændingerne, og da disse gerne er lidt mindre end forudsat paa Grund af de foretagne Afrundinger, behøver Beregningen ikke at gøres om. Hvis det f. Eks. viser sig, at den neutrale Aksens Afstand fra Oversiden er  $\frac{5}{4}c$  i Stedet for  $c$  (= Pladetykkelsen), stiger  $\sigma_b$  kun 4<sup>0/0</sup>. Naar man betænker, hvor vilkaarlig Fastsættelsen af den tilladelige Pladebredde er, vil man forstaa, at det er fuldt forsvareligt ikke at regne om, saalænge  $x \leq \frac{5}{4}c$ .

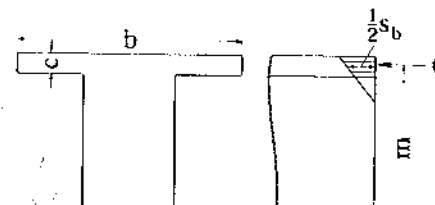
<sup>1)</sup> Faber and Bowie: Reinforced Concrete Design, S. 89.

Har man dimensioneret paa Grundlag af de tilladelige Spændinger og fundet den nævnte Betingelse tilfredsstillet, kan man godt bagefter forøge Højden og formindske Jærnarealet proportionalt, thi det nye Tværnsnit vil faa en mindre Betonspænding end det gamle, uanset at den neutrale Akse er rykket længere ned.

**330.** Har man dimensioneret paa Grundlag af de tilladelige Spændinger og fundet **x større end  $\frac{5}{4}c$** , er det nødvendigt at forøge Højden. Dette kan gøres skønsmæssigt (under samtidig Formindskelse af Jærnarealet), idet man saa bagefter undersøger Spændingerne, men man kan ogsaa dimensionere direkte.

**Er Konstruktionshøjden kneben**, kan man bruge Tabellerne i § 338 og eventuelt bagefter proportionere sig til en større Højde.

**Er Konstruktionshøjden rigelig**, volder Dimensioneringen ingen Vanskelighed. Det gælder da blot om at faa Jærnsplæningen saa nær op til  $s_j$  som muligt, medens det er af ringe økonomisk Betydning, om Betonspændingen bliver lidt højere eller lidt lavere end den Værdi (f. Eks.  $\frac{1}{2} s_b$ ), man tilsigter. Man gaar da frem paa følgende Maade (Fig. 287): Givet er Momentet  $M^{kgcm}$ , Nyttebredden  $b^{cm}$  og Pladetykkelsen  $c^{cm}$ . Det trykkede Areal bliver  $b \cdot c^{cm^2}$ . Trykspændingen midt i Pladen sættes til  $\frac{1}{2} s_b$ . Randspændingen kan da aldrig overstige  $s_b$ , saalænge den neutrale Akse falder nedenfor Pladen. Under disse Forhold bliver Ligevægtsbetingelserne:



$$T = C = b \cdot c \cdot \frac{1}{2} s_b \quad \text{og} \quad m = \frac{M}{T} = \frac{M}{b \cdot c \cdot \frac{1}{2} s_b}$$

Af den første Ligning findes det nødvendige Jærnindlæg:

$$f = \frac{b \cdot c \cdot \frac{1}{2} s_b}{s_j} \quad (206)$$

Fig. 287.

af den sidste Ligning kan den nødvendige Nyttehøjde bestemmes, saafremt Trykcentrets Beliggenhed er kendt. Det er paa den sikre Side at regne det liggende midt i Pladen, altsaa:

$$h = m + \frac{c}{2} = \frac{M}{b \cdot c \cdot \frac{1}{2} s_b} + \frac{c}{2} \quad (207)$$

De fundne Værdier af  $h$  og  $f$  stemmer desto bedre overens  $\alpha$ : giver des nøjagtigere  $\sigma_j = s_j$ , jo mindre  $c$  er i Forhold til  $h$ . De er dog altid paa den sikre Side, saalænge  $x > c$ .

**Ønskes en ringere Højde** end den af (207) fundne, maa man i Stedet for  $\frac{1}{2} s_b$  indføre en større Værdi for Middeltrykket, desto større jo tyndere Pladen er, og bagefter maa man da undersøge, om Kantspændingen  $\sigma_b$  er blevet for stor. Spændingerne findes af (210)–(214) eller, hvis man blot vil sikre sig, at de ikke er for store, af (216) og (217) eller (218).

**331. Er Tværnsnittets Højde givet**, og ved man, at den er tilstrækkelig stor til at optage Momentet, uden at  $s_b$  overskrides, kan **Jærnarealet** bestemmes af:

$$f = \frac{M}{s_j \cdot (h - \frac{1}{2}c)} \quad (208)$$

Denne Fremgangsmaade er altid paa den sikre Side, da  $m$  ikke kan blive mindre end  $(h - \frac{1}{2}c)$ , og Fejlen, der begaas, er kun ringe, da  $m$  ikke kan blive større end  $h - \frac{1}{3}c$ , saalænge den neutrale Akse ligger under Pladen.

**β. Spændingsbestemmelse uden Hensyn til Bjælkekroppen.**

**332.** Ved Bestemmelse af Spændingerne ser man gerne bort fra det lille trykkede Areal af Bjælken, der ligger mellem Pladens Underside og den neutrale Akse (Fig. 288). Man faar da ligesom tidligere (§ 201):

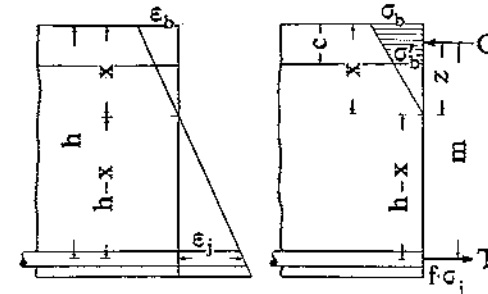


Fig. 288.

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_j} = \frac{x}{h-x} = n \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_j} \quad \text{og} \quad \sigma_j = \frac{M}{f \cdot m} \quad (209) \quad (210)$$

samt  $m = h - x + z$ , hvor  $z$  er Trykresultantens Afstand fra den neutrale Akse. Af (209) findes:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_j}{n} \cdot \frac{x}{h-x} \quad (211)$$

Det gælder da blot om at finde  $x$  og  $m$ .

Betegner  $\sigma'_b$  Spændingen ved Pladens Underside, haves:

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma_b} = \frac{x-c}{x} \quad \text{eller} \quad \frac{\sigma'_b + \sigma_b}{\sigma_b} = \frac{2x-c}{x}$$

Trykkraften er:  $C = b \cdot c \cdot \frac{\sigma_b + \sigma'_b}{2} = \frac{1}{2} b \cdot c \cdot \sigma_b \cdot \frac{2x-c}{x}$ ,

og da  $C = T$ , faas:  $\frac{1}{2} b \cdot c \cdot \sigma_b \cdot \frac{2x-c}{x} = f \cdot \sigma_j = f \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x}$

eller:  $\frac{1}{2} b \cdot c \cdot (2x-c) = n \cdot f \cdot (h-x)$ ,  $b \cdot c \cdot x - \frac{1}{2} b \cdot c^2 = n \cdot f \cdot h - n \cdot f \cdot x$ ,

$$x = \frac{n \cdot f \cdot h + \frac{1}{2} b \cdot c^2}{n \cdot f + b \cdot c} \quad \text{og} \quad h-x = \frac{h \cdot b \cdot c - \frac{1}{2} b \cdot c^2}{n \cdot f + b \cdot c} = \frac{h - \frac{1}{2}c}{1 + \frac{n \cdot f}{b \cdot c}} \quad (212-13)$$

$z$  bestemmes derved, at Spændingstrapezets statiske Moment med Hensyn til den neutrale Akse skal være lig Differensen mellem Trekanternes Momenter, altsaa:

$$c \cdot \frac{\sigma_b + \sigma'_b}{2} \cdot z = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot \frac{2}{3} x - \frac{1}{2} \sigma'_b \cdot (x-c) \cdot \frac{2}{3} (x-c) = \frac{1}{3} (\sigma_b \cdot x^2 - \sigma'_b \cdot (x-c)^2),$$

$$c \cdot \sigma_b \cdot \frac{2x-c}{x} \cdot z = \frac{2}{3} (\sigma_b \cdot x^2 - \sigma_b \cdot \frac{(x-c)^2}{x}),$$

$$c \cdot z (2x-c) = \frac{2}{3} (x^3 - (x-c)^3) = \frac{2}{3} (-c^3 + 3x^2c - 3xc^2),$$

$$z = \frac{\frac{2}{3} (3x^2 - 3xc - c^2)}{2x-c} = \frac{2x^2 - 2xc - \frac{2}{3}c^2}{2x-c} = x - \frac{c}{2} + \frac{c^2}{6(2x-c)},$$

$$m = h - x + z = h - \frac{c}{2} + \frac{c^2}{6(2x-c)} \quad (214)$$

Spændingsbestemmelsen udføres lettest paa den Maade, at man først beregner  $h-x$ , der trukket fra  $h$  giver  $x$ ; derpaa findes  $m$ ,  $\sigma_j$  og  $\sigma_b$ .

**333.** For saa vidt man kun ønsker at vide, om den neutrale Akse falder i Pladen, sker det lettest ved i (213) at sætte  $x \leq c$ . Betingelsen bliver:

$$\frac{n \cdot f}{b \cdot c} \leq \frac{\frac{1}{2}c}{h-c} \quad (215)$$

Saafernt man kun vil sikre sig, at Spændingerne ikke overstiger de tilladelige, er Bestemmelsen af  $x$  og  $m$  overflødig. Af (208) findes:

$$\sigma_j < \frac{M}{f \cdot (h - 1/2c)} \quad (216)$$

Indføres (212) og (213) i (211) faas:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_j \cdot n f \cdot h + 1/2 bc^2}{n \cdot bc \cdot h - 1/2 bc^2} \quad (217)$$

Naar man heri indsætter den for store Værdi af  $\sigma_j$ , findes en for stor Værdi af  $\sigma_b$ .

En endnu simplere Formel for  $\sigma_b$  er følgende af Ingeniør Bartels angivne<sup>1)</sup>:

$$\sigma_b = \frac{\frac{\sigma_j}{2n} \cdot c + \frac{M_{100}}{c}}{h - c} \quad (218)$$

Den er mere paa den sikre Side end (217).

334. Vil man tage Hensyn til **Betonens Trækspændinger** kan Formlerne for dobbelt Armering (§ 344) bruges, naar  $f^c$  sættes lig Nul.

**γ. Spændingsbestemmelse naar Bjælkekroppen medregnes.**

335. Ved meget høje Bjælker med tynd Plade kan Trykspændingerne i Bjælkekroppen under den neutrale Akse (Fig. 288) faa Betydning. Tager man Hensyn til dem, bliver Formlerne (angaaende Udledelsen se: *Bauingenieurzeitung* 1, 1905)

$$x^2 + \frac{2nf}{b_0} \left[ 1 + \frac{cb_0}{nf} \left( \frac{h}{b_0} - 1 \right) \right] x - c^2 \left( \frac{b}{b_0} - 1 \right) - \frac{2nf}{b_0} \cdot h = 0, \quad (219)$$

$$m = h - \frac{1}{3}x + \frac{2}{3}c \left( -1 + \frac{bx^2}{b_0(x-c)^2 + bc(2x-c)} \right), \quad \sigma_j = \frac{M}{m \cdot f}, \quad \sigma_b = \frac{\sigma_j}{n} \cdot \frac{x}{h-c} \quad (220-22)$$

336. Som Regel vil man kun komme ind paa at regne med Spændingerne i Bjælkekroppen, naar man vil paavise et alt fastslaaet Tværsnits yderste Bæreevne. Dette gøres lettest paa følgende Maade (Fig. 289)<sup>2)</sup>.

Den neutrale Akses Beliggenhed er bestemt ved  $x = \beta \cdot h$ , hvor  $\beta$  afhænger af Forholdet mellem Randspændingerne:  $\gamma = \sigma_j : \sigma_b$ , idet (Formel 102):  $\beta = n : (\gamma + n)$ .

Vi forudsætter foreløbig Randspændingerne kendte og udregner den Trykkraft  $C$ , som en massiv Plade vilde kunne optage, og trækker derfra den Trykkraft  $C'$ , som falder paa det manglende Areal  $(b - b_0) \cdot (x - c)$ . Vi finder:

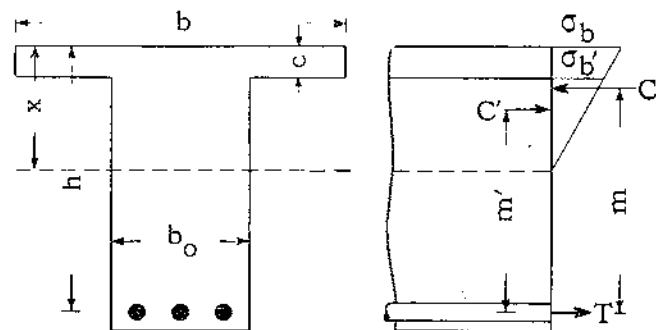


Fig. 289.

$$C = 1/2 \cdot b \cdot x \cdot \sigma_b$$

$$\text{og } C' = 1/2 \cdot (b - b_0) \cdot (x - c) \cdot \sigma_b'$$

Bjælken kan følgelig optage Momentet:

$$M = C \cdot m - C' \cdot m', \quad (223)$$

hvor  $m = h - \frac{x}{3}$ ,

og  $m' = h - c - \frac{x - c}{3}$ .

Hvis man i Formel (223) indsætter de af de tilladelige Spændinger afledede Værdier, finder man det største Moment, Tværsnittet kan optage, naturligvis

under Forudsætning af at Jærnarealet har den rette Størrelse, nemlig:  $f = \frac{C - C'}{s_j} \quad (224)$

Er det Moment, Tværsnittet har at optage, mindre, og er Jærnindlægget bestemt ved en Tilnærmelsesmetode, der er paa den sikre Side, saa er  $\sigma_b < s_b$ , selv om Jærnindlægget er mindre end efter (224).

Vi vil til Eksempel bestemme det Moment, som Tværsnittet i Fig. 290 kan optage, naar de tilladelige Spændinger er 40 og 1000.

<sup>1)</sup> Angaaende Udledelsen, se *Ing.* 1908, S. 255.

<sup>2)</sup> *B. u. E.* 1912, S. 296 (*Heidinger*).

$$x = \beta \cdot h = 0,375 \cdot 57 = 21,4 \text{ cm}, \quad \sigma_b = 40 \cdot \frac{21,4 - 8}{21,4} = 40 \cdot \frac{13,4}{21,4} = 25 \text{ at.}$$

$$C = 1/2 \cdot 100 \cdot 21,4 \cdot 40 = 42800 \text{ kg}, \quad C' = 1/2 \cdot 60 \cdot 13,4 \cdot 25 = 10050 \text{ kg.}$$

$$M = 42800 \cdot \left( 57 - \frac{21,4}{3} \right) - 10050 \cdot \left( 49 - \frac{13,4}{3} \right) = 2140000 - 448000 = 169200 \text{ kgem.}$$

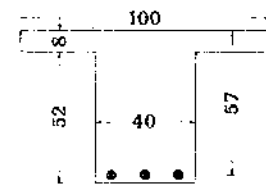


Fig. 290.

Beliggenlsen for, at dette Moment kan optages, er:

$$f > \frac{42800 - 10050}{1000} = 32,75 \text{ cm}^2.$$

**δ. Dimensionering naar Konstruktionshøjden er kneben.**

337. Ønskes en ringe Konstruktionshøjde, maa Betonen udnyltes fuldstændig, og Dimensionerne kan da findes paa følgende Maade:

Givet er  $M$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $s_b$ ,  $s_j$  og  $\beta$ , følgelig er  $x = \beta \cdot h$ , og Betonspændingen midt i Pladen:

$$\frac{s_b}{\beta \cdot h} \cdot (\beta \cdot h - 1/2c) = 1/2 \cdot \frac{s_b}{\beta} \cdot \left( 2\beta - \frac{c}{h} \right).$$

Da Trykkraften er lig Trækraften, faas:

$$f \cdot s_j = 1/2 \cdot \frac{s_b}{\beta} \cdot \left( 2\beta - \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot c \quad \text{eller:} \quad \frac{f}{b \cdot c} = \frac{s_b}{s_j} \cdot \left( 1 - \frac{1}{2\beta} \cdot \frac{c}{h} \right). \quad (225)$$

Vælges  $f$  og  $h$  saaledes, at denne Ligning er tilfredsstillet, kan Tværsnittet optage Momentet:

$$M = s_b \cdot \left( 1 - \frac{1}{2\beta} \cdot \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot c \cdot m. \quad (226)$$

Ligning (214) omformes til:

$$m = h - \frac{c}{6 \cdot (2\beta h - c)} \cdot (3 \cdot (2\beta h - c) - c) = h - \frac{c}{6 \cdot (2\beta h - c)} \cdot (6\beta h - 4c)$$

$$= h - c \cdot \frac{3\beta h - 2c}{6\beta h - 3c} = h - c \cdot \frac{3\beta - 2 \frac{c}{h}}{6\beta - 3 \frac{c}{h}}$$

der indsat i (226) giver:

$$\frac{M}{bc^2} = s_b \cdot \left( 1 - \frac{1}{2\beta} \cdot \frac{c}{h} \right) \cdot \left( \frac{h}{c} - \frac{3\beta - 2 \frac{c}{h}}{6\beta - 3 \frac{c}{h}} \right). \quad (227)$$

For en given Værdi af  $c : h$  vil Bjælken altsaa kunne optage et Moment, der er proportionalt med  $bc^2$ . Det er med andre Ord Forholdet  $\frac{M}{bc^2}$ , der bestemmer, hvilken Værdi af  $c : h$  vi skal vælge for at faa Materialerne fuldt udnyttede.

338. I efterfølgende **Tabeller** er for Spændingssættene  $^{60}/_{1200}$ ,  $^{50}/_{1300}$  og  $^{40}/_{1000}$  beregnet sammenhørende Værdier af  $\frac{m}{h}$ ,  $\frac{f}{Bc}$  og  $\frac{M}{Bc^2}$ , idet  $B$  er den nyttige Pladebredde i Meter og  $M$  er udtrykt i kgm.

Er f. Eks.  $M = 26700 \text{ kgem}$ ,  $B = 2 \text{ m}$ ,  $c = 10 \text{ cm}$ ,  $s_b = 40 \text{ at}$  og  $s_j = 1000 \text{ at}$ , beregner man  $M : Bc^2 = 26700 : (2 \cdot 10^2) = 133,5$ , og Tabellen giver da de til Spændingerne 40 og 1000 svarende Dimensioner, nemlig  $h = c : 0,200 = 50 \text{ cm}$  og  $f = 2,93 Bc = 58,6 \text{ cm}^2$ .



$s_b = 60 \text{ at}, s_j = 1200 \text{ at}$				$s_b = 50 \text{ at}, s_j = 1200 \text{ at}$				$s_b = 40 \text{ at}, s_j = 1000 \text{ at}$			
$c$	$m$	$f$	$M$	$c$	$m$	$f$	$M$	$c$	$m$	$f$	$M$
$h$	$h$	$B \cdot c$	$B \cdot c^2$	$h$	$h$	$B \cdot c$	$B \cdot c^2$	$h$	$h$	$B \cdot c$	$B \cdot c^2$
0,430	0,857	2,49	59,6								
0,425	0,857	2,52	61,1								
0,420	0,857	2,55	62,6								
0,415	0,857	2,58	63,9								
0,410	0,857	2,61	65,5								
0,405	0,858	2,64	67,1								
0,400	0,858	2,67	68,7								
0,395	0,859	2,70	70,3								
0,390	0,859	2,73	72,0								
0,385	0,860	2,75	73,7	0,385	0,872	2,08	56,5				
0,380	0,860	2,78	75,5	0,380	0,872	2,11	58,0				
0,375	0,861	2,81	77,3	0,375	0,872	2,14	59,6	0,375	0,875	2,00	46,6
0,370	0,862	2,84	79,4	0,370	0,872	2,16	61,2	0,370	0,875	2,03	47,9
0,365	0,863	2,87	81,4	0,365	0,873	2,19	62,8	0,365	0,875	2,05	49,2
0,360	0,863	2,90	83,4	0,360	0,873	2,22	64,4	0,360	0,875	2,08	50,6
0,355	0,864	2,93	85,6	0,355	0,874	2,24	66,1	0,355	0,876	2,11	52,0
0,350	0,865	2,96	87,8	0,350	0,874	2,27	67,9	0,350	0,876	2,13	53,5
0,345	0,866	2,99	90,0	0,345	0,875	2,30	69,8	0,345	0,877	2,16	55,0
0,340	0,867	3,02	92,2	0,340	0,875	2,33	71,8	0,340	0,877	2,19	56,5
0,335	0,868	3,05	94,6	0,335	0,876	2,35	73,7	0,335	0,878	2,21	58,0
0,330	0,869	3,08	97,0	0,330	0,876	2,38	75,7	0,330	0,878	2,24	59,6
0,325	0,870	3,10	99,7	0,325	0,877	2,41	77,8	0,325	0,879	2,27	61,3
0,320	0,872	3,13	102,4	0,320	0,878	2,43	80,0	0,320	0,880	2,29	63,0
0,315	0,873	3,16	105,1	0,315	0,879	2,46	82,2	0,315	0,880	2,32	64,8
0,310	0,874	3,19	107,9	0,310	0,880	2,49	84,1	0,310	0,881	2,35	66,7
0,305	0,875	3,22	110,9	0,305	0,881	2,52	87,1	0,305	0,882	2,37	68,6
0,300	0,877	3,25	114,0	0,300	0,881	2,54	89,7	0,300	0,883	2,40	70,7
0,295	0,878	3,28	117,2	0,295	0,882	2,57	92,3	0,295	0,884	2,43	72,8
0,290	0,880	3,31	120,4	0,290	0,883	2,60	95,0	0,290	0,886	2,45	75,0
0,285	0,881	3,34	123,8	0,285	0,885	2,62	97,8	0,285	0,887	2,48	77,3
0,280	0,883	3,37	127,4	0,280	0,886	2,65	100,6	0,280	0,888	2,51	79,7
0,275	0,884	3,40	131,1	0,275	0,888	2,68	103,6	0,275	0,889	2,53	82,1
0,270	0,886	3,43	135,0	0,270	0,889	2,70	106,7	0,270	0,891	2,56	84,5
0,265	0,887	3,45	139,0	0,265	0,891	2,73	110,0	0,265	0,892	2,59	87,0
0,260	0,889	3,48	143,1	0,260	0,892	2,76	113,4	0,260	0,893	2,61	89,7
0,255	0,890	3,51	147,4	0,255	0,894	2,79	117,1	0,255	0,894	2,64	92,5
0,250	0,892	3,54	151,8	0,250	0,895	2,81	120,9	0,250	0,896	2,67	95,5
0,245	0,894	3,57	156,4	0,245	0,897	2,84	124,7	0,245	0,897	2,69	98,6
0,240	0,896	3,60	161,2	0,240	0,898	2,87	128,6	0,240	0,899	2,72	101,8
0,235	0,897	3,63	166,3	0,235	0,900	2,89	132,7	0,235	0,900	2,75	105,1
0,230	0,899	3,66	171,5	0,230	0,901	2,92	137,2	0,230	0,902	2,77	108,7
0,225	0,901	3,69	177,0	0,225	0,903	2,95	141,7	0,225	0,903	2,80	112,5
0,220	0,903	3,72	183,0	0,220	0,904	2,98	146,5	0,220	0,905	2,83	116,4
0,215	0,905	3,75	189,2	0,215	0,906	3,00	151,6	0,215	0,907	2,85	120,5
0,210	0,906	3,78	195,6	0,210	0,908	3,03	157,0	0,210	0,909	2,88	124,8
0,205	0,908	3,80	202	0,205	0,910	3,06	162,6	0,205	0,910	2,91	129,2
0,200	0,910	3,83	209	0,200	0,912	3,08	168,6	0,200	0,912	2,93	133,8
0,195	0,912	3,86	216	0,195	0,914	3,11	174,8	0,195	0,914	2,96	138,8
0,190	0,914	3,89	224	0,190	0,915	3,14	181,3	0,190	0,916	2,99	144,0
0,185	0,916	3,92	233	0,185	0,917	3,17	188,1	0,185	0,918	3,01	149,4
0,180	0,918	3,95	242	0,180	0,919	3,19	195,3	0,180	0,920	3,04	155,1
0,175	0,920	3,98	252	0,175	0,921	3,22	203	0,175	0,922	3,07	161,2
0,170	0,922	4,01	262	0,170	0,923	3,25	211	0,170	0,923	3,09	167,8
0,165	0,924	4,04	272	0,165	0,925	3,27	220	0,165	0,925	3,12	174,9
0,160	0,926	4,07	283	0,160	0,927	3,30	229	0,160	0,927	3,15	182,4
0,155	0,928	4,10	295	0,155	0,929	3,33	239	0,155	0,929	3,17	190,3
0,150	0,930	4,13	307	0,150	0,931	3,35	250	0,150	0,931	3,20	198,6
0,145	0,932	4,15	320	0,145	0,933	3,38	261	0,145	0,934	3,23	207
0,140	0,935	4,18	335	0,140	0,935	3,41	273	0,140	0,936	3,25	217
0,135	0,937	4,21	350	0,135	0,937	3,44	286	0,135	0,938	3,28	227
0,130	0,939	4,24	367	0,130	0,940	3,46	300	0,130	0,940	3,31	239
0,125	0,941	4,27	385	0,125	0,942	3,49	316	0,125	0,942	3,33	251
0,120	0,943	4,30	405	0,120	0,944	3,52	332	0,120	0,944	3,36	264
0,115	0,945	4,33	428	0,115	0,946	3,54	349	0,115	0,946	3,39	278
0,110	0,948	4,36	452	0,110	0,948	3,57	369	0,110	0,948	3,41	294
0,105	0,950	4,39	478	0,105	0,950	3,60	391	0,105	0,951	3,44	311
0,100	0,952	4,42	505	0,100	0,952	3,63	414	0,100	0,953	3,47	330
0,095	0,954	4,45	535	0,095	0,954	3,65	440	0,095	0,955	3,49	351

$s_b = 60 \text{ at}, s_j = 1200 \text{ at}$				$s_b = 50 \text{ at}, s_j = 1200 \text{ at}$				$s_b = 40 \text{ at}, s_j = 1000 \text{ at}$			
$c$	$m$	$f$	$M$	$c$	$m$	$f$	$M$	$c$	$m$	$f$	$M$
$h$	$h$	$B \cdot c$	$B \cdot c^2$	$h$	$h$	$B \cdot c$	$B \cdot c^2$	$h$	$h$	$B \cdot c$	$B \cdot c^2$
0,090	0,957	4,48	571	0,090	0,956	3,68	469	0,090	0,957	3,52	374
0,085	0,959	4,51	611	0,085	0,959	3,71	501	0,085	0,960	3,55	400
0,080	0,961	4,53	654	0,080	0,961	3,73	537	0,080	0,962	3,57	430
0,075	0,964	4,56	704	0,075	0,964	3,76	579	0,075	0,964	3,60	462
0,070	0,966	4,59	759	0,070	0,966	3,79	627	0,070	0,966	3,63	500
0,065	0,969	4,62	827	0,065	0,969	3,82	682	0,065	0,969	3,65	545
0,060	0,971	4,65	904	0,060	0,971	3,84	746	0,060	0,971	3,68	596
0,055	0,974	4,68	994	0,055	0,974	3,87	822	0,055	0,974	3,71	656
0,050	0,976	4,71	1102	0,050	0,976	3,90	913	0,050	0,976	3,73	730
0,045	0,978	4,74	1233	0,045	0,978	3,92	1020	0,045	0,978	3,76	817
0,040	0,980	4,77	1400	0,040	0,980	3,95	1161	0,040	0,980	3,79	928
0,035	0,983	4,80	1618	0,035	0,983	3,98	1340	0,035	0,983	3,81	1072
0,030	0,985	4,83	1900	0,030	0,985	4,00	1577	0,030	0,985	3,84	1260
0,025	0,988	4,85	2300	0,025	0,988	4,03	1910	0,025	0,988	3,87	1528
0,020	0,990	4,88	2900	0,020	0,990	4,06	2404	0,020	0,990	3,89	1927
0,015	0,993	4,91	3910	0,015	0,993	4,09	3235	0,015	0,993	3,92	2600
0,010	0,995	4,94	5890	0,010	0,995	4,11	4950	0,010	0,995	3,95	3925
0,005	0,998	4,97	11910	0,005	0,998	4,14	9910	0,005	0,998	3,97	7920
0,000	1,000	5,00	$\infty$	0,000	1,000	4,17	$\infty$	0,000	1,000	4,00	$\infty$

**339.** Arbejdes der med andre tilladte Spændinger end Tabellernes, maa man skønne Dimensionerne og herefter beregne Spændingerne. Dette Skøn lattes i høj Grad ved følgende af Ingeniør Bartels angivne Udtryk (se Ing. 1908, S. 255):

$$h = c \cdot \left( 1 + \frac{1}{2n} \cdot \frac{s_j}{s_b} \right) + \frac{M_{100}}{c \cdot s_b} \quad (228)$$

der giver Højden en lille Smule for stor.

**340.** En anden Fremgangsmaade, der tillige tager Hensyn til Bjælkekroppen, er følgende af Ingeniør Askøe angivne (se Ing. 1914 Nr. 52):

Det T-formede Tværsnit (Fig. 289) tænkes erstattet af et rektangulært med samme Højde og Jærnindlæg og samme Randspændinger (altsaa samme  $x$ ), men med en reduceret Bredde:  $b_r = b - a \cdot (b - b_0)$ .  $a$  varierer paa følgende Maade med  $c:h$ :

$$c:h = 0,00 \quad 0,05 \quad 0,10 \quad 0,15 \quad 0,20 \quad 0,25 \quad 0,30 \quad 0,35 \\ a = 1,00 \quad 0,75 \quad 0,55 \quad 0,35 \quad 0,20 \quad 0,10 \quad 0,05 \quad 0,00.$$

Man skønner  $c:h$  og dimensionerer derpaa efter de almindelige Regler for rektangulære Bjælker (§ 309).

**Eksempel.** En T-Bjælke med  $b = 70$  cm,  $b_0 = 25$  cm og  $c = 10$  cm skal optage Momentet 16000 kgm; find  $h$  og  $f$ , naar de tilladte Spændinger er  $10/1000$ .  $c:h$  skønnes til 0,15, altsaa  $b_r = 70 - 0,35 \cdot 45 = 54,3$  cm,  $M_{100} = \frac{16000}{0,543} = 29500$ ,  $h = 0,390 \sqrt{29500} = 67$  cm;  $\frac{c}{h}$  faar da Værdien  $10:67 = 0,149$ , saa man behøver ikke at regne om.  $f_{100} = 0,293 \sqrt{29500} = 50,2$  cm<sup>2</sup>,  $f = 50,2 \cdot 0,543 = 27,3$  cm<sup>2</sup>.

Metoden er ikke eksakt, men saafremt den skønnede Værdi af  $c:h$  er lig eller mindre end den sande Værdi, er Metoden paa den sikre Side. I ovenstaaende Eksempel giver en nøjagtig Beregning  $h = 66,2$ ,  $f = 26,7$ .

**b. Dobbelt armerede Bjælker.**

**341. Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger og Kroppens Trykspændinger.** Hvis Højden er saa ringe, at Bjælken maa armeres i Oversiden (med et Jærnareal  $f^c$  cm<sup>2</sup> liggende i Afstanden  $h^c$  cm fra Overfladen) (Fig. 291), ændres Formlerne i § 332 til:

$$x = \frac{n \cdot (f \cdot h + f$$

$$z = \frac{2}{3} \cdot \left[ x - c + \frac{b \cdot c \cdot x^2 + n \cdot f^c \cdot (x - h^c) \cdot (x - 3h^c + 2c)}{b \cdot c \cdot (2x - c) + 2 \cdot n \cdot f^c \cdot (x - h^c)} \right], \quad (230)$$

$$m = h - x + z, \quad \sigma_j = \frac{M}{f \cdot m}, \quad \sigma_j^c = \sigma_j \cdot \frac{x - h^c}{h - x}, \quad \sigma_b = \frac{\sigma_j}{n} \cdot \frac{x}{h - x} \quad (231-234)$$

**342. Dimensionering uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger og Kroppens Trykspændinger.** Man gaar frem som ved dobbelt armerede Plader (§ 293). Givet er  $M, b, h, c, s_b$  og  $s_j$ . Skal Materialerne udnyttes fuldstændig, kendes ogsaa  $\beta (= x : h)$ , saalænge der ingen Trykarmering er. I dette Tilfælde kendes altsaa Momentarmen (214):

$$m = h - \frac{c}{2} + \frac{c^2}{6(2\beta h - c)} \quad (235)$$

og dermed i Følge (226) det Moment, den enkelt armerede Bjælke kan optage, og det tilsvarende Jærnareal, nemlig:

$$M' = s_b \cdot \left(1 - \frac{1}{2\beta} \cdot \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot c \cdot m \quad \text{og} \quad f' = \frac{M'}{m \cdot s_j} \quad (236-37)$$

Af det givne Moment  $M$  er der en Rest tilbage

$$\Delta M = M - M'$$

der skal optages af det trykkede Jærn  $f^c$  sammen med en Forøgelse  $\Delta f$  af det strakte Jærn.

Det er nu mest økonomisk at bestemme disse to Jærnindlæg saaledes, at den neutrale Akse beholder sin Plads, og man faar da (Formel 191):

$$f^c = \frac{M - M'}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)} = \Delta f \cdot \frac{\sigma_j}{\sigma_j^c}, \quad \text{hvor:} \quad \sigma_j^c = n \cdot \sigma_b \cdot \left(1 - \frac{1}{\beta} \cdot \frac{h^c}{h}\right) \quad (238-40)$$

Man begynder altsaa med at bestemme  $m, M', f'$  og  $\sigma_j^c$ , hvorpaa  $f^c$  og  $\Delta f$  findes af (238) og (239). Trykarmeringen lægges oppe i Pladen lodret over Ribben (se venstre Side af Fig. 280) og maa, som omtalt i § 290, forbindes med det strakte Jærn ved Hjælp af Bøjler. Udgør  $f^c$  over 1 % af Ribbens Areal ( $a \cdot b_0$ ), gælder det i § 293 sagte.

**343. Spændingsbestemmelse uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger, men med Hensyntagen til Kroppens Trykspændinger.** I dette Tilfælde ændres Formlerne (219-22) til (se Mörtsch: Der Eisenbetonbau, 1912, S. 211):

$$x^2 + \frac{2n \cdot (f + f^c)}{b_0} \cdot \left[1 + \frac{c \cdot b_0}{n \cdot (f + f^c)} \cdot \left(-1 + \frac{b}{b_0}\right)\right] \cdot x - c^2 \left(-1 + \frac{b}{b_0}\right) - \frac{2n}{b_0} \cdot (f \cdot h + f^c \cdot h^c) = 0, \quad (241)$$

$$m = h - x + \frac{b \cdot x^2 - (b - b_0) \cdot (x - c)^2 + 3n \cdot f^c \cdot (x - h^c)^2}{3n \cdot f \cdot (h - x)} \quad (242)$$

$$\sigma_j = \frac{M}{m \cdot f}, \quad \sigma_b = \frac{\sigma_j}{n} \cdot \frac{x}{h - x}, \quad \sigma_j^c = \sigma_j \cdot \frac{x - h^c}{h - x} \quad (243-245)$$

**344. Spændingsbestemmelse med Hensyntagen til Betonens Trækspændinger og Kroppens Trykspændinger.** Naar Stadium I (§ 222) lægges til Grund, findes (Fig. 292):

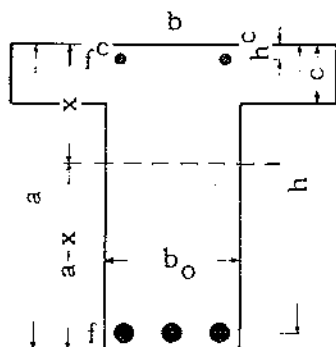


Fig. 292.

$$x = \frac{1/2 b_0 \cdot a^2 + 1/2 (b - b_0) \cdot c^2 + n \cdot (f \cdot h + f^c \cdot h^c)}{b_0 \cdot a + (b - b_0) \cdot c + n \cdot (f + f^c)} \quad (246)$$

$$\sigma_b = M \cdot x \cdot \left\{ \frac{1}{2} b_0 \cdot [x^2 + (a - x)^2] + \frac{1}{2} (b - b_0) \cdot [x^2 - (x - c)^2] + n \cdot f \cdot (h - x)^2 + n \cdot f^c \cdot (x - h^c)^2 \right\} \quad (247)$$

$$\sigma_j = n \cdot \frac{h - x}{x} \cdot \sigma_b, \quad \sigma_j^c = n \cdot \frac{x - h^c}{x} \cdot \sigma_b, \quad \sigma_b^t = \frac{a - x}{x} \cdot \sigma_b \quad (248-50)$$

### 11. Den mest økonomiske Højde af T-Bjælker<sup>1)</sup>.

**345.** Man ved paa Forhaand, at en Jærnbetonstøje bliver billigst, naar Jærnprocenten er saa lille som tilladeligt, og det vil nedenfor blive vist, at en Jærnbetonplade bliver billigst, naar bæge Materialer udnyttes fuldstændig. Derimod ved man paa Forhaand intet om den mest økonomiske Højde for T-formede Bjælker. Spørgsmaalet har navnlig Betydning for meget store Bjælker, og for disse vil den neutrale Akse som Regel ligge under Pladen, Trykcentret altsaa mer eller mindre tæt over Pladens Midte, og det vil kun i ringe Grad flytte sig, naar Jærnprocenten varierer. Hvis den neutrale Akse ligger i Pladen, vil Momentarmen (Afstanden mellem Træk- og Trykcentret) variere fra 0,875  $h$  til 0,923  $h$ , naar Jærnprocenten varierer fra 0,75 (svarende til Spændingsforholdet  $^{10}/_{1000}$ ) til 0,231 (svarende til  $^{20}/_{1000}$ ), og jo dybere Aksen ligger under Pladen, des mindre bliver Variationen.

Hvis vi tager Hensyn til Momentarmens Variation, kommer vi til meget komplicerede og derfor værdiløse Formler, thi Praktikerne, der véd, hvor usikkert Formlernes Grundlag, Enhedspriserne, er, vil aldrig ofre megen Tid paa at finde just det Tværsnit, som Teorien siger er det billigste, men vil foretrække en hurtig Afgørelse, selv om den hviler paa et mindre omfattende Grundlag. Vi vil derfor gaa ud fra, at Momentarmen er uafhængig af Jærnprocenten, og at Trykcentret altid ligger paa samme Sted i Pladen. Bøjlerne behøver vi ikke at beskæftige os med, naar vi forudsætter, at de skal optage hele Forskydningen, thi fordobles Bjælkehøjden, vil Bøjlerne Længde fordobles, men samtidig vil den forskydende Kraft, og dermed Bøjlerne Antal, formindskes til det halve.

Der bruges følgende forkortede Betegnelser:

$$P_j^{Ore/cm^2} = \text{Jærnprisen}, \quad P_b^{Ore/cm^3} = \text{Betonprisen}, \quad P_f^{Ore/cm^2} = \text{Forskallingsprisen}.$$

#### a. Bjælkebredden er konstant.

**346.** Vi forudsætter  $M, s_j$  og  $b_0$  givne og søger det billigste Tværsnit.  $f$  og  $m$  er forbundne ved Ligningen:

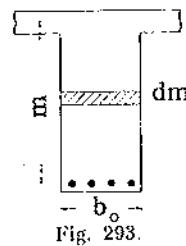


Fig. 293.

$$f = \frac{M}{m \cdot s_j}$$

hvis derfor Højden forøges med  $dm$  (Fig. 293), maa  $f$  forøges med:

$$df = -\frac{M}{s_j} \cdot m^{-2} \cdot dm,$$

og Betingelsen for, at denne Forandring ikke paavirker Prisen, altsaa for at Tværsnittet er det billigste, bliver:

$$b_0 \cdot dm \cdot P_b + 2dm \cdot P_f = \frac{M}{s_j \cdot m^2} \cdot dm \cdot P_f^2 \quad \text{eller:} \quad m = \sqrt{\frac{M}{s_j} \cdot \frac{P_f}{b_0 \cdot P_b + 2P_f}} \quad (251)$$

<sup>1)</sup> Dette Afsnit har tidligere været offentliggjort i T. F. T. A. f. J. 1912, S. 1, og i B. u. E. 1912, S. 431. Se ogsaa en Afhandling af Max Mayer i B. u. E. 1914, S. 17.

<sup>2)</sup> Venstre Side af denne Ligning er ikke det nøjagtige Udtryk for Tværsnittets Fordyrelse, thi det er paa dette Sted, at der er gjort Brug af den kun tilnærmelsesvis rigtige Antagelse, at  $m$  er uafhængig af Jærnprocenten  $\phi$ . Naar  $m$  forøges og  $f$  formindskes, vil Trykcentret nemlig rykke en Ubetydelighed højere op i Pladen, saaledes at det til  $df$  svarende  $dm$  i Virkeligheden er en Sum af denne lille Oprykning og af Bjælkekroppens Forhøjelse; i Ligningens venstre Side burde derfor strengt taget  $dm$  ombyttes med  $dm$  minus den nævnte lille Størrelse; Berettigelsen til at sætte denne lig Nul vil fremgaa af det følgende.

Denne Formel giver  $m$  som en simpel Funktion af lutter bekendte Størrelser.

347. Sættes Prisen for Jærnet til 18 Øre pr. kg (heri 6 Øre til Arbejds løn), bliver  $P_j = 18 \cdot 7850 : 1000000 = 0,1413$  Øre pr.  $\text{cm}^3$ . Sættes Prisen for Betonen (1 : 2 : 3) til 25 Kr. pr.  $\text{m}^3$  (heri  $7\frac{1}{2}$  Kr. til Arbejds løn), bliver  $P_b = 2500 : 1000000 = 0,0025$  Øre pr.  $\text{cm}^3$ . Sættes Prisen for Forskallingen ( $1\frac{1}{4}$ " ru Brædder) til 2,25 Kr. pr.  $\text{m}^2$  (heri 1,15 Kr. til Arbejds løn), bliver  $P_f = 225 : 10000 = 0,0225$  Øre pr.  $\text{cm}^2$ . Brædderne er da kun regnet brugt een Gang, og der er intet regnet til Afstivning, idet dennes Pris næppe paavirkes af Bjælkehøjden. Indføres disse, før Krigen gældende Priser, bliver Formlen:

$$m = \sqrt{\frac{M}{s_j} \cdot \frac{1413}{25b_0 + 450}} = \sqrt{\frac{M}{s_j} \cdot \frac{56,5}{b_0 + 18}} \quad (252)$$

348. Sættes Forskallingsprisen lig Nul, er det ensbetydende med, at der ingen Sidebegrænsning er for Betonen, og Formlen gælder da ogsaa for Plader. I dette Tilfælde faas, naar  $b_0$  sættes lig 100 :  $m = \sqrt{56,5 \cdot \frac{M_{100}}{s_j}}$ . Indføres heri  $\frac{M_{100}}{s_j} = \frac{f \cdot m}{100}$ , faas  $m^2 = 0,565 \cdot f \cdot m$ ,  $m = 0,565 \cdot f = 0,565 \cdot \varphi \cdot h$ . Endvidere giver (115) (§ 212):  $m = \frac{3-\beta}{3} \cdot h$ , altsaa  $0,565 \varphi = \frac{3-\beta}{3}$ ,  $\varphi = \frac{3-\beta}{1,695}$ . Ved Hjælp af Tabellen Side 112 finder man, at denne Ligning er tilfredsstillet af  $\varphi = 1,49\%$ . Den gunstigste Jærnprocent er altsaa 1,49, og den gunstigste Betonspænding findes da af (104) (§ 204):

$$\sigma_b = \frac{\varphi}{50\beta} \cdot s_j = \frac{1,49}{50 \cdot 0,481} \cdot s_j = \frac{s_j}{16,15}$$

Til  $s_j = 1000$  at svarer  $\sigma_b = 62$  at, hvilket er højere, end man som Regel tillader. Under almindelige Forhold vil det derfor være uøkonomisk i Plader at bruge en mindre Jærnprocent end den, der svarer til de tilladte Spændinger<sup>1)</sup>.

349. Eksempel. En Bjælke med et  $10\text{ cm}$  tykt og  $2\text{ m}$  bredt Hoved skal optage Momentet  $90000\text{ kgm}$ . Bjælken ligger i en  $1$  Sten tyk Mur og skal have dennes Bredde ( $23\text{ cm}$ ). De tilladte Spændinger er  $40$  og  $1000$ . Find den billigste Højde<sup>2)</sup>.

Formlen giver  $m = \sqrt{\frac{9000000}{1000} \cdot \frac{56,5}{23 + 18}} = 111,2\text{ cm}$ , og følgelig bliver  $f = \frac{9000000}{111,2 \cdot 1000} = 81\text{ cm}^2$ . Da Trykkraften i Hovedet er  $81000\text{ kg}$ , vil den, ensformig fordelt over dette, give Spændingen  $\frac{81000}{10 \cdot 200} = 40,5\text{ at}$ ; Kantspændingen vil

<sup>1)</sup> I T. F. T. A. f. J., 1911, S. 5, har Ingeniør Emil Mogensen behandlet Spørgsmaalet under Hensynlagen til  $m$ 's Variation med  $\varphi$ . Vi vil derfor sammennligne Formel (252) med Ingeniør Mogensens Formel for at se, hvor stor Indflydelse det i værste Fald kan have, at  $m$  er regnet uafhængig af Jærnprocenten  $\varphi$ . Med  $P_j = 0,15$  og  $P_b = 0,0025$  finder Mogensen ved Løsning af en tredje Grads Ligning, at den billigste Plade er den, for hvilken  $\gamma$  er  $16,4$ ; hertil svarer (se Side 112)  $\varphi = 1,456$ ,  $\beta = 0,478$ ,  $100\mu = 20,08$ . Af (135) faas:  $\frac{M}{s_j} = W_f = \mu \cdot b \cdot h^2$

altsaa 
$$h = \sqrt{\frac{M \cdot \gamma}{\mu \cdot b \cdot s_j}} = \sqrt{\frac{M_{100} \cdot 1640}{20,08 \cdot s_j}} = 8,86 \cdot \sqrt{\frac{M_{100}}{s_j}}$$

Endvidere laves: 
$$m = \frac{3-\beta}{3} \cdot h = 0,842 h = 7,46 \cdot \sqrt{\frac{M_{100}}{s_j}}$$

Ved at indsætte de samme Priser samt  $b_0 = 100\text{ cm}$  i min Formel faas  $m = 7,75 \sqrt{\frac{M_{100}}{s_j}}$ , altsaa

knappt  $4\%$  større. Hvis man omvendt gaar ud fra denne Værdi af  $m$ , findes de tilhørende Værdier  $\gamma = 16,8$  og  $\varphi = 1,41$ .

<sup>2)</sup> Vi løser Opgaven ud fra Jærnbeton-Bygmesterens Standpunkt; vil vi finde den for Bygherren billigste Konstruktion, maa der i Formlen i Stedet for Betonprisen indføres Forskellen mellem denne og Murværkets Pris.

altsaa overskride den tilladte, og man kan ikke bruge den billigste Højde, men maa dimensionere Bjælken alene paa Grundlag af de tilladte Spændinger.

Havde Momentet kun været  $9000\text{ kgm}$ , vilde man have fundet  $m = 35,2$ ,  $f = 25,6\text{ cm}^2$ . Da Trykcentret aldrig kan synke ned under Pladens Midte, er man paa den sikre Side ved at sætte  $h = 35,2 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 40,2$ . For dette Tværnsnit giver de almindelige Formler:

$$x = 10,7, \quad m = 36,7, \quad \sigma_j = \frac{900000}{25,6 \cdot 36,7} = 959 \quad \text{og} \quad \sigma_b = 23,2$$

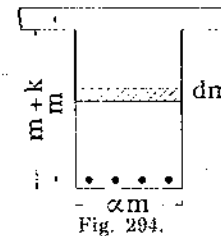
$m$  er altsaa blevet  $1,5\text{ cm}$  for stor, og  $\sigma_j$  derfor noget for lille, men ændres  $h$  til  $40,2 - 1,5 = 38,7\text{ cm}$ , vil det passe.

**b. Bjælkebredden vokser med Højden.**

350. Det Tilfælde, at Bjælkebredden paa Forhaand er givet, foreligger kun sjældent; som Regel maa den afpasses efter Højden; i beboede Rum vil man næppe gøre Bjælkebredden mindre end  $\frac{2}{3}$  Gange den synlige Bjælkehøjde (Fig. 294), og selv i Fabriksbygninger vil man ikke holde af at se paa Bjælker, hvis Bredde er under Halvdelen af Højden (Fig. 293). Hvad enten man nu vil gaa mere eller mindre vidt i Retning af smalle Bjælker, kan man gaa ud fra den Forudsætning, at Bredden skal vokse proportionalt med den synlige Højde eller, hvad der omtrent kommer ud paa det samme, med  $m$ . Vi vil derfor søge det billigste Tværnsnit paa Grundlag af Betingelsen  $b_0 = \alpha m$ , hvor  $\alpha$  er en konstant Størrelse (Fig. 294), og vi vil desuden forudsætte, at den synlige Højde er  $k\text{ cm}$  større end  $m$ .

Naar man i dette Tilfælde giver  $m$  en Forøgelse, forandres Forskallingen og Jærnet paa ganske samme Maade, som da  $b_0$  var konstant, derimod vil Betonarealet forøges stærkere. Den oprindelige Betonpris er  $(m+k) \cdot \alpha m \cdot P_b = \alpha P_b \cdot (m^2 + km)$ , og Tilvæksten saaledes  $\alpha P_b \cdot (2m+k) \cdot dm$ , mens den før var  $b_0 \cdot dm \cdot P_b$ . Naar man derfor i Formel (251) erstatter  $b_0$  med  $\alpha \cdot (2m+k)$ , faas den søgte Værdi:

$$m = \sqrt{\frac{M}{s_j} \cdot \frac{P_j}{\alpha(2m+k)P_b + 2P_f}} \quad (253)$$



I Forhold til  $2m$  er  $k$  en lille (og som Regel negativ) Størrelse paa nogle faa Centimeter, og vi vil derfor se bort fra den og skrive Formlen:

$$m = \sqrt{\frac{M}{s_j} \cdot \frac{P_j}{2\alpha m P_b + 2P_f}} = \sqrt{\frac{M}{s_j} \cdot \frac{28,26}{\alpha m + 9}} \quad (254-55)$$

naar de tidligere Priser indføres. Ved Hjælp af denne Formel udregner man let Tabeller over sammenhørende Værdier af  $M : s_j$  og  $m$ , saaledes som det her er gjort for  $\alpha = 0,75$  og  $\alpha = 0,5$ .

$m$ i cm	$M$ kgm : $s_j$ at	
	$b_0 = \frac{2}{3}m$	$b_0 = \frac{1}{2}m$
5	0,11	0,10
10	0,59	0,50
15	1,61	1,31
20	3,40	2,69
25	6,14	4,75
30	10,0	7,65
35	15,3	11,5
40	22,1	16,4
45	30,6	22,6
50	41,1	30,1
55	53,8	39,0
60	68,8	49,7
65	86,3	62,0
70	107	76,3
75	130	92,6
80	156	111
85	186	132
90	220	155
95	257	181
100	298	209
105	343	240
110	392	274
115	447	312
120	505	351
125	568	396
130	638	442
135	713	494

351. Eksempel 1. Den i § 349 omtalte Bjælke skal have  $b_0 = 0,75 \cdot m$ , mens Forholdene ivotrigt er de samme. Find den billigste Højde.

Da  $M : s_j = 90000 : 1000 = 90$ , giver Tabellen  $m = 66\text{ cm}$ , og følgelig bliver  $f = 9000000 : (66 \cdot 1000) = 136\text{ cm}^2$  og  $b_0 = 0,75 \cdot m = 0,75 \cdot 66 = 49,5 \approx 50\text{ cm}$ . Da Trykkraften i Hovedet er  $136000\text{ kg}$ , vil den, ensformig fordelt over dette, give Spændingen  $136000 : (10 \cdot 200) = 68\text{ at}$ ; man kan følgelig ikke bruge den billigste Højde; men maa dimensionere Bjælken alene paa Grundlag af de tilladte Spændinger.

Med Bredden  $b_0 = 0,5 \cdot m$  giver Tabellen  $m = 74$ , der aabenbart heller ikke kan bruges paa Grund af for store Betonspændinger.

Hvis Momentet kun er  $9000\text{ kgm}$ , giver Tabellen for  $b_0 = 0,75 \cdot m$ , at  $M : s_j = 9$  svarer til  $m = 29\text{ cm}$ , og følgelig bliver  $f = 900000 : (29 \cdot 1000) = 31\text{ cm}^2$  og  $b_0 = 0,75 \cdot 29 = 21,8 \approx 22\text{ cm}$ . Da Trykcentret aldrig kan synke ned under Pladens Midte, er man paa den sikre Side ved at sætte  $h = 29 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 34$ . For dette Tværnsnit giver de almindelige Formler :  $x = 10,5$ ,  $m = 30,5$ ,  $\sigma_j = 900000 : (31 \cdot 30,5) = 952$  at og  $\sigma_b = 28,4$  at  $m$  er altsaa blevet  $1,5\text{ cm}$  for stor og  $\sigma_j$  derfor noget for lille, men ændres  $h$  til  $34 - 1,5 = 32,5$ , vil det passe. Hvis de  $31\text{ cm}^2$  Jærn indlægges i Form af 8 Rj.  $22\text{ mm}$  ( $= 30,4\text{ cm}^2$ ) i to Lag, bliver den totale Højde:  $32,5 + 0,5 + 2 \cdot 1 = 36,2$ , og den synlige Højde:  $36,2 - 10 = 26,2$ , altsaa  $29 - 26,2 = 2,8\text{ cm}$  mindre end  $m$ . Den Fejl, vi i dette Tilfælde har begaaet ved at bortkaste  $k = -2,8$  af Formel (253), viser sig i Formel (255) ved, at der under Rodtegnet staar  $m$  i

Stedet for  $m = \frac{1}{3} \cdot 2,8$ . Til  $m = 30$  svarer da  $M : s_j = 9,7$ , mens Tabellen har 10,0, en Forskel, der er uden praktisk Betydning.

**352. Eksempel 2.** En Bjælke med et 18 cm tykt og 1,61 m bredt Hoved skal optage Momentet 22100 kgm og have Bredden  $b_0 = 0,75$  m. Find den billigste Højde, naar  $s_j = 1000$  al.

For  $M : s_j = 22,1$ , giver Tabellen  $m = 40$  cm, og følgelig bliver  $f = 2210000 : (40 \cdot 1000) = 55,2$  cm<sup>2</sup>, og  $b_0 = 0,75 \cdot 40 = 30$  cm. En nærmere Undersøgelse viser, at til disse Værdier af  $m$  og  $f$  svarer  $h = 45,7$  cm og  $\varphi = \frac{3}{4} \cdot \frac{0}{10}$ , altsaa Spændingerne 40 og 1000<sup>1)</sup>. Til  $f = 55,2$  cm<sup>2</sup> svarer paa det nærmeste 8 Rj. 30 mm, vi kan derfor sætte den totale Højde til  $45,7 + 4,5 = 50,2$  cm. Den synlige Højde bliver  $50,2 - 18 = 32,2$ , altsaa  $40 - 32,2 = 7,8$  cm mindre end  $m$ .

Dette Eksempel, hvor  $k$  er stor og  $b$  er stor, og hvor den neutrale Akse ligger i Pladen, fjerner sig saa langt fra de Forudsætninger, ud fra hvilke Formlerne er udledede, at det bliver en god Prøvesten for disses Nøjagtighed. Vi vil derfor undersøge, om det fundne Tværsnit (med Spændingerne  $\frac{40}{1000}$ ) virkelig er billigere end de Tværsnit, man faar ved at dimensionere paa Grundlag af Spændingerne  $\frac{40}{1000}$  og  $\frac{35}{1000}$ .

Med Spændingerne  $\frac{40}{1000}$  findes:  $h = 0,358 \sqrt{22100 \cdot 1,61} = 41,9$ ,  $m = 0,866 \cdot h = 36,2$ ,  $b_0 = \frac{3}{4} \cdot m = 27,2$ ,  $f = 2210000 : (36,2 \cdot 1000) = 61,1$ , synlig Højde  $41,9 + 4,5 - 18 = 28,4$ .

Med Spændingerne  $\frac{35}{1000}$  findes:  $h = 0,435 \sqrt{22100 \cdot 1,61} = 50,9$ ,  $m = 0,885 \cdot 50,9 = 45$ ,  $b_0 = \frac{3}{4} \cdot 45 = 33,8$ ,  $f = 2210000 : (45,0 \cdot 1000) = 49,1$ , synlig Højde  $50,9 + 4,5 - 18 = 37,4$ .  
Prisen for Bjælkekroppen pr. løbende Centimeter bliver for  $s_j = 45, 40$  og  $35$  henholdsvis:

$$P = 28,4 \cdot 27,2 \cdot 0,0025 + 2 \cdot 28,4 \cdot 0,0225 + 61,1 \cdot 0,1413 = 1,93 + 1,28 + 8,64 = 11,85 \text{ Øre.}$$

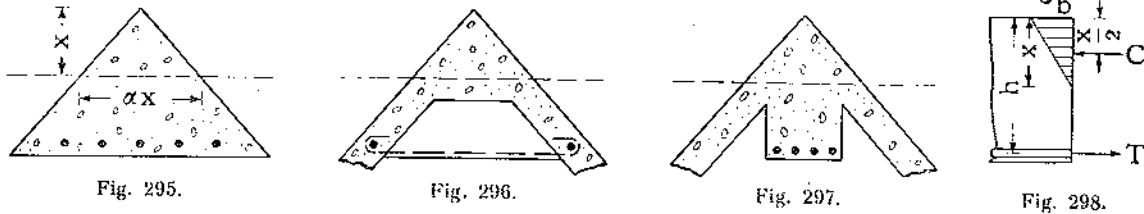
$$P = 32,2 \cdot 30,0 \cdot 0,0025 + 2 \cdot 32,2 \cdot 0,0225 + 55,2 \cdot 0,1413 = 2,42 + 1,45 + 7,80 = 11,67 \text{ Øre.}$$

$$P = 37,4 \cdot 33,8 \cdot 0,0025 + 2 \cdot 37,4 \cdot 0,0225 + 49,1 \cdot 0,1413 = 3,16 + 1,68 + 6,95 = 11,79 \text{ Øre.}$$

Man ser heraf, hvilken ringe Virkning det har paa Prisen, at  $h$  formindskes eller forøges med ca. 10 %, og at Formel (254) giver det billigste Tværsnit med en Nøjagtighed, der er mer end tilstrækkelig.

## 12. Bjælker med trekantet Tværsnit.

**353.** Trekantede Bjælketværsnit forekommer f. Eks. i et Tags Rygaas. De tre i Fig. 295-97 viste Tværsnit kan behandles under eet. For Fig. 296's Vedkommende er det forudsat, at de to



flige, i hvilke Jærnet ligger, er forhindrede i at skride ud ved Hjælp af Tværforbindinger. Der forudsættes at være fuldt Betontværsnit helt ned til den neutrale Akse. Summen af Trykspændingerne er lig Indholdet af en Pyramide, og Resultanten  $C$  angriber derfor i Afstanden  $\frac{1}{2}x$  fra Spidsen. Kaldes Forholdet mellem Trekantens Grundlinie og Højde for  $\alpha$  bliver:

$$C = \frac{1}{2} \cdot \alpha x^2 \cdot \frac{1}{3} \sigma_b = \frac{\alpha}{6} \cdot x^2 \cdot \sigma_b, \quad M = C \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right) = \frac{\alpha}{6} \cdot x^2 \cdot \sigma_b \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right).$$

Indføres  $x = \beta \cdot h$ , faas:

$$M = \frac{\alpha}{6} \cdot \beta^2 h^3 \cdot \sigma_b \cdot \left(1 - \frac{1}{2}\beta\right), \quad h = \sqrt[3]{\frac{6}{\beta^2 \left(1 - \frac{1}{2}\beta\right)} \cdot \frac{M}{\alpha \cdot \sigma_b}} = c_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{M}{\alpha}} \quad (256)$$

Endvidere havest:

$$f = \frac{M}{\sigma_j \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right)} = \frac{1}{\sigma_j \cdot \left(1 - \frac{1}{2}\beta\right)} \cdot \frac{M}{h} = c_2 \cdot \frac{M}{h} \quad (257)$$

$s_b$	$s_j$	$c_1$	$c_2$	Hosstaaende Tabel giver Konstanterne $c_1$ og $c_2$ for forskellige Spændingssæt.
60	1200	0,885	0,00106	Faar Bjælken negative Momenter, saa Trekantens nedre Del (Fig. 295) bliver trykket, kommer man til en 4' Grads Ligning for $\alpha$ , men man kan roligt behandle Tværsnittet, som om det var rektangulært med Bredden lig Trekantens Grundlinie. For Jærnets Vedkommende er man derved paa den sikre Side og for Betonen kun lidt paa den usikre.
50	"	1,000	0,00103	
40	"	1,175	0,00100	
35	"	1,296	0,000984	
30	"	1,460	0,000965	
40	1000	1,095	0,00123	

<sup>1)</sup>  $h = 0,390 \sqrt{22100 \cdot 1,61} = 45,7$ ,  $f = 0,292 \sqrt{1,61 \cdot 22100} = 55,2$ .

## E. Bygningsdele paavirkede til Forskydning.

### 1. Forskydningsspændingernes Bestemmelse, naar Jærnet ingen Forskydning optager.

#### a. Plader og rektangulære Bjælker.

##### α. Forskydningsspændinger.

**354.** For at blive fortrolige med Forskydningsforholdene i en Plade eller rektangulær Bjælke, vil vi først behandle det simple Tilfælde (Fig. 299), at en  $b$  cm bred Bjælke er paavirket af to lige store Kræfter  $Q$  virkende i Afstanden  $c$  cm fra Lejerne. I Afstanden  $e$  fra Lejet er Momentet  $Q \cdot c$ , og kaldes Afstanden fra Jærnet til Trykcentret for  $m (= h - \frac{1}{3}x)$ , bliver hele Trykkraften  $\frac{Q \cdot c}{m}$ . Lægges et vandret Snit i den neutrale Flade og et lodret Snit gennem

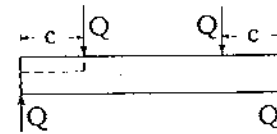


Fig. 299.

Kraften  $Q$ , som vist paa Fig. 299, 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 den neutrale Flade. Da denne Flades Areal er  $b \cdot c$  cm<sup>2</sup>, bliver Forskydningsspændingen:

$$\tau_b = \frac{Q}{b \cdot m} \quad (258)$$

Havde vi lagt Snittet højere oppe, var Trykket blevet mindre og dermed ogsaa  $\tau_b$ , havde vi lagt det dybere, vilde derimod Trykket og  $\tau_b$  have holdt sig konstante. Den vandrette Forskydningsspænding er altsaa Nul foroven og vokser derfra ned til den neutrale Akse, hvor den naar sin Maksimalværdi, der holder sig konstant ned til Jærnet (Fig. 300).

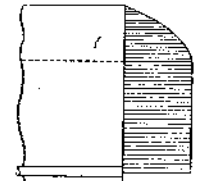


Fig. 300.

Vi har uden videre forudsat, at den forskydende Kraft var jævnt fordelt over den vandrette Strækning  $c$ , og det er den ogsaa i det anførte Eksempel. Lægges det lodrette Snit f. Eks. i Afstanden  $\frac{1}{2}c$  fra Lejet, saa er Momentet kun halvt saa stort, altsaa ogsaa Trykkraften halv saa stor, men samtidig er Forskydningsfladen formindsket til det halve.

**355.** I et lodret Snit paa Strækningen  $c$  virker der ligeledes en forskydende Kraft, der let ses at have Størrelsen  $Q$ . 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 den neutrale Akse (Fig. 301), vil det kun være paavirket af forskydende Spændinger, nemlig dels de vandrette,  $\tau$ , der er vist i Fig. 300 og dels lodrette  $\tau'$ , 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. Udskæres Prismet over den neutrale Akse, 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. 300 viser.

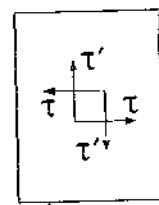


Fig. 301.

356. Er Bjælken jævnt belastet, og er Momenterne i to konsekutive Snit  $M_1$  og  $M_2$  (Fig. 302), vil Trykkrafterne i disse Snit være henholdsvis  $\frac{M_1}{m}$  og  $\frac{M_2}{m}$ . Differensen  $\frac{M_2 - M_1}{m} = \frac{dM}{m}$  er altsaa den forskydende Kraft, der paa Strækningen  $dx$  virker i og under den neutrale Flade:

$$\frac{dM}{m} = \tau_b \cdot b \cdot dx \quad \text{eller} \quad \tau_b = \frac{dM}{b \cdot m \cdot dx} \quad (259)$$

Fra den tekniske Elasticitetslære havest:

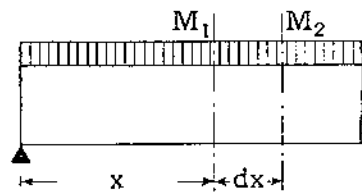


Fig. 302.

$$\frac{dM}{dx} = Q, \quad (260)$$

hvor  $Q$  er Transversalkraften  $\sigma$ : Summen af alle de ydre Kræfter, der paavirker Bjælken tilvenstre for Snittet, Reaktionen indbefattet. Man faar da:

$$\tau_b = \frac{Q}{b \cdot m} \quad (261)$$

357. Dette Udtryk for Forskydningsspændingen i den neutrale Akse,  $\sigma$ : den største Forskydningsspænding i Tværsnittet, vides fra den tekniske Elasticitetslære at være **almengyldigt** uden Hensyn til Lastens Fordeling, naar blot Bjælkens Over- og Underside er parallelle (§ 367), og det samme gælder Spændingsfordelingen i Fig. 300.

Naar Bjælken bærer en jævnt fordelt Last, vil Transversalkraften være Nul i Midten og vokse jævnt henimod Lejerne, og  $\tau_b$  varierer altsaa paa samme Maade. Største  $\tau_b$  forekommer derfor ved Lejerne og findes ved at dividere Reaktionen med  $b \cdot m$ .

For en krydsarmeret Plade er Lejetrykket ikke jævnt fordelt (Fig. 263 i § 304), og man regner da med Middelværdien.

For Plader og rektangulære Bjælker er  $m = h - \frac{1}{3}x$ , men man kan nøjagtigt nok sætte

$$m = 0,9 h \quad (262)$$

uden Hensyn til Jærnprocentens Størrelse.

Formel (261) gælder ogsaa for et homogent Tværsnit; for et saadant er  $m = \frac{2}{3}h$ .

I Eksemplet § 208 var Pladens Nyttelhøjde 8,73 cm, medens Spændvidden var 2 m og Lasten 1000 kg/m<sup>2</sup>. Lejetrykket er da 1000 kg pr. lb. m af Pladens Bredde, saa at Forskydningsspændingen ved Lejet faar Maksimalværdien:

$$\tau_b = \frac{1000}{100 \cdot 0,9 \cdot 8,73} = 1,28 \text{ } \sigma: \text{ ufarlig, og saaledes vil det i Reglen være for Pladers Vedkommende, med mindre Pladen har en lille Spændvidde og bærer en stor Last, og særlig naar denne befinder sig nær ved det ene Leje. En saadan Belastning vil kun frembringe et ringe bøjende Moment, medens Forskydningen er stor.}$$

### β. Skraa Trækspændinger.

358. Lægges det i Fig. 303 angivne Snit i Bjælken, vil højre Bjælkedel paavirke det med dels normale, dels forskydende Spændinger, af hvilke kun de sidste interesserer os i Øjeblikket. I Fladen  $ab$ , der ligger under den neutrale Akse, virker der en Forskydningsspænding, der er konstant lig  $\tau_b$ , i Fladen  $ac$  virker der ligeledes en Forskydningsspænding, der umiddelbart

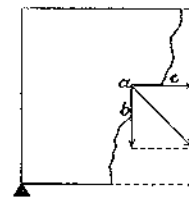


Fig. 303.

ved  $a$  er lig  $\tau_b$ , men aftager jo nærmere man kommer  $c$ , forudsat at Belastningen er kontinuerlig; bestaar Belastningen af Enkeltkræfter og ligger  $ac$  mellem to saadanne, vil Forskydningsspændingen ogsaa være konstant der. Vi forudsætter nu  $ab = ac = 1 \text{ cm}$   $\sigma$ : saa lille, at vi i alle Tilfælde med tilstrækkelig Nøjagtighed kan regne Forskydningsspændingen i  $ac$  konstant, lig  $\tau_b$ . Gaar vi endvidere ud fra, at Bjælken kun er 1 cm bred, vil de forskydende Kræfter i Fladerne  $ab$  og  $ac$  bægge være lig  $\tau_b$  og kunne sammensættes til en Resultant  $\tau_b \sqrt{2}$ , et Træk, der virker nedad under  $45^\circ$ . Bjælken er derfor udsat for at blive revet over langs en 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  $\tau_b$ , altsaa lig Forskydningsspændingen. Men Betonens Trækstyrke er kun ca.  $\frac{1}{3}$  af Forskydningsstyrken (§ 386), saa denne Trækspænding bliver farligere end Forskydningsspændingen, og det viser sig ogsaa, at Forskydningsbrud som Regel foregaar efter Planer, der fra Bjælkens Underside henne ved Lejerne stiger skraat opad henimod Midten under  $45^\circ$  med Bjælkeaksen (Fig. 304—05). Saadanne Brud, der skyldes Forskydning, optraeder altid pludseligt i Modsætning til de Brud, der skyldes en Overskridelse af Jærnets Flydegrænse.

Dannelsen af de skraa Revner kan modvirkes ved en Armering med lodrette Bøjler (Fig. 332 i § 390), eller endnu bedre ved at høje nogle af Bjælkens Jærn skraat op, saa de skærer Revnerne under en ret Vinkel (Fig. 333).

Fig. 304. Forskydningsbrud<sup>1)</sup>.

### γ. Hovedspændingernes Størrelse og Retning.

359. De i Fig. 303 viste Spændinger kaldes Punktets  $a$ 's Hovedspændinger, fordi det er de største Spændinger i Punktet. Drejes Snittet  $ac$  om  $a$ , vil Paa-

<sup>1)</sup> Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 256.

<sup>2)</sup> D. A. f. E., Heft 20, S. 26.

Fig. 305. Forskydningsbrud. Armeringsjærnet er tegnet paa Bjælkens Side<sup>2)</sup>.



virksomheden ophøre at være en ren Forskydning, der kommer en Normalspænding til, samtidig med at  $\tau$  bliver mindre. Naar Drejningen har naaet  $45^\circ$ , vil  $\tau$  være Nul, mens  $\sigma$  har sin Maksimalværdi, Træk hvis Drejningen er foretaget opad, Tryk hvis Drejningen er foretaget nedad. For Snittet  $ab$  gælder det samme.

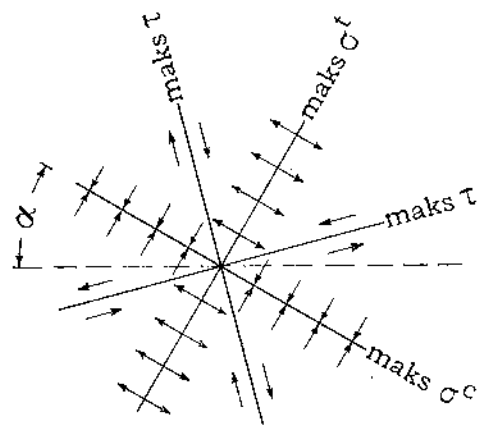


Fig. 306.

Vi har hidtil regnet Punktet  $a$  liggende under den neutrale Akse, hvor Bøjningsspændingen vinkelret paa Fladen  $ab$  forudsættes at være Nul; lader vi denne Forudsætning falde eller vælger et Punkt over den neutrale Akse, saa maa Fladen  $ab$  drejes ud af den lodrette Stilling for at blive paavirket til ren Forskydning, og den maa drejes saa meget, at den ved Drejningen optraadte Normalspænding ophæver Bøjningsspændingens Komposant vinkelret paa Snittet. Hovedspændingernes indbyrdes Beliggenhed ændres imidlertid ikke ved Drejningen; det vides fra den tekniske Elasticitetslære<sup>1)</sup>, at der i et vilkaarligt Punkt af en Bjælke kan lægges 4 Snit (Fig. 306), dannede  $45^\circ$  indbyrdes, af hvilke et er paavirket til rent Træk, et til rent Tryk og to til ren Forskydning, og disse Spændinger er de største i Punktet, altsaa Hovedspændingerne.

**360. Hovedspændingernes Størrelse og Retning** kan beregnes, naar Spændingerne i to paa hinanden vinkelrette Snit, f. Eks. et lodret og et vandret, er kendte (Fig. 307). Man har da, naar  $\sigma_x$  og  $\sigma_y$  er Trykspændinger (i modsat Fald skal de indføres med negativt Fortegn):

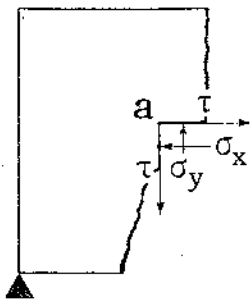


Fig. 307.

$$\left. \begin{aligned} \text{maks } \sigma^c \\ \text{maks } \sigma^t \end{aligned} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{4\tau^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2}, \quad (263)$$

$$\text{maks } \tau = \frac{1}{2} \sqrt{4\tau^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2}, \quad (264)$$

mens Vinklen  $\alpha$  (Fig. 306) mellem det trykkede Hovedsnit og en Linie parallel med Bjælkeaksen bestemmes af:

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_y - \sigma_x}. \quad (265)$$

$\sigma_y$  skyldes det direkte Tryk fra Bjælkens lodrette Last og er som Regel saa lille, at der kan ses bort fra den, hvorved Formlerne reduceres til:

$$\left. \begin{aligned} \text{maks } \sigma^c \\ \text{maks } \sigma^t \end{aligned} \right\} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{4\tau^2 + \sigma_x^2}, \quad \text{maks } \tau = \frac{1}{2} \sqrt{4\tau^2 + \sigma_x^2}, \quad \text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{-\sigma_x}. \quad (266-68)$$

For et Punkt i en homogen Bjælkens Overside er  $\tau = 0$ , altsaa  $\alpha = \frac{1}{2}\pi$  (den anden mulige Værdi passer ikke med Fig. 306) og

$$\left. \begin{aligned} \text{maks } \sigma^c \\ \text{maks } \sigma^t \end{aligned} \right\} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{\sigma_x}{2} = \begin{cases} \sigma_x \\ 0 \end{cases}, \quad \text{maks } \tau = \frac{1}{2} \sigma_x. \quad (269-70)$$

For et Punkt i Bjælkens Underside er  $\tau = 0$ , altsaa  $\alpha = 0$  (Værdien  $\frac{1}{2}\pi$  passer ikke) og:

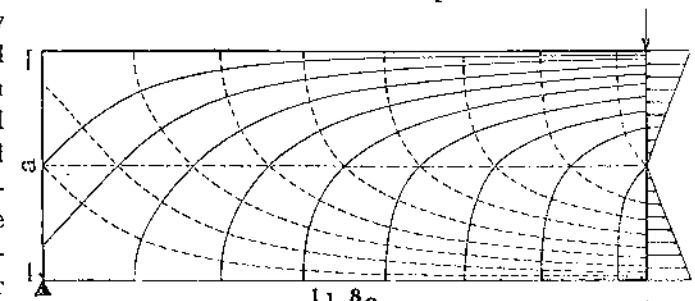
$$\left. \begin{aligned} \text{maks } \sigma^c \\ \text{maks } \sigma^t \end{aligned} \right\} = \frac{-\sigma_x}{2} \pm \frac{\sigma_x}{2} = \begin{cases} 0 \\ -\sigma_x \end{cases}, \quad \text{maks } \tau = \frac{1}{2} \sigma_x. \quad (271-72)$$

For et Punkt i den neutrale Akse er  $\sigma_x = 0$ , altsaa  $\alpha = \frac{1}{4}\pi$  og:

$$\left. \begin{aligned} \text{maks } \sigma^c \\ \text{maks } \sigma^t \end{aligned} \right\} = \begin{cases} +\tau \\ -\tau \end{cases}, \quad \text{maks } \tau = \tau. \quad (273-74)$$

<sup>1)</sup> Ostenfeld: Teknisk Elasticitetslære 1916, S. 72.

**361.** Hvis der opstaar en kort Revne i Punktet Fig. 306 som Følge af de skraa Trækspændinger, vil den naturligvis 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. 308 viser



$\frac{l}{2} = \frac{8}{3}a$   
Fig. 308.

**Normalspændingstrajektorierne** for den ene Halvdel af en simpelt understøttet, homogen Bjælke, belastet med en Enkeltkraft i Midten. Normalt paa de fuldt optrukne Kurver virker der Trækspændinger, normalt paa de punkterede virker der Trykspændinger. Alle Kurverne skærer den neutrale Akse under  $45^\circ$  og de tværgaaende Kurver under  $90^\circ$ . Kurverne er tegnede paa Grundlag af (268), altsaa uden Hensyntagen til  $\sigma_y$ , der har en ikke ubetydelig Størrelse umiddelbart ved Lejet og ved Midterkraften; paa disse to Steder svarer de tegnede Kurver derfor ikke til Virkeligheden.

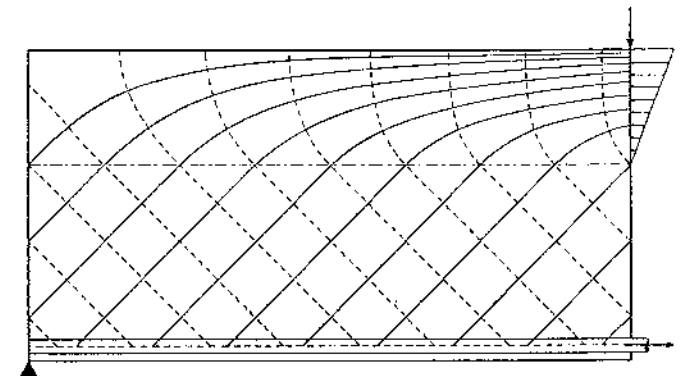


Fig. 309.

I en Jærnbetonbjælke ændrer Kurverne Karakter under den neutrale Akse. Forudsættes hele Trækraften koncentreret i Jærnet, vil Hovedspændingerne bevare den Retning, de har i den neutrale Akse, saaledes at Kurverne bliver rette Linier (Fig. 309). Langs disse Linier er det, at Bruddet sker (Fig. 304).

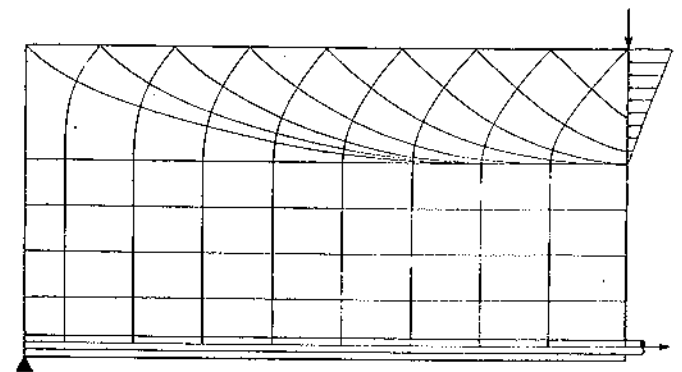


Fig. 310.

I en Jærnbetonbjælke ændrer Kurverne Karakter under den neutrale Akse. Forudsættes hele Trækraften koncentreret i Jærnet, vil Hovedspændingerne bevare den Retning, de har i den neutrale Akse, saaledes at Kurverne bliver rette Linier (Fig. 309). Langs disse Linier er det, at Bruddet sker (Fig. 304).

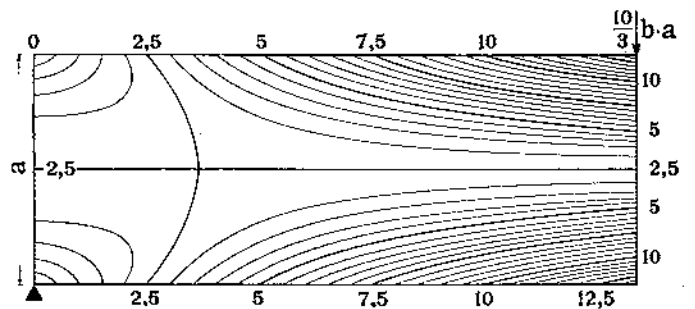


Fig. 311.

**Forskydningsspændingstrajektorierne** faar under samme Forudsætninger som gælder for Fig. 309 det i Fig. 310 viste Forløb.

**362.** Spændingstrajektorierne angiver kun Retningen af Hovedspændingerne, medens Størrelsen varierer langs Trajektorien. Ogsaa **Størrelsens Variation** har imidlertid Interesse, og den er vist paa Fig. 311 og 312 for en Bjælke, Mage til Fig. 308, under Forudsætning af at Midterkraftens Størrelse er  $\frac{10}{3} \cdot b \cdot a$ .

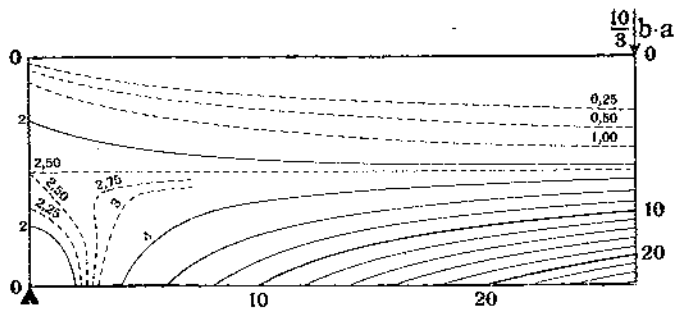


Fig. 312.

I Fig. 311 er indlagt Kurver gennem Punkter med samme Værdi af maks  $\tau$ . Man vil se, at den eneste Spændingstrajektorie, langs hvilken  $\tau$  er konstant, er den neutrale Akse.

I Fig. 312 er indlagt Kurver gennem Punkter med samme Værdi af maks  $\sigma$ . Man vil se, at der et Stykke fra Lejet findes Kurver (3 og 4), i hvilke Spændingen er større end i den neutrale Akse, 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.

**b. Forskydningsspændinger i T-Bjælker.**

**a. Forskydning i Bjælkekroppen.**

**363.** 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 (261) ændres derfor til:

$$\tau_b = \frac{Q}{b_0 \cdot m} \tag{275}$$

hvor  $b_0$  er Bjælkens Bredde, medens  $Q$  er Transversalkraften fra hele den Last, der findes paa Bjælken fra Plademidte til Plademidte. Ogsaa her er det nøjagtigt nok at sætte  $m = 0,9h$  uden Hensyn til Pladens Tykkelse og Jærnprocentens Størrelse. Undertiden sætter man dog for at være paa den sikre Side:

$$m = h - \frac{1}{2}c, \tag{276}$$

hvor  $c$  er Pladetykkelsen.

Ved Bjælker vil Forskydningsspændingerne ofte blive for store, saa at der maa træffes Foranstaltninger til at optage dem. Det viser sig hyppigt ved Belastningsforsøg, at Bjælkerne brydes ved Lejet, saa at den Sikkerhed, hvormed Bjælkens Midterparti er dimensioneret, slet ikke kommer til Udtryk. Man bør derfor lægge megen Vægt paa, at Bjælkerne konstrueres stærke nok til at optage Forskydningsspændingerne. Jærnenes Opbøjning er det virksomste Middel til at forstærke Bjælkeenden og bør først og fremmest anvendes; man nøjes dog ikke hermed, men indlægger yderligere en større eller mindre Mængde Bøjler, selv om det teoretisk set ikke er nødvendigt (§ 413).

**β. Forskydning i Bjælkehovedet.**

**364.** Foruden de nys omtalte Forskydningsspændinger i Kroppen vil der ogsaa virke vandrette Forskydningsspændinger i Bjælkens Hoved. Den totale, vandrette, forskydende Kraft over Bjælkejærnene er pr. lb. cm af Bjælkens Længde i Henhold til (275):

$$\tau_b \cdot b_0 = \frac{Q}{m}$$

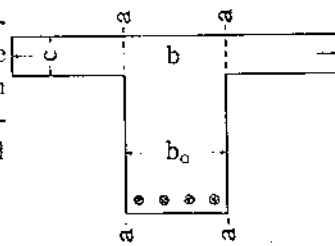


Fig. 313.

I de to Snit  $a-a$  (Fig. 313) vil der tilsammen virke en forskydende Kraft, der er noget mindre, nemlig:  $\frac{Q}{m} \cdot \frac{b-b_0}{b}$ .

Regnes denne Kraft jævnt fordelt over Pladetykkelsen  $c$ , vil der i hvert Snit virke en Forskydningsspænding:

$$\tau' = \frac{1}{2c} \cdot \frac{Q}{m} \cdot \frac{b-b_0}{b} \tag{277}$$

Sættes  $b_0 = 0$ , er man paa den sikre Side og finder:

$$\tau' = \frac{1}{2c} \cdot \frac{Q}{m} \tag{278}$$

Som Regel vil  $2c$  og  $b_0$  ikke afvige meget i Størrelse fra hinanden, og naar  $\tau_b$  er stor, maa man derfor ogsaa undersøge  $\tau'$ .

**365.** Hvis  $\tau'$  er større end den tilladelige Værdi,  $t_b$ , maa Pladens Armering eventuelt forøges, saaledes at der i Snit  $a-a$  bliver Jærn nok til at tage den resterende Forskydning  $\tau'$ .  $\tau'$  bestemt af (277) maa dog aldrig overstige  $3t_b$  (§ 396).  $\tau'$  kan ogsaa formindskes ved, at der støbes en **Skraaning** mellem Bjælke og Plade (Fig. 156-57, Side 102), hvilket navnlig bruges, naar Pladen er tynd <sup>3)</sup>. Ved i (277) at sætte  $\tau'$  lig  $t_b$  (eller  $3t_b$ ) og løse Ligningen m. H. t.  $b_0$ , finder man, hvor langt det er nødvendigt at føre Jærnene (eller Skraaningerne) ud.

Et **Eksempel** findes i § 423,5.

**366.** Fig. 314 viser **Brududseendet** af en Bjælke, der er gaaet i Stykker som Følge af Forskydningsspændinger i Pladen. En stor Del af Revnerne ses at skyldes de skraa Trækspændinger, der ledsager Forskydningen <sup>4)</sup>.

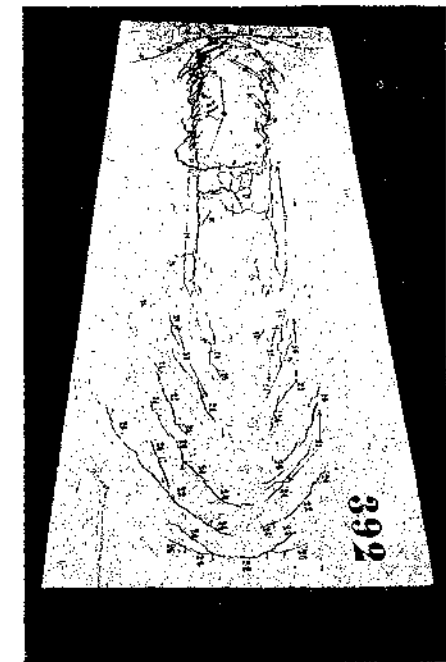


Fig. 314. Forskydningsbrud i T-Bjælke.

<sup>1)</sup> Det er her forudsat, at Trykkraften er jævnt fordelt over hele Bredden  $b$ , hvad den næppe er ved Lejet, men først i en Afstand af ca.  $b$  fra dette. Hvis Bjælkekroppen alene kan optage Momentet paa en Strækning  $a$  fra Lejet, behøver man næppe at bekymre sig om Spændingerne i Snittene  $a-a$  paa denne Strækning.

<sup>2)</sup> De tyske Bestemmelser (1915) foreskriver, at naar Pladens Bærejærn ligger parallelt med Bjælken, skal der tværs paa denne indlægges mindst 8 Rj. 7 mm pr. m (incl. Fordelingsjærnene) uden Hensyn til Størrelsen af  $\tau'$ , og deres Længde skal være lig den nyttige Pladebredde. Bach og Grafs Forsøg (Mitt. üb. F., Heft 122-23, S. 48) har vist, at Pladen forstærkes bedst ved tynde Jærn, indlagt midt i Pladen.

<sup>3)</sup> Bach og Grafs Forsøg (Mitt. üb. F., Heft 122-23, S. 48) har vist, at en saadan Skraaning kan forøge Bjælkens Bæreevne med 20%.

<sup>4)</sup> Mitt. ü. F., Heft 90-91. Billedet er gengivet efter Mörsch S. 344. Midt i Pladen vil man bemærke to lange Revner, der skiller den fra Bjælkekroppen. Disse Revner fremkom før de andre, og Mörsch forklarer deres Opstaaen ved Hjælp af Fig. 315. Tænker man sig den ene Flig skaaret løs, vil den under Paavirkning af Forskydningsspændingerne i Snittet deformere sig som vist punkteret. For at denne Deformation skal blive hindret, maa der i Snittet virke de viste Normalspændinger, Tryk ved Enderne og Træk i Midten, som fremkalder de paagældende Revner. Pladen i Fig. 314 var armeret vinkelret paa Bjælkekroppen; en tilsvarende Bjælke uden saadan Armering har kun 62% af, hvad den første bar, og hele den ene Flig revnede fra i Brudøjeblikket.

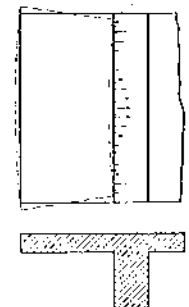


Fig. 315.

**c. Forskydningsspændinger i Bjælker med variabel Højde.**

367. Lad Momentet i det viste Snit (Fig. 316) være  $M$   $l^{cm}$ , da er:

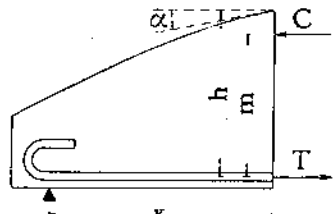


Fig. 316.

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

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

$$b \cdot \tau_b = \frac{Q}{m} - \frac{M}{m^2} \cdot \frac{dm}{dx} \quad (279)$$

En Sammenligning med (261) 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.

368. For en Bjælke med rektangulært Tværsnit haves tilnærmelsesvis  $m=0,9 h$ , altsaa:

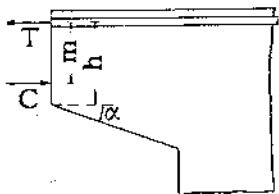


Fig. 317.

$$\frac{dm}{dx} = 0,9 \cdot \frac{dh}{dx} = 0,9 \cdot tg \alpha, \quad b \cdot \tau_b = \frac{Q}{m} - \frac{M}{m^2} \cdot 0,9 \cdot tg \alpha \quad (280)$$

For en Bjælke med T-formet Tværsnit kan (280) ogsaa bruges, saafremt man regner  $m = 0,9h$ . Regnes  $m = h - \frac{1}{2}c$ , faas:

$$\frac{dm}{dx} = \frac{dh}{dx} = tg \alpha, \quad b_0 \cdot \tau_b = \frac{Q}{m} - \frac{M}{m^2} \cdot tg \alpha \quad (281)$$

Formel (280) gælder ogsaa for en kontinuerlig Bjælkes Konsoller (Fig. 317), idet ogsaa her  $M$  og  $m$  vokser samtidig. For  $M$  indføres Momentets numeriske Værdi.

Hvis Bjælken har en saadan Form, at  $m$  aftager, naar  $M$  vokser, skal de to Led i (280) og (281) adderes i Stedet for at subtraheres.

369. I det Punkt, hvor Konsollens Underside skærer Bjælakens, har  $b_0 \cdot \tau_b$  to Værdier,

nemlig dels  $\frac{Q}{m}$  og dels den af Formlerne ovenfor bestemte. Denne pludselige Variation af  $\tau_b$  kan man undgaa ved at afrunde Knækket.

Saafernt man ved Dimensioneringen arbejder med Maksimalkurverne for  $Q$  og  $M$ , der er sammenstykkede af Kurver fra forskellige Belastningstilstande, maa det erindres, at det  $M$ , der indgaar i Formlerne ovenfor, ikke er Punktets Maksimalmoment, men det Moment, der optræder samtidig med  $Q_{maks}$ . For et Punkt i Konsollens yderste Del kan det godt hænde, at den Belastningstilstand, der giver  $Q_{maks}$  giver et positivt Moment, saaledes at Minustegnet i Formlerne ovenfor skal ændres til Plus tegn.

For Praksis er de ovenfor udviklede Formler af ringe Betydning. I en Bjælkes fri Ende er  $M=0$  og  $\tau_b$  altsaa naafhængig af  $\alpha$ , og ved en Mellemunderstøtning vil Faren for Forskydningsbrud snarere vokse end aftage med  $\alpha$ . Ser vi paa en Konsol (Fig. 318), vil der i den neutrale Flade  $a-b$  være en forskydende Kraft lig Trykkraften  $C$ , og har Bjælken en skraa Underside  $c-d$ , vil samme Kraft optræde i Fladen  $e-b$ , hvis Areal aftager med voksende Stejlhed af Bjælakens Underside. Ved Forsøg med kontinuerlige Bjælker har det ogsaa vist sig, at Bruddet begynder med en vandret Revne som  $e-b$  (Mörsch: Der Eisenbetonbau 1912, S. 367).

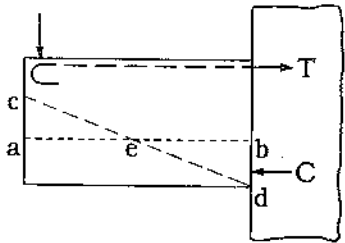


Fig. 318.

**d. Forskydningsspændinger i Bjælker med vilkaarligt Tværsnit.**

370. Er Tværsnittet ikke rektangulært, men af en anden Form, kan man altid finde Forskydningsspændingen i en vilkaarlig Afstand,  $y$ , fra den neutrale Akse (Fig. 319) ved Hjælp af den fra den tekniske Elasticitetslære kendte Formel:

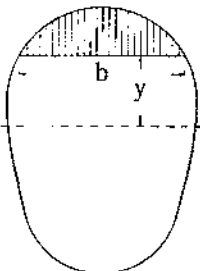


Fig. 319.

$$\tau_b = \frac{Q}{b} \cdot \frac{S}{I} \quad (282)$$

Er Tværsnittet homogent, betyder  $S$  det statiske Moment af det skraverede Areal  $m$ . H. t. den neutrale Akse, mens  $I$  er Inertimomentet af hele Tværsnitsarealet  $m$ . H. t. samme Akse. Er Tværsnittet armeret, maa ved Bestemmelsen af  $S$

og  $I$  Jærnarealerne transformeres til Beton ved Multiplikation med  $n$ , medens de strakte Betonarealer medregnes eller ikke, eftersom man gaar ud fra, at Betonen er revnet eller ej.

Vil man f. Eks. bestemme  $\tau_b$  i den neutrale Akse for et dobbelt armeret, rektangulært Tværsnit, skal man for  $S$  indføre det statiske Moment af det trykkede Betonareal og af  $n \cdot f^c$   $m$ , H. t. den neutrale Akse. Det strakte Areals statiske Moment er lige saa stort, og uden Hensyntagen til Betonens Trækspændinger faas derfor:

$$S = n f \cdot (h - x), \quad I = \frac{1}{3} b \cdot x^3 + n f^c \cdot (x - h^c)^3 + n f \cdot (h - x)^2 \quad (283-84)$$

**2. Adhæsionsspændingernes Bestemmelse.**

**a. Den teoretiske Maksimalværdi.**

371. Vi fandt i § 356 (Fig. 302), at Differensen mellem Trykkrafterne i to paa hinanden følgende Snit var:

$$\frac{dM}{m} = \frac{Q \cdot dx}{m} \quad (285)$$

og Differensen mellem Trækkræfterne er følgelig lige saa stor. Denne Differens overføres til Betonen ved Hjælp af Adhæsionsspændinger langs Jærnenes Overflade. Er Jærnenes samlede Omkreds  $o^{cm}$ , bliver Jærnoverfladen  $o \cdot dx$  og Spændingen:

$$\tau_{bj} = \frac{Q \cdot dx}{m \cdot o \cdot dx} = \frac{Q}{m \cdot o} \quad (286)$$

Formlen er kun rigtig, naar alle Jærnene har samme Diameter, i modsat Fald maa  $\tau_{bj}$  regnes ud for hvert Jærn for sig, idet den vokser med Jærndiameteren. Er det totale Jærntværsnit  $f$  og den største Diameter  $d$ , vil  $\frac{1}{4} \pi d^2 \cdot f$  være den Brøkdæl af Adhæsionskraften, som falder paa det sværeste Jærn, saaledes at dets Adhæsionsspænding bliver:

$$\tau_{bj} = \frac{Q \cdot dx \cdot \frac{1}{4} \pi d^2}{m \cdot \frac{f}{\pi \cdot d \cdot dx}} = \frac{Q}{m \cdot 4 f \cdot d} \quad (287)$$

Formel (286) er lige saa vel som (261) gyldig for en vilkaarlig Belastning. I Følge (261) er nemlig hele den forskydende Kraft i et vandret Snit umiddelbart over Jærnet  $\frac{Q}{m}$ , og da denne Kraft overføres til Jærnet langs dets Overflade, kommer man til (286). De to Størrelser, der har Interesse, Jærnets Adhæsionsspænding og største Forskydningsspænding i Betonen, findes altsaa hægge af  $\frac{Q}{m}$  ved at dividere med henholdsvis Jærnomfanget pr. lb. cm og Pladebredden eller Bjælkebredden.

Er Bjælken simpelt understøttet og jævnt belastet, og er  $m$  og  $f$  ens for alle Tværsnit, optræder følgelig maks  $\tau_{bj}$  ligesom maks  $\tau_b$  ved Lejerne. Er Bjælken kontinuerlig, optræder maks  $\tau_{bj}$  for de øvre Jærn ved Mellemunderstøtningerne, mens den for de nedre Jærn maa bestemmes af  $Q$  i Momentnulpunkterne, da Jærnet her gaar over fra at være strakt til at være trykket.

**b. Valg af Jærndiameter.**

**α. Jærn uden Kroge.**

372. Viser det sig, at  $\tau_{bj}$  efter Formel (286) bliver større end tilladeligt (§ 94), maa man bruge spinklere Jærn. Man kan imidlertid paa Forhaand sikre sig, at Adhæsionsspændingen ikke bliver for stor, thi  $M_{maks} = f \sigma_j \cdot m$ , og af (286) faas:  $Q_{maks} = \tau_{bj} \cdot m \cdot o$ , der ved Division giver:

$$\frac{M_{maks}}{Q_{maks}} = \frac{f \cdot \sigma_j}{o \cdot \tau_{bj}} \quad (288)$$

For Rundjærn haves:

$$\frac{f}{o} = \frac{\frac{1}{4} \pi d^2}{\pi d} = \frac{d}{4}, \quad \text{altsaa:} \quad d = 4 \cdot \frac{M_{maks} \cdot \tau_{bj}}{Q_{maks} \cdot \sigma_j} \quad (289)$$

Naar de tilladelige Spændinger indføres, giver denne Ligning en Værdi af Jærndiameteren, som ikke maa overskrides. Formelen forudsætter, at der er samme  $m$  og  $f$  i de to Tværsnit, hvori  $M_{maks}$  og  $Q_{maks}$  optræder. Hvis nogle af Jærnene ikke føres igennem i Bjælkens Underside, maa der tages særlige Forholdsregler (§ 381), men ogsaa i dette Tilfælde kan Jærndiameteren bestemmes af (289).

**373. Ved jævnt fordelt Last og simpel Understøtning** er Forholdet mellem Momentet i Pladens eller Bjælkens Midte og Transversalkraften ved Lejet:

$$\frac{M_{maks}}{Q_{maks}} = \frac{1/8 ql^2}{1/2 ql} = 1/4 l, \quad \text{altsaa:} \quad d = l \cdot \frac{\tau_{bj}}{\sigma_j} \quad (290-91)$$

Hvis den Last, der giver  $\sigma_j = 1000$ , henholdsvis 1200 at, midt i Bjælken, samtidig skal give  $\tau_{bj} = 5$  at ved Lejet, maa man derfor have:

$$d = l \cdot \sqrt[3]{1/1000} = 1/10 l, \quad \text{henholdsvis} \quad d = l \cdot \sqrt[3]{5/1200} = 1/240 l. \quad (292-93)$$

Man er følgende paa den sikre Side, naar Rundjærnets Diameter tages mindre end henholdsvis  $1/200$  og  $1/240 l$ .

For en krydsarmeret Plade vokser Lejetrykket fra Hjørnerne hen mod Midten (Fig. 263 i § 304), men regnes med Middelværdien faas pr. lb. m:  $Q_{maks} = 2 \frac{P}{(L+B)}$  og  $M_{maks} = \frac{P}{c}$  (Formel 202), altsaa:

$$d = \frac{8}{c} \cdot (L+B) \cdot \frac{\tau_{bj}}{\sigma_j}, \quad (294)$$

hvor  $d$  er udtrykt i samme Længdeenhed som  $L$  og  $B$ . For en kvadratisk Plade med Sidelinje  $l$  reduceres Udtrykket til:

$$d = \frac{2}{5} l \cdot \frac{\tau_{bj}}{\sigma_j} \quad (294,1)$$

eller med samme Spændinger som ovenfor:  $d = 1/300 l$  og  $1/360 l$ .

For en indspændt Bjælke er  $M_{maks} = 1/12 ql^2$ , der ogsaa fører til Formlen (294,1).

For en Konsol er  $M_{maks} = 1/2 ql^2$  og  $Q_{maks} = ql$ , altsaa:

$$d = 2l \cdot \frac{\tau_{bj}}{\sigma_j} \quad (295)$$

En delvis indspændt Bjælke med  $M_{maks} = 1/10 ql^2$  kan i denne Forbindelse betragtes som en simpelt understøttet, hvis Spændvidde  $l_1$  er lig Afstanden mellem Momentnulpunkterne, altsaa:  $1/8 ql_1^2 = 1/10 ql^2$ , eller  $l_1 = 0,894 l$ . For et Yderfag med  $M_{maks} = 1/6 ql^2$  faas paa tilsvarende Maade:  $1/8 ql_1^2 = 1/6 ql^2$ , eller  $l_1 = 0,943 l$ . Af (291) findes da for:

$$\text{et Mellemfag: } d = 0,894 l \cdot \frac{\tau_{bj}}{\sigma_j}, \quad \text{et Yderfag: } d = 0,943 l \cdot \frac{\tau_{bj}}{\sigma_j} \quad (296)$$

### β. Jærn med Kroge.

**374.** Formlerne (286)–(296) gælder for Jærn uden Kroge. Paa Grundlag af Forsøg har man opstillet lignende Formler som (289) gældende for Bjælker med og uden Bøjler og Jærn med og uden Kroge og Ophøjninger<sup>1)</sup>. Ved slige Forsøg har det vist sig, at naar man i Plader bruger **Considèreske Kroge**, og naar man i Bjælker desuden bruger Bøjler og bøjer ca. Halvdelen af Jærnen op, kan Jærndiameteren godt tages indtil dobbelt saa stor som (289) angiver, altsaa:

$$d = 8 \cdot \frac{M_{maks}}{Q_{maks}} \cdot \frac{\tau_{bj}}{\sigma_j} \quad (297)$$

Formlerne (286)–(297) gælder baade for Plader og T-Bjælker og skal i bægge Tilfælde anvendes. Selv om man bruger Kroge, bør man søge at faa (289) tilfredsstillet og kun naar dette volder Vanskelighed gøre Brug af (297). Undertiden, f. Eks. ved korte, stærkt belastede Konsoller, vil det ikke engang være mulig at tilfredsstille (297), og navnlig for slige Tilfældes Skyld bør man være klar over, at en stor Adhæsionsspænding som Regel kun er farlig, naar den optræder ved Jærnets Ende, ikke naar den optræder langt fra denne. I

<sup>1)</sup> Se f. Eks. Ing. 1913, S. 366.

en Søjlefods Indspændingstværsnit (Fig. 84, Side 56) er det saaledes af underordnet Betydning, om Adhæsionen ophæves langs Jærnet fornedet, thi selv om Jærnet ligger løst inde i Betonen, virker det alligevel. Paa samme Maade vil Adhæsionsspændingen ved en kontinuerlig Plades Mellemunderstøtninger være af underordnet Betydning, saafremt Jærnene er gennemgaaende.

**375.** Hvis Jærnene i en Bjælkeende mangler Kroge og er snorlige, vil de glide, selv om Formel (289) er tilfredsstillet, saafremt Jærnspændingen overskrider Flydegrænsen, og saafremt Forholdene tillader, at Flydningen fortsætter sig til hen i Nærheden af Jærnenden. De spinkle Jærn, der sædvanligvis bruges i **Plader**, er imidlertid sjældent saa snorlige og jævne, at dette Forhold faar Betydning; Pladen vil som Regel ødelægges af Normalspændingerne, inden Flydningen har naaet Lejet. Er  $d < 12$  mm, behøver man derfor ikke at kroge Jærnene, naar blot Formel (289) er tilfredsstillet; dog plejer man at gøre det i overrørende Pladeender (Fig. 251,1, S. 154). Sværere Jærn bør man derimod altid forsyne med Kroge, ikke blot paa Grund af det nys nævnte Forhold, men ogsaa af Hensyn til de Adhæsionsspændinger, som opstaar ved Temperaturvariationer (f. Eks. under en Ildebrand) og ved Betonens Svind, og hvis Størrelse er proportional med Jærnstangens Tværsnitsareal.

I **Bjælker** er det et godt Princip altid at bruge Kroge uden Hensyn til Jærnenes Dimension. Hvis Jærnet er sværere end 25 mm eller sværere end (289) angiver, bør Krogene desuden forsynes med Nakkebøjler (Fig. 26, Side 24) eller omgives med et Par Bøjler af den almindelige Slags, som bruges i Bjælker (Fig. 332 i § 390).

### c. Adhæsionsspændingens Middelværdi.

**376.** Formel (286) er af meget teoretisk Natur. De Forudsætninger, under hvilke den er udledet, er anskueliggjorte ved Fig. 320. Betonen er ved Revner delt i uendelig tynde Lameller, saa den ikke kan overføre vandrette Trækkrafter. Revnerne maa tænkes savtakkede, saa at lodrette Forskydningsspændinger kan overføres. Alle Lamellerne er i fast Adhæsionsforbindelse med Jærnet.

Disse Forudsætninger er imidlertid ikke til Stede; nær Lejet er Bøjningsspændingerne saa smaa, at Betonen er fri for Revner paa en større eller mindre Længde  $x$ . Paa denne Strækning er der Trækkspændinger i Betonen, og Differensen mellem Trækkrafterne i to konsekutive Snit er følgelig større end Differensen mellem Trækkrafterne i Jærnet, og det er kun denne sidste Differens, der skal overføres til Betonen ved Adhæsion. Den sande Værdi af  $\tau_{bj}$  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.

Denne Fejl kunde man raade Bod paa ved at beregne  $\tau_{bj}$  under Hensyn tagen til Betonens Trækkspændinger, men det er ikke Umagen værd, da Formel (286) har andre Mangler, som ikke afhjælpes paa denne Maade. I Praksis holder man sig til den simple Formel (286), der altid er paa den sikre Side, og kun naar dens Respektering volder Vanskelighed, gaar man over til den følgende Regnemaade.

**377.** Vi har hidtil forudsat, at  $\tau_{bj}$  i intet Punkt maa overskride den tilladelige Værdi, men dette er inkonsekvent, thi den tilladelige Spænding er ud-

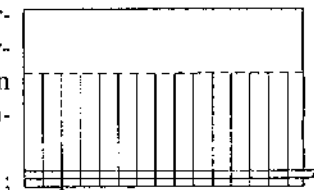


Fig. 320.

ledet af Forsøg, ved hvilke vi har forudsat  $\tau_{bj}$  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  $\tau_{bj}$  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. 320 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

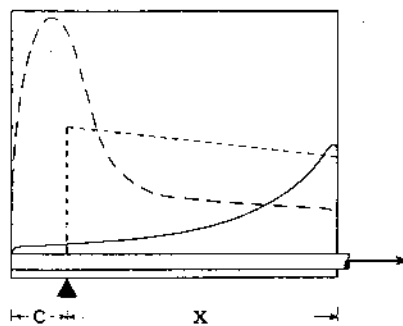


Fig. 321.

Udtrækningsforsøget Fig. 3 (Side 11) eller som de 52 mm af Jærnet ved Bøjningsforsøget Fig. 10. Spændingsfordelingen maa derfor noget nær svare til Fig. 8. Ved en vis Belastning vil  $\tau_{bj}$  fordele sig som den fuldt optrukne Kurve i Fig. 321 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  $\tau_{bj}$  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 vi der, ligesom ved Forsøgene, regner Adhæsionen jævnt fordelt over Indstøbningslængden.

**378.** Indstøbningslængden er imidlertid ukendt, thi det vides ikke, hvor den yderste Revne ligger, og for at være paa den sikre Side maa vi derfor regne med, at den ligger saa uheldigt som muligt  $c$ : saaledes, at  $\sigma_j$  ( $x + c$ ) er Maksimum. I Tilfælde, hvor Overholdelsen af (289) volder Vanskelighed, kan man derfor se bort fra den, naar man blot sørger for, at Afstanden fra Jærnets Endepunkt til et vilkårligt Snit i Pladen eller Bjælken aldrig er mindre end Forankringslængden, altsaa:

For Jærn uden Kroge (§ 33): For Jærn med Kroge (§ 42):  
 $l = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_j}{t_{bj}}$  eller  $l = d \cdot \frac{\sigma_j}{s_b}$  eller  $l = 10d^2$ . (298—300)

Beliggenheden af det i denne Henseende farligste Tværsnit maa undersøges i hvert enkelt Tilfælde. I § 379—80 er Fremgangsmaaden vist for jævnt fordelt Last og for Jærn uden Kroge.

**379.** For en simpelt understøttet Plade eller Bjælke med ensformig fordelt Last er Momentkurven en Parabel. Er alle Jærnene gennemgaaende i Undersiden, vil Momentarmen  $m$  være den samme i alle Tværsnit, og Jærnspejningen ( $= M : (m \cdot f)$ ) vil følge lig ogsaa variere efter en Parabel (Fig. 322). Kaldes Jærndiameteren  $d$  og Jærnspejningen i Afstanden  $x$  fra det teoretiske Understøtningspunkt  $\sigma_j$ , og forudsættes Adhæsionsspændingen ( $\tau_{bj}$ ) ensformig fordelt over Jærnet paa Strækningen  $x$ , kan denne Spænding findes af Ligningen:

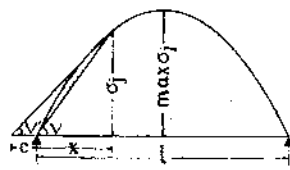


Fig. 322.

$$\pi d \cdot x \cdot \tau_{bj} = \frac{1}{4} \pi d^2 \cdot \sigma_j, \quad \text{altsaa:} \quad \tau_{bj} = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_j}{x} = \frac{d}{4} \cdot \text{tg } v. \quad (301--02)$$

I dette Tilfælde, hvor Jærnet antages at ende i det teoretiske Understøtningspunkt, bliver  $\tau_{bj}$  altsaa proportional med  $\text{tg } v$ , og det ses let, at  $\text{tg } v$  bliver størst for  $x = 0$ . I dette Punkt gaar Sekanten over til at blive Tangent, og af Parabelens Egenskaber følger:

$$\text{maks } \text{tg } v = \frac{2 \cdot \text{maks } \sigma_j}{\frac{1}{2} l}, \quad \text{altsaa:} \quad \text{maks } \tau_{bj} = \frac{d}{4} \cdot \frac{2 \cdot \text{maks } \sigma_j}{\frac{1}{2} l} = \frac{d}{l} \cdot \text{maks } \sigma_j.$$

Naar Spændingerne 5 og 1200 skal naas samtidig, faas:  $d = l \cdot \frac{5}{1200} = \frac{1}{240} l$ .

Vi kommer altsaa til samme Værdi som i Formel (292), og som nævnt bør man holde sig under denne Værdi, naar ikke særlige Forhold gør Brugen af sværere Jærn ønskelig; Reglen  $d \leq \frac{\text{maks } \tau_{bj} \cdot l}{\text{maks } \sigma_j}$  er nemlig den eneste, der altid er paa den sikre Side for alle Spændvidder og alle Lejedybder.

Vil man tage Hensyn til Jærnets Overlængde ( $c$  mm) udover det teoretiske Lejepunkt, gaar man frem ligesom før, men forudsætter Adhæsionsspændingen ensformig fordelt over Længden  $x + c$ , der altsaa træder i Stedet for  $x$  i Ligningerne (301) og (302); man faar da  $\tau_{bj} = \frac{d}{4} \cdot \text{tg } v'$ , der bliver Maksimum i det Tilfælde, hvor Sekanten gaar over til at tangere Parabelen. Man har altsaa fra  $c$ 's Endepunkt at trække en Tangent til Parabelen og bestemme Ordinaterne ( $\sigma_j'$  og  $x'$ ) til Berøringspunktet, hvorefter man finder:

$$\text{maks } \tau_{bj} = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_j'}{x' + c}, \quad (303)$$

der ikke maa overstige den tilladelige Værdi.

**380.** I Stedet for at konstruere kan man ogsaa regne sig til  $\text{maks } \tau_{bj}$ . Man har:

$$\sigma_j = \frac{M}{mf} = \frac{P \cdot x}{2mf} \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right), \quad (304)$$

hvor  $P$  er den totale, ensformig fordelte Last paa den betragtede Bjælke eller Pladestrimmel, altsaa:

$$\text{tg } v' = \frac{\sigma_j}{x + c} = \frac{P}{2mf} \cdot \frac{x - \frac{x^2}{l}}{x + c}.$$

Maksimalværdien af  $\text{tg } v'$  findes ved at sætte  $\frac{d}{dx} \text{tg } v' = 0$ :

$$\frac{d}{dx} \text{tg } v' = \frac{P}{2mf} \cdot \frac{(x + c) \left(1 - \frac{2x}{l}\right) - \left(x - \frac{x^2}{l}\right)}{(x + c)^2} = \frac{P}{2mf} \cdot \frac{-\frac{x^2}{l} - \frac{2xc}{l} + c}{(x + c)^2} = 0,$$

hvoraf:  $x^2 + 2cx - cl = 0$ , eller:  $x = -c + \sqrt{c^2 + cl}$ ,

der indsat i (304) giver:  $\sigma_j = \frac{P \sqrt{c^2 + cl}}{2mf} \cdot (l + 2c - 2\sqrt{c^2 + cl})$ , og endelig findes af (303):

$$\text{maks } \tau_{bj} = \frac{d}{4} \cdot \frac{P}{2mf} \cdot \frac{l + 2c - 2\sqrt{c^2 + cl}}{l}. \quad (305)$$

Af Lastens ensformige Fordeling følger:  $\frac{1}{8} Pl = f \cdot \text{maks } \sigma_j \cdot m$  eller  $\frac{P}{fm} = \frac{8 \cdot \text{maks } \sigma_j}{l}$ , der

indsat i (305) giver:  $\text{maks } \tau_{bj} = \frac{d}{l^2} \cdot \text{maks } \sigma_j \cdot (l + 2c - 2\sqrt{c^2 + cl})$

eller:  $d = \frac{\text{maks } \tau_{bj}}{\text{maks } \sigma_j} \cdot \frac{l}{l + 2c - 2\sqrt{c^2 + cl}}. \quad (306)$

For  $c = \frac{1}{20} l$  findes f. Eks.:  $d = \frac{\text{maks } \tau_{bj}}{\text{maks } \sigma_j} \cdot l \cdot 1,56$ .



Man maa huske, at  $c$  er Afstanden fra Jærnets Ende til Konstruktionens teoretiske Understøtningspunkt, der undertiden regnes liggende midt i Lejefladden, undertiden i Lejefladens Forkant; regnes paa sidstnævnte Maade, kan for en Plade med 200 cm Spændvidde og gaaende 11 cm i Mur  $c$  sættes lig  $10 \cdot \frac{1}{20} l$ .

**381. Hvis nogle af Jærnene bøjes op i Oversiden, inden de naar Lejet,** bliver Spændingskurven diskontinuerlig (Fig. 323). Regnes der ikke med Overlængden  $c$ , vil  $\tau_{ij}$  ligesom før blive størst for  $x = 0$ , men den vil blive større end før, fordi Tangenten er stejlere. Regnes der med Overlængden, skal man finde det Punkt af Spændingskurven, der, forbundet med  $c$ 's Endepunkt, gør  $\angle v'$  til Maksimum. I Praksis vil dette Punkt formentlig altid ligge i den første Spids (Fig. 323), 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  $v'$  til Maksimum.

Ved Projektering kan disse Vanskeligheder omgaaes paa følgende Maade. Det er paa Forhaand givet, at Jærns্পændingen intel Sted overskrider den tilladelige Værdi  $s_j$ . Hvis denne Værdi forekommer i den første Spids, vil det være denne, 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 Ophøjningspunkt være (se Formel 298—300):

For Jærn uden Kroge:

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

For Jærn med Kroge:

$$l \geq d \cdot \frac{s_j}{s_b} \text{ eller } d \geq 10 d^2. \quad (307--308)$$

Hvis man dertor rykker første Ophøjningspunkt saa langt bort fra Lejet, at dets Afstand fra Jærnenes Endepunkt tilfredsstillende Formel (307) henholdsvis (308), behøver man ikke yderligere at bekymre sig om Adhæsionsspændingerne.

Et Eksempel findes i § 423,5.

**382.** Vi har hidtil forudsat, at Jærns্পændingen i et vilkaarligt Punkt kan bestemmes af:

$$\sigma_j = \frac{M}{m \cdot f}$$

hvor  $M$  er Momentet i det lodrette Snit  $a-a$  gennem Punktet (Fig. 324). 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  $\sigma_j$  i Snit  $a-a$ , forudsat der ingen Bøjler er i Bjælken, saa at Transversalkraften 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 Transversalkraften, og det for  $\sigma_j$  bestemmende Moment kommer da til at ligge mellem de to nævnte. I Praksis tager man ikke Hensyn til disse Forhold, men regner med Momentet i Snit  $a-a$ .

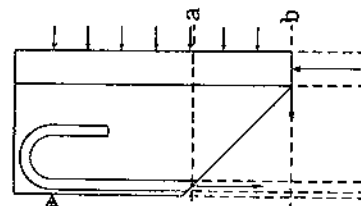


Fig. 324.

#### d. Brug af Specialjærn.

**383.** Medens man i Europa hovedsagelig armerer med Rundjærn, der ved Kroge og andre Sikkerhedsforanstaltninger hindres i at glide, bruges i Amerika næsten udelukkende de i § 56—57 omtalte Specialjærn, der ikke behøver at kroges. De fremstilles gerne af Staal med højtliggende Flydegrænse, og man kan da byde dem en Trækspænding, der er væsentlig højere end den normale, idet Faren for Glidning er udelukket. Ved Forsøg med rektangulære Bjælker

med 0,7 % Armering fandt jeg<sup>1)</sup>, at Bæreevnen forøgedes med 36 %, naar Rundjærnene erstattedes med **Johnsons Knudejærn** (Fig. 49), og i Overensstemmelse hermed kan man regne med en 35 % højere tilladelig Trækspænding end for Rundjærn (for Rundjærnet fandtes:  $FG' = 2820$ ,  $S' = 3998$ , for Knudejærnet:  $FG' = 4215$ ,  $S' = 6183$ ). Brudmaaden var ret forskellig, eftersom Bjælkerne var armerede med Rundjærn eller Knudejærn. I begge Tilfælde opstod der fine Revner med ca. 6 cm Afstand, men af disse Revner aabnede kun een eller to sig ved Rundjærnets Flyden, idet Adhæsionen ophævedes paa hele det revnede Stykke, og Flydningen skaffede sig Luft i de faa Revner. Knudejærnene kunde derimod ikke flyde uden at rive Betonen med sig, hvorved den underste Del af Bjælken ofte blev ganske oprevet, idet Undersiden revnede paa Kryds og tværs, og Betonen delte sig i uregelmæssige Stykker. Dette viser, at man i højere Grad faar Bjælkens Modstandsevne udnyttet ved Knudejærnet end ved Rundjærnet. Jærnets Flyden var i alle Tilfælde den primære Brudårsag, der enten medførte en Gliden eller en Knusning af Bjælkens Overside. De første Revner i Bjælkernes Underside fremkom ved samme Værdi af  $\sigma_j$  uden Hensyn til Jærnets Art.

Se iøvrigt § 57 og § 79.

**384.** Hvis man i Stedet for mange Rundjærn vilde bruge et enkelt stort Profiltjærn (f. Eks. I-Jærn), vilde det volde Vanskelighed at faa Enden tilstrækkelig solidt forankret. I Tyskland anvendes derfor til stærkt belastede Bjælker de

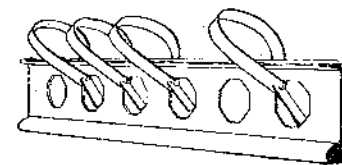


Fig. 325.

i Fig. 325 viste **Vulstjærn (Bulbeisen)**<sup>2)</sup> med Størsteparten af Jærnet koncentreret i den nederste Vulst og med Kroppen gennemløkket, saa at kraftige Bøjler kan føres igennem Hullet. Paa den Maade faar man naturligvis en udmærket Forbindelse mellem Bjælkens strakte og trykkede Dele.

**Kahnjærn** er omtalt i § 79.

### 3. Forskydningsforsøg.

**385.** Forskydningsstyrken er i højere Grad end Træk- og Trykstyrken afhængig af Forsøgsmaaden. Forskydningen vil altid være ledsaget af Træk- og Trykspændinger, der i mer eller mindre høj Grad paavirker Resultatet, og de fundne Værdier er derfor meget forskellige. Saaledes vil et Tryk vinkelret paa Forskydningsfladen forøge Styrken; dette fremgaar dels deraf, at Bjælker sjældent brydes lige over Lejet<sup>3)</sup>, dels deraf, at Prismer taaler saa store Tryk, som de gør, thi som bekendt virker der her i Planer, der danner 45° med Trykretningen, Forskydningsspændinger, der er halvt saa store som Trykspændingerne, altsaa langt større end de normale Brudværdier.

Ad teoretisk Vej har *Mohr* udledet følgende Relation mellem Forskydnings-, Tryk- og Trækstyrken:

$$S' = \frac{1}{2} \sqrt{S^c \cdot S^t}, \quad (309)$$

medens *Mörsch* kommer til  $S' = \sqrt{S^c \cdot S^t}$ <sup>4)</sup>. Efter de meget variable Forsøgs-

<sup>1)</sup> Ing. 1908, S. 127.

<sup>2)</sup> B. u. E. 1904, Side 159 og 234, *Betonkalender* 1907, Side 94.

<sup>3)</sup> Se dog ogsaa § 362.

<sup>4)</sup> Støbejærn har  $S' = 1,1 S^t$  og  $S^c = 5,5 S^t$ , hvilket ganske stemmer med *Mohrs* Teori.

værdier at dømme passer Mohrs Formel bedst paa stærk Beton, Mörsch's bedst paa svag Beton.

386. Mörsch har foretaget Forsøg af den i Fig. 326 viste Art. Der dannede sig først Revner i Midten, hidrørende fra Bøjningsspændinger, og det endelige Brud skete eensidig. Naar Kraften regnes jævnt fordelt over bægge de to Forskydingsflader, fandt han for to Aar gammel Beton 1:3 med 14% Vand:  $S^f = \frac{1}{3} \cdot (61,8 + 58,7 + 77,2) = 65,9^{at}$  og for  $1\frac{1}{2}$  Maaned gammel Beton 1:4 med 14% Vand:  $S^f = \frac{1}{3} \cdot (38,6 + 41,7 + 31,0) = 37,1^{at}$ . De fundne Værdier er snarere for store end for smaa paa Grund af det ved den valgte Forsøgsmaade uundgaaelige Horizontaltryk.

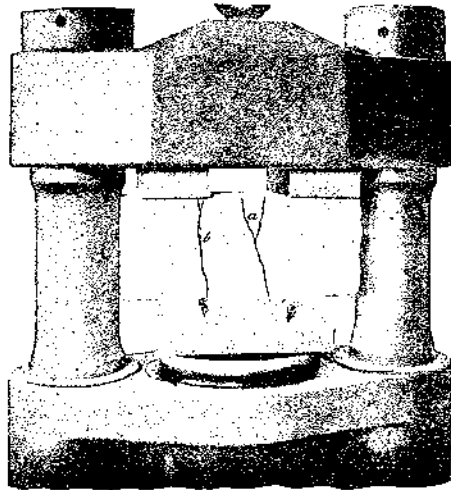


Fig. 326.

Bjælke belastes, vil der opstaa store, vandrette Forskydningsspændinger i de to yderste Knaster, der forbinder Overdelen med Underdelen (Byggematerialer § 1151). Forsøgene udførtes med ca. 3 Maaneder gammel Grusbeton, og Brudværdierne er indført i efterfølgende Tabel sammen med Betonens øvrige Styrketal. Man vil

Bach har undersøgt Forskydningsstyrken ved Bøjningsforsøg med Bjælker af den i Fig. 327 viste Form og med armeret Underside. Naar en saadan

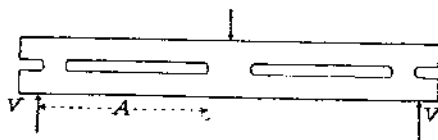


Fig. 327.

Blandingsforhold . . .	1:3		1:4		1:7	
Vandtilsætning . . .	8%	14%	8%	14%	8%	14%
Trækstyrke . . . . .	12,5	10,5	9,2	8,8	4,4	5,5
Bøjningsstyrke . . . . .	21,4	23,2	16,1	16,7	13,3	12,8
Trykstyrke . . . . .	280	195	220	153	127	88
Forskydningsstyrke . . . . .	36	30	31	28	26	19

se, at  $S^f$  ligger mellem  $\frac{1}{4,6} S^c$  og  $\frac{1}{7,8} S^c$ , idet Forholdet aftager med voksende  $S^c$ .

De fundne Værdier er snarere for smaa end for store, da der paa Grund af Kuasternes Højde vil opstaa Bøjningsspændinger i dem.

387. Jeg har selv gjort Forsøg<sup>2)</sup> med en Bjælke som Fig. 328, armeret med 2 Rj. 32<sup>mm</sup> med store Kroge, men uden Opbøjninger eller Bøjler. Den støbtes i eet Træk af Beton 1:2:3 (Blandings-skærver) og prø-

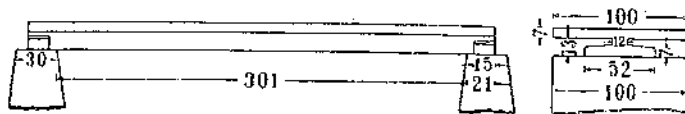


Fig. 328.

<sup>1)</sup> Den gode Overensstemmelse Mörsch fandt mellem disse Værdier og sin Formel, maa man ikke tillægge for stor Betydning, thi Enkeltværdierne er højest variable; Trækstyrken af den 2 Aar gamle Beton var saaledes:

$$S^f = \frac{1}{3} \cdot (8,8 + 15,8 + 22,0) = 15,5^{at} \text{ og Trykstyrken } S^c = \frac{1}{3} \cdot (350 + 342 + 233) = 308^{at}.$$

<sup>2)</sup> T. F. T. (A. f. J.) 1914, S. 1.

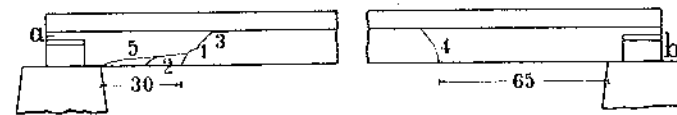


Fig. 329.

vedes en Maaned gammel med jævnt fordelt Last. Fig. 329 viser de Revner, der dannede sig ved de i efterføl-

gende Tabel angivne Spændinger. Revnerne a og b skyldes Bjælkens Vinkeldrejning ved Enderne. Lejebjælken ved a har aabenbart forbundet sig intimt med Underlaget, hvorved der er opstaaet et lille Indspændingsmoment, som den smalle Krop ikke har kunnet optage uden at revne; Revnen var ca. 6 cm

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

dyb. Ved en Forskydningsspænding af 41,8<sup>at</sup> opstod Revne 1, der har den for Forskydningsbrud karakteristiske Form; efterhaanden som Belastningen forøgedes, udvidede den sig, og Revnerne 2 til 5 fremkom. Efter Dannelsen af Revne 1 maa den lodrette, forskydende Kraft paa dette Sted for Størstedelen overføres gennem Jærnet, dette giver et nedadgaende, lodret Træk i Betonen til venstre for Revne 1, hvorved Revne 2 og senere Revne 5 opstaa. Ved Slutningen af Forsøget var der paa Bjælkens Underside ved venstre Leje ikke blot Tværevner, men ogsaa Længdrevner langs Jærnet.

388. For at prøve Forskydningsstyrken i et Støbeskel, støbtes en Bjælke Mage til Fig. 328, men støbt i 2 Gange. Først støbtes Kroppen, hvis Overside glattedes omhyggeligt;  $3\frac{1}{2}$  Maaned senere blev Oversidens ene Halvdel (fra Midten til den ene Ende) hugget op med Mejsel, saa den blev ujævn, mens

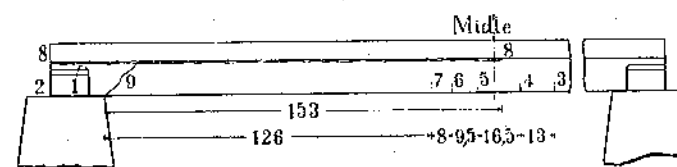


Fig. 330.

den anden Halvdel lodes urørt; derpaa støbtes Pladen, og en Maaned senere udførtes Forsøget. Resultaterne fremgaar af Fig. 330, hvor Bjælkens ophakkede

Halvdel ligger til venstre, og efterfølgende Tabel. I bægge 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

Last i kg	$\sigma_b$	$\sigma_j$	$\tau_b$	$\tau_{bj}$	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

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. 330 viser. Tilsyneladende samtidig, muligvis lige før eller lige efter dannedes Revne 9. Efter Bruddet viste Bjælkekroppen Knusningssymptomer foroven under Pladen.

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 skærne den gamle Beton.

Forklaringen paa den store Forskydningsstyrke i Støbeskellet er formentlig delvis at søge i de af Svindet fremkaldte Forskydningsspændinger, der modvirker de af Belastningen fremkaldte.

De store Forskydningsspændinger, som Bjælkerne har kunnet taale, bør ikke forlede nogen til at udelade Bøjlerne, navnlig ikke, naar Støbningen afbrydes mellem Krop og Plade, thi hvis Tilstøbningen ikke udføres omhyggeligt, vil Forbindelsens Godhed formentlig reduceres stærkt; det er god Praksis i slige Tilfælde at lægge Bøjler eller Skraajærn til Optagelse af hele den forskydende Kraft.

Iøvrigt er der med Hensyn til Forskydningsstyrken Grund til at gøre opmærksom paa, at den uden Tvivl varierer med Belastningsmaaden og vilde være fundet mindre, hvis Bjælkerne var blevne belastede med en Enkeltkraft i Midten, dels fordi Maksimalforskydningen 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 Forsøgshjælkerne ret betydeligt, nemlig henholdsvis  $15080 : (12 \cdot 283) = 4,4^m$  og  $6,3^m$ .

## 4. Armering mod Forskydning.

### a. Armeringens Art og Virkemaade.

389. En Bjælke armeres mod Forskydning ved Hjælp af **Skraajærn** (Fig. 333) eller **Bøjler** (Fig. 332) eller bægge Dele. Forsøg (§ 394) har vist, at man i meget høj Grad kan forstærke en Bjælke ved disse Midler, saaledes at  $\tau_b$ , bestemt af Formel (275), kan stige langt over den sædvanlige Brudværdi.

**Skraajærnene** er de virksomste, da de staar vinkelret paa de skraa Planer, efter hvilke Bruddet sædvanligvis sker (§ 358), og altsaa direkte kan optage de skraa Trækspændinger. I en Bjælke bøjer man derfor saavidt muligt en Del af Længdejærnene op henne ved Lejet, hvorved man samtidig opnaar at faa dem godt forankrede. Ganske bortset fra Forskydningsspændingerne bøjer man gerne ca. Halvdelen af Jærnene op af Hensyn til Forankringen. Se iøvrigt § 412.

Om **Maaden, hvorpaa Bøjlerne virker**, er Meningerne delte. Nogle regner, at de direkte optager en Del af den forskydende Kraft, mens andre hævder, at dette er umuligt, at der er Trækspændinger i dem, og at Virkningen derfor er en indirekte. Sandheden er formentlig, at Bøjlerne hovedsagelig er paavirket til Forskydning, saalænge de skraa Revner endnu ikke har dannet sig, men at de derefter hovedsagelig er paavirket til Træk, idet de, naar Revnerne aabner sig, deformeres som Fig. 331 viser.

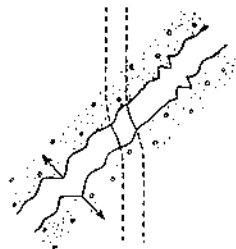


Fig. 331.

### a. Tværarmeringens Indflydelse paa Revnedannelsen.

390. For at kunne beregne Bøjlernes Virkning inden de skraa Revner har dannet sig, maa man kende Forholdet mellem Jærnets og Betonens Elasticitetskoefficienter ved Forskydning, og det synes at være det samme som ved Tryk, nemlig  $n = 15$ . Vi kan da transformere Jærnarealet til Betonareal ved Multiplikation med 15. Hvis det samlede Bøjleareal paa Strækningen  $c$  i

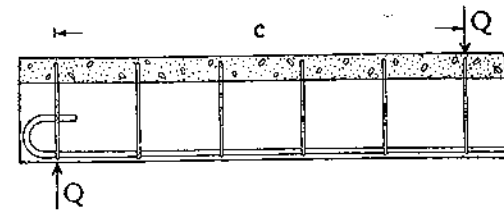


Fig. 332.

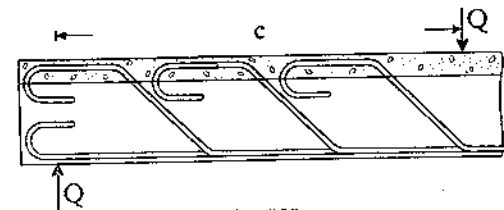


Fig. 333.

Fig. 332 er  $f \text{ cm}^2$ , bliver Forskydningsspændingen saaledes:

$$\tau_b = \frac{Q \cdot c}{m \cdot (b_0 \cdot c + 15f)} \quad (310)$$

Bestaar Armeringen ikke af Bøjler, men af skraat (under  $45^\circ$ ) opbøjede Jærn (Fig. 333), faas analogt:

$$\tau_b = \frac{Q \cdot c}{m \cdot (b_0 \cdot c + 15f \cdot \sqrt{2})} \quad (311)$$

hvor  $f$  er Skraajærnenes samlede Tværareal, maalt normalt paa Stærkerne<sup>1)</sup>.

Naar  $\tau_b$ , bestemt af een af disse Formler, har naaet Brudværdien, fremkommer de skraa Revner, men er der Bøjler eller Skraajærn nok, kan Lasten yderligere forøges.

Er Betonens Trækstyrke  $15^m$ , vil de skraa Revner fremkomme for  $\tau_b = 15$ , og den samtidige Jærnspænding bliver  $\tau_j = 15 \cdot 15 = 225^m$ . Skal Jærnet kunne optage denne Spænding, maa det dækkende Betonlag være saa tykt, at det ikke kan sprænges af; en Bøjle, der laa helt ude i Enden af Bjælken paa Fig. 332, vilde man saaledes ikke turde regne virksom.

391. *Mörsch* hævder, at Formlerne (310) og (311) er gale, da Bøjlerne ikke kan optage nogen væsentlig Forskydning, uden at Adhæsionen til Betonen ophæves (*B. u. E.* 1906, S. 290). For Simpelt Skyld forudsættes Bøjlen at have kvadratisk Tværnit (Fig. 334); afskæres et Stykke  $dh$ , vil dets Endeflater være paavirket af den forskydende Kraft  $\tau_j \cdot a^2$ . Betingelsen for, at Elementet ikke roterer, er, at Adhæsionsspændingerne langs Sidefladerne holder det i Ligevegt, altsaa at

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

eller  $\tau_j = 1,5\tau_{bj}$ . Bøjlernes Forskydningsspænding kan altsaa kun i ringe Grad overstige Glidespændingen. Det Normaltryk, Bøjlerne faar fra Betonen, spiller ingen Rolle, da dets drejende Moment er en uendelig lille Størrelse af anden Orden. Efter *Mörsch*'s Mening er Bøjlerne ikke paavirkede til Forskydning, men til Træk, hvorom nærmere i § 410.

Til *Mörsch*'s Bevis maa dog bemærkes følgende. Hvis man regner med en Baandjærnsbøjle af Tværnit f. Eks.  $30 \cdot 2 \text{ mm}$  og med den i forrige Fodnote nævnte triangulære Spændingsfordeling, findes  $\tau_j = 6\tau_{bj}$ , og det  $\tau_{bj}$ , der indgaar i denne Ligning, maa kunne stige langt over Glidespændingen, der (§ 20) er en Middelværdi for en længere Strækning, mens  $\tau_{bj}$  her optræder rent lokalt. Bøjlerne maa derfor kunne optage en væsentlig større Forskydningsspænding end efter *Mörsch*'s Teori og virke hæmmende paa Dannelsen af

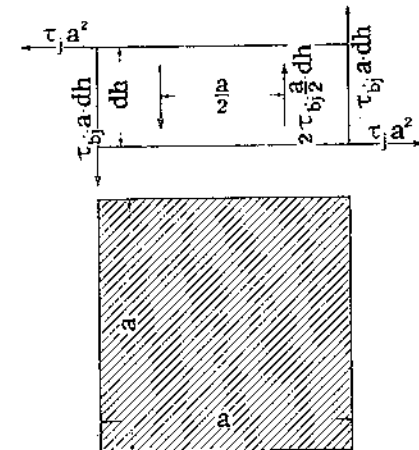


Fig. 334.

<sup>1)</sup> Ved Forsøg med 4 Bjælketyper som Fig. 333, hvori henholdsvis  $0, \frac{1}{4}, \frac{1}{2}$  og  $\frac{3}{4}$  af Jærnene var bøjede op (ingen Bøjler), fandt *Saliger*, at de skraa Revner i alle Tilfælde fremkom ved samme Værdi af  $\tau_b$ , naar denne bestemtes af ovennævnte Formel (*Neue Versuche über den Schubwiderstand*, Wien 1914, Tabelle III).

<sup>2)</sup> *Mörsch* regner  $\tau_{bj}$  jævnt fordelt over Arcalet  $\frac{a}{2} \cdot dh$ ; en triangulær Fordeling synes naturligere, men fører til omtrent samme Resultat.

skraa Revner. Denne Hæmning anerkendes af Mörsch (Der Eisenbetonbau 1912, S. 310) og forklares ved, at Bøjlerne ogsaa inden Revnedannelsen er paavirkede til Træk og derved formindsker de skraa Trækspændinger i Betonen (S. 270), men da der ikke er lodrette Trækspændinger i den Bøjlerne omgivende Beton, maa Adhæsionen ophæves ogsaa i dette Tilfælde.

Iøvrigt kan Bøjlerne godt tænkes at overføre Forskydning, selv om de ikke er i Adhæsionsforbindelse med Betonen.

β. Tværarmeringens Indflydelse paa Brudlasten.

392. Hvad Brudlastens Størrelse angaar er Meningerne delte. Nogle holder paa en saadan Samvirken af Betonen og Jærnet, at Brudlasten bestemmes ved Summen af Betonens og Jærnets Forskydningsstyrke, mens andre hævder, at Betonen maa være saa ødelagt, inden Jærnspeendingen har naaet Forskydningsstyrken, at man i Brudøjeblikket kun tør regne Jærnet virksomt. Nogle Forsøg paa dette Omraade skal omtales.

Ved Mörschs Forsøg med 2 armerede Legemer (Fig. 335) 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 36,7<sup>at</sup>, altsaa den samme som for uarmeret Beton (§ 386). Lasten kunde imidlertid forøges yderligere til en Maksimalværdi, der, fordelt alene over de 16 Jærntværsnit, gav  $\tau_j = \text{ca. } 3200^{\text{at}}$ . Efter disse Forsøg at dømme virker Jærnet ikke, førend Betonen er revnet, men derefter kan det udnyttes fuldt.

I Modsætning hertil fandt Brik (H. f. E. 1912, I, S. 457) ved ganske tilsvarende Forsøg, at Maksimallasten var langt større end svarende til Jærnets Forskydningsstyrke, og at den navnlig forøgedes ved Indlæg af spinkle Jærn, mens det totale Jærnareals Størrelse spillede en mere underordnet Rolle.

At Betonen kan have Indflydelse paa Brudlasten, til Trods for at den er revnet, skyldes formentlig følgende Forhold. Under Forskydningen deformeres Jærnet som Fig. 336 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.

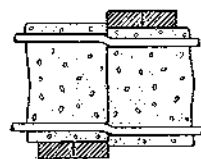


Fig. 336.

393. Af Forsøg med Bjælker armerede med Bøjler og opbøjede Jærn, er der udført en Del. Hvis man for en Bjælke som Fig. 332 afsætter Brudlasten som Ordinaten, og det vandrette Bøjleareal paa Strækningen  $c$  som Abscisse (Fig. 337), skulde Forsøgene give en Kurve som  $abc$ , saafremt de to Materialer ikke virker samtidigt. Ved svag Tværarmering er Brudlasten omtrent konstant ( $ab$ ), idet den bestemmes af Betonens Forskydningsstyrke, 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

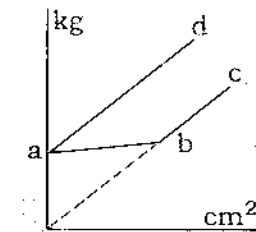


Fig. 337.

viser, at bægge Materialer udnyttes samtidig, mens den, naar Bøjlerne er sværere, ikke stiger fuldt saa meget.

394. Af de nævnte Forsøg skal følgende, udførte af Bach og Graf (D. A. f. E., Heft 10) omtales: Bjælkernes Tværsnit er vist i Fig. 338. De var armerede med 2 Rj. 40 mm med store Kroge, og blev belastede som Fig. 299 og 332 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  $\tau_b = Q : (m \cdot b_0) = 20,1^{\text{at}}$ , og den forskydende Kraft i en Bjælkehalvdel  $M : m = 40200$  kg. Iøvrigt findes Forsøgsresultaterne i efterfølgende Tabel, hvis Tal som Regel er Middeltal for 3 ens Bjælker. Hvis Værdien af  $\tau_b$  i Brudøjeblikket er 20,1, findes den i trediesidste Spalte indførte Værdi af  $\tau_j$ . Man ser straks, at Forudsætningen om, at Betonen ikke virker med i Brudøjeblikket er ganske ubholdbar,

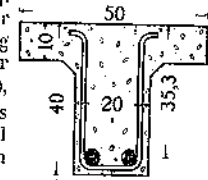


Fig. 338.

Forsøgsrække	Bøjlediameter	Bøjleantal i 1/2 Bjælke	Bøjleareal i 1/2 Bjælke	$\tau_b$ uden Hensyn til Bøjlerne	Forskydende Kraft i en Bjælkehalvdel	Tilvækst i forskydende Kraft som Følge af Bøjlerne	$\tau_j$ bestemt af hele den forskydende Kraft	$\tau_j$ bestemt af Tilvæksten i forskydende Kraft	Bøjlernes Flydegrænse ( $\sigma_f$ )	$\tau_j$ bestemt af Tilvæksten divideret med 0,8 $\sigma_f$
Nr.	mm		cm <sup>2</sup>	at	kg	kg	at	at	at	
7				20,1	40 200					
10	5,1	6	2,45	23,9	47 800	7 600	19 500	3 100	3 387	1,14
13	"	7	2,86	25,9	51 800	11 600	18 100	4 060 <sup>1)</sup>	"	1,50
17	"	11	4,49	28,9	57 800	17 600	12 900	3 920	"	1,45
18	"	22	8,98	32,1	64 200	24 000	7 150	2 680	"	1,25
9	7,1	6	4,75	26,3	52 600	12 400	11 100	2 610	3 077	1,06
12	"	7	5,55	28,4	56 800	16 600	10 220	2 990 <sup>2)</sup>	"	1,21
16	"	11	8,70	31,7	63 400	23 200	7 290	2 670	"	1,09
8	10,2	6	9,80	29,0	58 000	17 800	5 920	1 820	2 881	0,79
11	"	7	11,44	29,8	59 000	19 400	5 210	1 700 <sup>2)</sup>	"	0,74
15	"	11	17,98	34,2	68 400	28 200	3 800	1 570	"	0,68

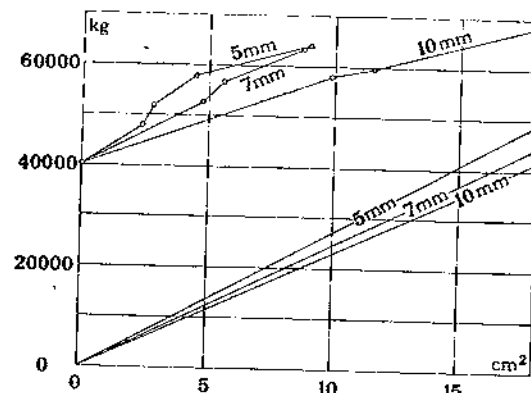


Fig. 339.

medens Forudsætningen om en Samvirken fører til langt rimeligere Værdier af  $\tau_j$ . Ved at dividere dem med 0,8 Gange Bøjlernes Flydegrænse, faar man de i Tabellens sidste Spalte indførte Forholdstal, der viser, at spinkle Bøjler er mere virksomme end svære.

I Fig. 339 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 Gange Flydegrænsen ved Træk.

De af Saliger udførte Forsøg med Bjælker med opbøjede Jærn uden Bøjler viser ligeledes en Samvirken af Betonen og Jærnet i Brudøjeblikket (§ 396).

γ. Længdearmeringens Virkemaade.

395. Medens det er let at forstaa Bøjlernes og Betonens Samvirken i Bjælkens vandrette Snit, er det vanskeligere at forestille sig en Samvirken mellem Bjælkens Længdejærn og Betonen i de lodrette Snit. Bibeholder man

<sup>1)</sup> Ved nogle Forforsøg fandtes Brudværdien af  $\tau_b$  uafhængig af, om Bjælkebredden var 15, 20 eller 30 cm.

<sup>2)</sup> Ved Forsøgsrækkerne 13, 12 og 11 var der i Virkeligheden 8 Bøjler i hver Bjælkehalvdel, men den ene sad paa Bjælkens midterste Stykke mellem de to Kræfter og er derfor ikke medregnet; regnes den med, ændres  $\tau_j$  til 3560, 2620 og 1490 at.

de sædvanlige Forudsætninger, at Betonen ingen Trækspændinger kan optage, og at Jærnet er paavirket til rent Træk uden Bøjning, da er Jærnets Forskydnings-spænding Nul; Jærnet maa tænkes i Form af et uendelig tyndt Baand, der ingen Forskydning kan optage. Under denne Forudsætning er Formel (261) og Fig. 300 udledet. Opgiver vi denne Forudsætning og regner med Betonens Trækspændinger, vil  $\tau_b$  være Nul i Bjælkens Overside og Underside, og Jærns-pændingen bliver derfor saa lille, at Jærnet heller ikke i dette Tilfælde kan aflaste Betonen, i alt Fald ikke i væsentlig Grad. Først naar Betonens Forskydningsstyrke er overvundet, er der Mulighed for en saadan Spændingsfordeling, at Jærnet kan udnyttes bedre, saafremt det ikke rives ud af Betonen.

Mangler Bjælken Bøjler, tør man ikke regne Jærnet nyttigt, thi naar der dannes sig en skraa Revne (Fig. 340), er der Fare for, at Jærnet rives ud paa

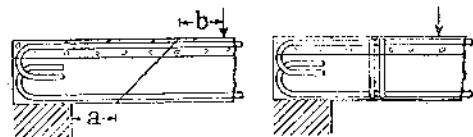


Fig. 340.

Fig. 341.

Strækningen  $a$  og  $b$ . Er der et lodret Støbeskel i Bjælken (Fig. 341), kan man regne Transversalkraften jævnt fordelt om samtlige Jærn og anbringe en Bøjlegruppe paa hver Side af Skellet; den venstre Gruppe skal da kunne optage en Trækraft svarende til den forskydende Kraft i de nedre Jærn, mens den højre Gruppe skal kunne optage den resterende Del af Transversalkraften. 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  $45^\circ$ , er det tilstrækkeligt at sætte Bøjlerne saa tæt, at disse Revner ikke kan danne sig uden at træffe paa en Bøjlegruppe. Sker Bruddet da efter Linien  $a-a$  (Fig. 342), vil Længdejærnene kunne optage Transversalkraften som Forskydning, og sker Bruddet efter  $b-b$ , vil Bøjlerne kunne optage Transversalkraften som Træk. Hvis de skraa Revner stopper ved Pladens Underside, vil en Del af Transversalkraften kunne overføres gennem Pladen som Forskydning (Fig. 324, § 382), men hyppigt regner man med, at Bøjlerne skal kunne tage den hele.

Man vil se, at disse Betragtninger fører til en Dimensionering af Bøjlerne for Træk, hvorom nærmere i § 410. Her skal kun bemærkes, at hvis Bøjlerne beregnes for Forskydning, som det vil blive gjort i det følgende, vil der blive rigeligt med Bøjler til Optagelse af Transversalkraften paa den her nævnte Maade.

### b. Tilladelige Spændinger.

396. Mörsch og med ham de danske (1913) og de tyske Bestemmelser (1915) forudsætter Betonen ødelagt overalt, hvor  $\tau_b$  (bestemt af Formel (261) eller (275)) overskrider den tilladte Værdi  $t_b$  (§ 94), og forlanger hele den forskydende Kraft paa disse Steder optaget af Jærn, idet dets tilladelige Forskydnings-spænding sættes til:

$$t_j = 0,8 s_j^1. \quad (312)$$

<sup>1)</sup> Fastholdelsen af dette Princip medfører, at den tilladelige Værdi af  $\tau_b$  i Snit  $a-a$  (Fig. 313) maa forøges til 2 Gange den normale for at komme i Overensstemmelse med de udførte Forsøg (Mörsch: *Der Eisenbetonbau* 1912, S. 345).

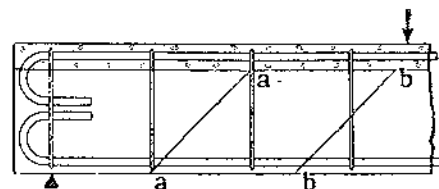


Fig. 342.

I andre Lande, f. Eks. Østrig (1911), regner man, at Spændingerne  $t_b$  og  $t_j$  kan optræde samtidig, saa at man ved Dimensionering af Jærnet kun skal regne med det Overskud af Kraft, som Betonen ikke kan optage.

I et Støbeskel, f. Eks. mellem en T-Bjælkes Krop og Hoved, bør man altid regne  $t_b = 0$ <sup>1)</sup>.

Da Jærnet ikke forøger Sikkerheden mod Revner i tilnærmelsesvis samme Grad, som det forøger Sikkerheden mod Brud, og da der under alle Omstændigheder skal forefindes en passende Betonmængde til Omstøbning af Jærnet, maa man altid sikre sig, at  $\tau_b$  bestemt af (261) eller (275) ikke overstiger  $3t_b$ <sup>2)</sup>.

### c. Bøjleindlæg.

#### a. Bøjlernes Indflydelse paa Glidespændingen.

397. Bøjlerne forøger ikke blot Forskydningsstyrken, men ogsaa Glidespændingen<sup>3)</sup>. Dette lader sig forklare ved, at Bøjlerne forhindrer den Afspændning af Betonen under Jærnene, som er omtalt ved Fig. 329. Hvis Betonen hærdner vaadt, vil

der desuden komme Trækspændinger i Bøjlerne, saa de klemmer Jærnene fast til Betonen. Hvis Jærnene har store Kroge, vil Bøjlerne modvirke dets sprængende Tilbøjeligheder, og derved forøge Bjælkens Bæreevne<sup>4)</sup>. 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 mangler<sup>5)</sup>. Grunden til det sidste Fænomen er, at Jærnene trækker Bøjlerne lidt med sig og derved bliver klemt op mod den

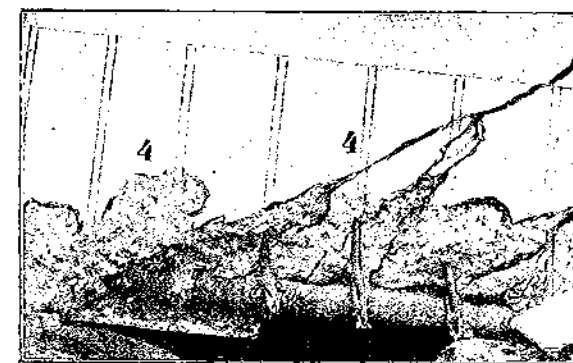


Fig. 343. Forskydningsbrud. Bøjlerne er tegnede paa Bjælkens Side.

<sup>1)</sup> Uden Hensyn til Støbemaaden forlanger Philadelphias Byggepoliti, at der i T-Bjælker skal indlægges Bøjler paa hele Længden i et saadant Antal, at de alene kan optage Forskydnings-spændingerne.

<sup>2)</sup> De tyske Bestemmelser (1915) sætter som Maksimum 14 at, hvilken Værdi er at opfatte som Betonens Trækstyrke, ved hvis Overskridelse de skraa Revner opstaar. I Hamburg maa  $\tau_b$  ikke overstige 12 at, naar der regnes med det fulde Betontværsnit som for et homogent Materiale ( $\tau_b = Q : (l_b \cdot b \cdot a)$ ).

Forsøg af Saliger har vist, at man uden Brug af Bøjler, blot ved hensigtsmæssig Opbøjning af Jærnet, kan forøge en Bjælkes Bæreevne til det tredobbelte af, hvad den er uden Brug af Skraajærn eller Bøjler. Han kommer til det Resultat, at naar  $\tau_b (= Q : (m \cdot b))$  er mindre end  $2,5 t_b$ , kan man lade Betonen tage  $t_b$  og bøjle Jærn op for Resten ( $s_j = 1000$  à  $1200$ ). Naar  $\tau_b$  stiger fra  $2,5 t_b$  til  $2,9 t_b$ , synker Betonens Medvirken jævnt fra  $t_b$  til 0, men iøvrigt beregnes Skraajærnene paa samme Maade. Hvis  $\tau_b$  overstiger  $2,9 t_b$ , maa den tilladelige Spænding i Skraajærnene formindskes. (*Neue Versuche über den Schubwiderstand*, Wien 1914).

Værdien  $3 t_b$ , der er fastsat ovenfor, burde efter disse Forsøg kun være  $2,5 t_b$ , men i Betragtning af, at man tidligere slet ingen Grænse har haft for  $\tau_b$ , og at den paa det nærmeste svarer til de tyske Normers 14 at, finder jeg ingen Anledning til at gaa længere ned. Ogsaa de schweiziske Statsbauer forlanger (1915), at Betonen skal kunne optage mindst  $\frac{1}{3}$  af Transversalkraften.

<sup>3)</sup> Forsøg af Bach (*Mitt. u. F.*, Heft 45-47) har vist, at et rigeligt Indlæg af Bøjler kan forøge Glidemodstanden 22 % (Bjælkerne hærdnede vaadt). Franske Forsøg har givet et lignende Resultat (*H. f. E.* I, 1912, S. 375-76).

<sup>4)</sup> *D. A. f. E.*, Heft 12, S. 99. <sup>5)</sup> *D. A. f. E.*, Heft 20, S. 55.



overliggende Beton, som Fig. 343 viser. Nærmest Lejet er det derfor godt at have Bøjler om alle Jærnene. Jærnene forankres dog bedre ved Ophøjning end ved at forsynes med Bøjler<sup>1)</sup>.

### β. Bøjlernes Dimensioner og Form.

398. Som Bøjler bruges i Frankrig og Danmark mest Baandjærn (Fig. 344), f. Eks. Dimensionerne 20·1½, 30·2 og 40·3 mm<sup>2</sup>, hvis Tværnsarealer forholder sig som 1:2:4<sup>2)</sup>. I Tyskland bruges hyppigst 5—10 mm Rj. De smaa Dimensioner foretrækkes, fordi de er lette at bøje, 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<sup>3)</sup>.

399. Da Bøjlerne skal forbinde Trykzonen med de strakte Jærn, maa de altid omfatte disse (Fig. 344), hvorimod de gerne maa være aabne i den anden Side; af Hensyn til en god Forankring bør de føres op indtil 2 cm fra Pladens Overside. Ligger de strakte Jærn i Oversiden, som Tilfældet er ved en kontinuerlig Bjælkes Mellemandstøtninger, skal Bøjlerne hænge paa disse

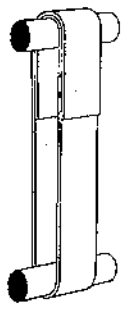


Fig. 345.

Jærn. Er der Jærn i Trykzonen, plejer man saavidt muligt at lukke Bøjlerne om dem (Fig. 345), hvilket enten kan gøres paa Stedet eller ved forud at forme Bøjlerne efter Fig. 345 eller Fig. 72 (S. 55) og trække de to Grene fra hinanden under Paasætningen.

Undertiden kan det være praktisk at lade Bøjlerne omfatte alle Jærnene (Fig. 346), men i saa Fald bør man ikke bruge Baandjærn, da dets Bredder hindrer en god Støbning under Bøjlen. En Fordel ved disse Ringbøjler er, at de kan tjene til at holde Jærnene i den rette indhyrdes Afstand, naar de fastbindes til Bøjlerne, men til Gengæld virker det gennemgaaende Rundjærn adskillende paa Betonen i Bjælken Under-side og faar den til at revne tidligere<sup>4)</sup>.

Om man til de almindelige Bøjler vil bruge Rund- eller Baandjærn er en Smagssag. Rundjærnet er det billigste og lader sig let omstøbe; Fordelen ved at bruge Baandjærn er, at dette let lader sig bøje, fylder lidt i Bjælken og ikke formindsker dennes Nyttehøjde i nogen nævneværdig Grad. Forsøg har vist, at flade Bøjler er mindst lige saa virksomme som runde<sup>5)</sup>, og at man faar en fortræffelig Konstruktion ved at lægge dem direkte om hvert enkelt Jærn<sup>6)</sup>.

Naar en Bjælke brydes som Følge af Forskydningsspændinger, har man maalt, at Bøjlerne glider nedad, og det er derfor motiveret at kroge Bøjlerne

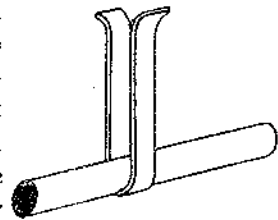


Fig. 344.

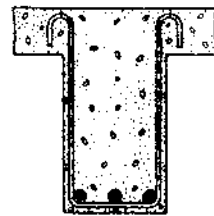


Fig. 346.

<sup>1)</sup> Forsøg af Bach med svagt armerede Bjælker, hvis Brud skete som Følge af Flydning med paafølgende Glidning, viste, at en Ophøjning af Hovedjærnene havde langt større Virkning end indlægning af Bøjler, naar disses Vægt var lig Hovedjærnenes Mervægt som Følge af Ophøjningen (Mitt. u. P., Heft 45—47). Lignende Resultater viser Bella og Neffe's Forsøg (B. u. E. 1909, S. 62).

<sup>2)</sup> I Stedet for de to første Dimensioner leveres undertiden 2/4" engl. × Nr. 16 BWG = 19,1 × 1,65 mm<sup>2</sup> og 1 1/4" engl. × Nr. 14 BWG = 31,7 × 2,10 mm<sup>2</sup>.

<sup>3)</sup> Faren for en Nedtrampning af Bøjlerne i Pausen mellem Bjælken og Pladens Støbning opfordrer til ikke at bruge alt for spinkle Bøjler.

<sup>4)</sup> Se Scheil u. Probst: Durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen S. 26 og D. A. f. E., Heft 20, S. 54.

<sup>5)</sup> D. A. f. E., Heft 10, S. 85 (Bach u. Graf). <sup>6)</sup> D. A. f. E., Heft 20, S. 61 (Bach u. Graf).

Ender eller bøje dem ind i Pladen, en Forholdsregel, som undertiden bruges ved Rundjærnsbøjler, ikke ved Baandjærnsbøjler, dels fordi disse har en større Adhæensionsflade, dels fordi der ikke kan støbes tæt under dem. Glidningen er dog muligvis kun et sekundært Brudfenomen, thi man har ikke kunnet paa- vise nogen Forøgelse i Bjælkernes Bæreevne, fordi Bøjlerne fik Kroge.

Skal Bøjlerne anbringes om skraatliggende Jærn, kan det være vanskeligt at sikre deres Stilling; man kan da med Fordel bruge faste Bøjler, der er slyngede om Jærnet (Fig. 347).

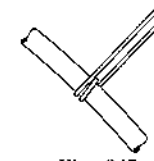


Fig. 347.

### γ. Bøjlernes Beregning.

#### Det totale Bøjleareal i en Bjælke.

400. Ved Bøjlernes Beregning maa man kende  $m$ , Afstanden mellem Træk- og Trykcentret, og den kan nøjagtigt nok bestemmes af (262) i § 357 eller (276) i § 363. Det nødvendige Bøjleareal kan beregnes enten af Maksimalkraftmomentet eller af Transversalkraftkurven.

401. Det nemmeste er at benytte Momentet, som altid kendes paa det Tidspunkt, Bøjleberegningen foretages. Den totale, vandrette, forskydende Kraft mellem et Momentnulpunkt og det paafølgende Maksimalkraftmomentpunkt er lig Trækraften eller Trykkraften i Maksimalkraftmomentet, altsaa lig:

$$\frac{M_{maks}}{m} \quad (313)$$

Lastens Karakter (Enkeltkræfter eller jævnt fordelt Last) har kun Indflydelse paa Spændingernes Fordeling. Skal denne Kraft helt optages af Bøjler, bliver det nødvendige Bøjleareal paa den nævnte Strækning, naar den tilladelige Forskydningsspænding er 0,8  $s_j$ :

$$\Sigma f_B = \frac{M_{maks}}{m \cdot 0,8 s_j} \quad (314)$$

Da Længdejærnenes nødvendige Areal er  $f = \frac{M_{maks}}{m \cdot s_j}$ , kan (314) ogsaa skrives som:

$$\Sigma f_B = \frac{f}{0,8} = 1,25 f_{cm^2} \quad (315)$$

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

402. Bøjlearealet kan ogsaa bestemmes af Transversalkraftkurven. Den forskydende Kraft pr. Længdeenhed af Bjælken er i Henhold til Formel (261):  $b \cdot v_b = Q : m$  og kan altsaa fremstilles grafisk ved at dividere  $Q$ -Kurvens Ordinatorer med  $m$  (Fig. 348). Arealet over  $e$  repræsenterer den forskydende Kraft paa Strækningen  $e$ , og det nødvendige Bøjleareal paa denne Strækning faas ved Division med 0,8  $s_j$ .

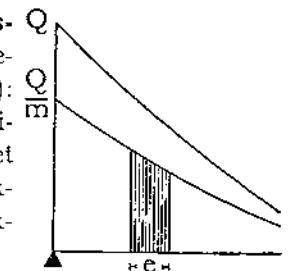


Fig. 348.

I en simpelt understøttet Bjælke med jævnt for-

delt Totallast varierer  $Q$  og  $\frac{Q}{m}$  som Fig. 349 viser, naar  $m$  forudsættes kon-

stant, og den forskydende Kraft i en Bjælkehalvdel bliver da lig Trekantens Areal:  $\frac{1}{2} \cdot \frac{Q}{m} \cdot \frac{l}{2}$ . Skal hele den forskydende Kraft optages af Bøjler, bliver Bøjlearealet i en Bjælkehalvdel:

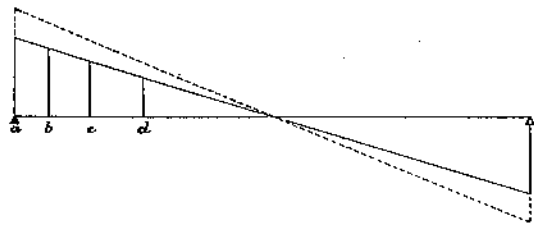


Fig. 349.

Den Længde,  $x$ , paa hvilken Bøjlerne skal sættes, bestemmes da af (Fig. 350):

$$\frac{\tau_b - t_b}{\tau_b} = \frac{x}{\frac{1}{2}l}, \quad x = \frac{1}{2}l \cdot \frac{\tau_b - t_b}{\tau_b}, \quad (317)$$

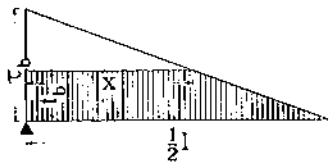


Fig. 350.

og det samlede Bøjleareal paa denne Strækning bliver:

$$\Sigma f_b = \frac{1}{2}(\tau_b - t_b) \cdot x \cdot b. \quad (318)$$

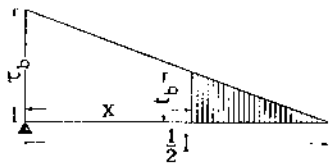


Fig. 351.

Et gennemregnet Eksempel findes i § 425,2 og 427. Efter de danske (1913) og de tyske (1915) Normer maa Betonen ikke medregnes, overalt hvor  $\tau_b$  er større end  $t_b$ . Bøjlerne skal da tage hele den forskydende Kraft paa Strækningen  $x$  (Fig. 351). Et gennemregnet Eksempel findes i § 425,2.

Er Bjælken belastet med en Enkeltkraft,  $P$ , bliver Transversalkraftfladen et Rektangel (Fig. 352), og skal Bøjlerne tage hele Forskydningen, bliver

det totale Bøjleareal paa hver Side af Kraften bestemt af (314):

$$\Sigma f_b = \frac{P \cdot a \cdot b}{l \cdot m \cdot 0,8 s_j}. \quad (318,1)$$

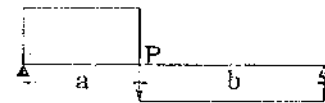


Fig. 352.

Er Lasten bevægelig, faar Transversalkraftkurven det i Fig. 353 viste Udseende, naar Strækningen  $BC$  er belastet; Punktet  $e$  svarer til Maksim

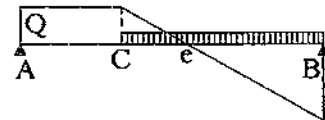


Fig. 353.

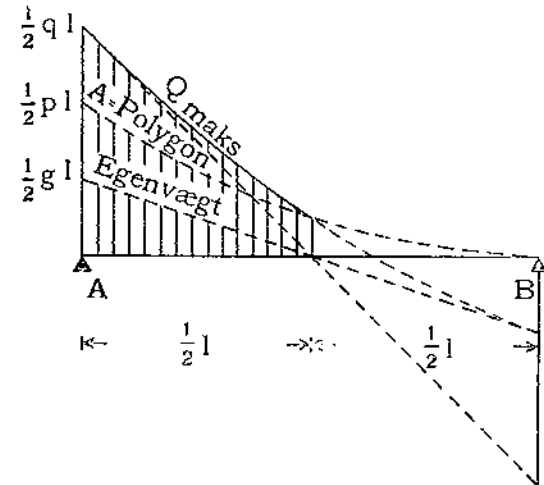


Fig. 354.

malmomentpunktet. Den største Værdi af  $Q$  i et vilkaarligt Punkt  $C$  bliver altsaa lig den til Belastning paa Strækningen  $B-C$  svarende Reaktion i  $A$ . Lader vi Lasten rykke ind paa Bjælken ved  $B$  og bevæge sig over mod  $C$  og afsætter den til hver enkelt Stilling af Lasten svarende Reaktion lodret over den belastede Strækning Endepunkt, faar vi den saakaldte  $A$ -Polygon (Fig. 354), der viser de største, forekommende Transversalkræfter i Bjælken hidrørende fra den bevæ-

gelige Last. Er denne jævnt fordelt, som her, bliver Polygonen til en Parabel; bestaar Lasten af Enkeltkræfter, kan den konstrueres som Tovpolygon. Naar  $A$ -Polygonen kombineres med Egenvægtens Transversalkraftkurve, faas Kurven for  $Q_{maks}$ , og af det skraverede Areal bestemmes Bøjlerne som tidligere. Metoden er noget paa den sikre Side, da Maksimalværdierne af  $Q$  ikke er samtidige.

### Bøjleantallet i en Gruppe.

403. Bøjlerne fordeles saavidt muligt i Overensstemmelse med Transversalkraftkurven, 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. 348), og skal Bøjlerne tage hele Forskydningen, kræves:

$$\frac{Q}{m} \cdot e = f_b \cdot 0,8 s_j, \quad \text{hvoraf: } e = \frac{f_b \cdot 0,8 s_j \cdot m}{Q} \quad \text{og: } f_b = \frac{Q \cdot e}{m \cdot 0,8 s_j}. \quad (319)$$

Ved Hjælp af disse Ligninger kan man for hvert af Bjælkens Punkter vælge  $f_b$  og derefter beregne  $e$  eller omvendt. Regnes Betonen medvirkende til Optagelse af Forskydning, skal for  $Q$  kun indføres den Del af Transversalkraften, som Betonen ikke kan optage. Et Eksempel er gennemregnet i § 426.

404. Bøjleantallet i en Gruppe bør tilpasses efter Længdejærnenes Antal. Er der flere Lag Jærn i Bjælken, lægges Bøjlerne om de underste.

Bruges flade Bøjler er det naturligt at sætte en om hvert Jærn (Fig. 355). Fører dette til for mange Bøjler, kan man i hveranden Gruppe udelade Midterbøjlen, og i hver anden Yderbøjlerne; er der 5 Jærn i Bjælken, kan man skiftevis sætte 3 og 2 Bøjler, er der 6 Jærn i Bjælken, kan man sætte 2 Bøjler i hver anden Gruppe o. s. v. Principet er, at man fordeler Bøjlerne jævnt over Længdejærnene og sætter dem symmetrisk om Bjælkens Længdeakse. Et Brud paa dette Princip vil næppe i væsentlig Grad forringe Bjælkens Styrke, men hvis man f. Eks. for en Bjælke som Fig. 355 angiver 2 Bøjler i hver Gruppe, kan Arbejderen ikke vide, hvilke Jærn de skal sættes om, og sligt er uheldigt.

Bruges Rundjærnsbøjler, gælder det samme, som ovenfor er sagt, men desuden kan man bruge Formen Fig. 346 og saaledes nøjes med een Bøjle i hver Gruppe, eller man kan bruge een af disse Bøjler i Forbindelse med een eller flere af de i Fig. 355 viste.

Man bør af Hensyn til Arbejdets Udførelse ikke være for smaalig ved Bøjlernes Anbringelse, men tilstræbe en simpel Bøjleinddeling, selv om den medfører et noget større Bøjleareal end nødvendigt. Af samme Grund bør man ikke for en ringe Besparelses Skyld bruge flere Bøjledimensioner i samme Bjælke.

I Jærnbanebroer og lignende Konstruktioner, hvor den bevægelige Last er stor og hyppigt skiftende, bør der lægges rigeligt med Bøjler om de yderste Jærn, da der ellers muligvis i Tidens Løb kan vokse en Revne frem mellem Bjælke og Plade (Fig. 355). Under disse Forhold kan der være Grund til at bruge Formen Fig. 346.

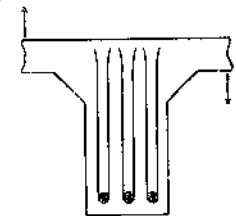


Fig. 355.

### Bøjlegruppernes Afstand.

405. Ved Valget af Gruppeafstand maa det erindres, at Bruddet gerne sker under Dannelse af skraa Revner, og man bør derfor paa de Steder, hvor Forskydningen er størst, altsaa som Regel ved Lejet, have en Gruppeafstand af

højest ca.  $0,9 h$ . Endvidere kan der være Grund til at sætte en Bøjlegruppe kort udenfor Lejet for derigennem at forøge Glidemodstanden (§ 397); man kan passende sætte den  $10^{\text{cm}}$  fra Lejets Forside.

Naar det totale Bøjleareal er beregnet, vælger man en saadan Bøjledimension, at Bøjlerne hverken kommer til at sidde for tæt eller for spredt. Hvis Gruppeafstanden holdes konstant, bør den ikke overstige ca.  $0,9 h$ ; hvis Gruppeafstanden vokser henimod Bjælkens Midte, bør den nærmest Lejet ikke overstige ca.  $\frac{1}{2} h$  og nærmest Midten ikke ca.  $3 h$ . Ved i (319) at indsætte  $e = m$  eller  $e = \frac{1}{2} m$  finder man det nødvendige Bøjleareal i en Gruppe og kan derefter vælge Antal og Dimension.

Bøjler i Dragere bør ikke sættes paa Steder, hvor der løber Sidebjælker ind, navnlig ikke brede Baandjærnsbøjler, der spærrer for Sidebjælkens Jærn.

**406. Bærer Bjælken en Enkeltkraft** (Fig. 352), bestemmes det totale Bøjleareal paa hver Side af Kraften af (318,1), og da Forskydningen her er jævnt fordelt, lægges Bøjlegrupperne med konstant Afstand inden for hver af de to Strækninger  $a$  og  $b$ , og Antallet af Bøjler i en Gruppe holdes ogsaa konstant eller varieres rytmisk. Hvis man ved at regne med en Gruppeafstand af ca.  $0,9 h$  og med Bøjleantallet i en Gruppe lig Antallet af Længdejærn kommer til spinklere Bøjledimensioner end ovenfor angivet, forringes Bøjleantallet i Gruppen; kommer man til sværere Bøjler end ovenfor angivet, forringes Gruppeafstanden.

**407. Ved jævnt fordelt Last** kan man enten holde Gruppeafstanden konstant og lade Bøjleantallet aftage, en Fremgangsmaade, som navnlig bruges, naar en Del af den forskydende Kraft optages af Skraajærn, og som vil blive omtalt i § 418. Eller man kan lade Gruppeafstanden vokse henimod Bjælkens Midte og holde Bøjleantallet ens i Grupperne, saaledes som det her skal vises.

Indlægges ved Lejet f. Eks. to Bøjler, der tilsammen kan optage  $P^{\text{h}}$ , vil disse optage hele Forskydningen ud til et Punkt  $b$  (Fig. 349), der kan findes ved at afskære et Areal paa  $P^{\text{h}}$  af Forskydningsstrekanten. I dette Punkt kan man da atter indlægge to Bøjler, hvis Virkelængde findes ved at afskære et nyt Areal ( $bc$ ) paa  $P^{\text{h}}$  o. s. v. Bøjlerne kommer altsaa til at ligge mere og mere spredt, jo nærmere vi kommer Bjælkens Midte.

Lægges der lige mange Bøjler i hver Gruppe, bliver Opgaven at dele Forskydningsstrekanten i ligestore Arealer, hvilket kan gøres ved Konstruktion eller ved Beregning.

Skal Trekanten ad grafisk Vej deles i f. Eks. 4 ligestore Dele, bliver Højderne (Fig. 356) i Delingspunkterne  $\beta_1$  og  $\beta_2$  og Betingelserne for Arealernes Ligestorhed:

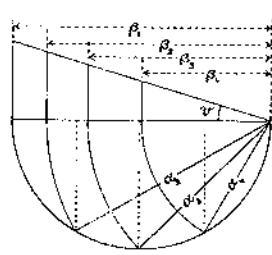


Fig. 356.

$$\beta_4^2 \operatorname{tg} v = \frac{1}{4} \beta_1^2 \operatorname{tg} v, \quad \beta_3^2 \operatorname{tg} v = \frac{1}{2} \beta_1^2 \operatorname{tg} v, \quad \beta_2^2 \operatorname{tg} v = \frac{3}{4} \beta_1^2 \operatorname{tg} v$$

eller:  $\beta_4^2 = \frac{1}{4} \beta_1^2, \quad \beta_3^2 = \frac{1}{2} \beta_1^2, \quad \beta_2^2 = \frac{3}{4} \beta_1^2.$  (320)

Deles  $\beta_1$  i 4 lige store Dele, og oprejses i Delingspunkterne Perpendikulerer til Skæring med Halvcirklen, haves, idet Kateten er Mellemproportional mellem sin Projektion paa Hypotenusen og hele Hypotenusen:

$$\alpha_4^2 = \frac{1}{4} \beta_1^2, \quad \alpha_3^2 = \frac{1}{2} \beta_1^2, \quad \alpha_2^2 = \frac{3}{4} \beta_1^2,$$

saa at den ønskede Deling faas ved Nedsvingning.

Inddelingen kan ogsaa ske ved Beregning. Hvis der ikke inddeles i 4, men i  $n$  Dele, andres Ligningerne (320) til:

$$\beta_3 = \sqrt{\frac{n-1}{n}} \cdot \beta_1, \quad \beta_2 = \sqrt{\frac{n-2}{n}} \cdot \beta_1, \quad \beta_1 = \sqrt{\frac{n-3}{n}} \cdot \beta_1 \text{ o. s. v.} \quad (321)$$

Skal Gruppeafstanden nærmest Lejet være  $\frac{1}{2} h$ , kan den tilsvarende Værdi af  $n$  findes ved i den første Ligning at sætte  $\beta_2 = \beta_1 = 0,5 h$ . Er  $\beta_1 = 0,5 l$ , faas:

$$\frac{0,5 l - 0,5 h}{0,5 l} = \sqrt{\frac{n-1}{n}}, \quad \text{hvoraf: } n = \left(\frac{l}{h}\right)^2 : \left(2 \frac{l}{h} - 1\right). \quad (322)$$

De følgende Grupper Plads kan derefter beregnes af (321). Hvis den fundne Værdi af  $n$  fører til for svære Bøjler, kan man dele hver Gruppe i to, hvis Plads bestemmes skonsmæssig.

Naar vi følger den foretagne Inddeling af Forskydningsstrekanten, skal den første Bøjlegruppe lægges over det teoretiske Lejepunkt eller mellem dette og det paafølgende Delingspunkt, hvorefter de øvrige Bøjlers Plads er bestemt. En streng Overholdelse af de fundne Inddelingspunkter er dog ikke nødvendig; Gruppeafstandene kan godt afrundes til Multipla af  $5^{\text{cm}}$ , og en mindre Forsykning af Systemet som Helhed er ogsaa tilladeligt (§ 409). Overhovedet er det vigtigere, at Bøjlegrupperne ligger rigtigt i Forhold til Lejets Forside end i Forhold til det teoretiske Lejepunkt. Da man saaledes alligevel ændrer den beregnede Bøjleinddeling mer eller mindre, vil det ofte være fordelagtigere i Stedet for den nys beskrevne Metode at anvende en anden, som vil blive omtalt i § 419.

Hvis man lader Betonen tage sin Del ( $t_b$ ) af Forskydningen (Fig. 350), bliver den nys beskrevne Konstruktion eller Beregning at anvende paa den lille Trekant med Grundlinie  $x$ .

Regner man efter de danske eller tyske Normer (Fig. 351), bliver Forskydningsfladen et Trapez, og det samme er Tilfældet, naar der staar Enkeltkræfter paa Bjælken foruden den jævnt fordelte Last. For et saadant Trapez kan der udføres en til Fig. 356 svarende Konstruktion<sup>1)</sup>.

Man maa ikke glemme, at en delvis Belastning af Bjælken kan paavirke dens midterste Parti farligere end Totalbelastning. Transversalkraften i Bjælkens midterste Tværsnit bliver størst, naar Bjælkens ene Halvdel er belastet (Fig. 354); i Husbygningen plejer man ikke at tage Hensyn hertil paa anden Maade, end at man ikke helt udelader Bøjlerne i Bjælkens midterste Del. Bøjleafstanden bør aldrig overskride ca.  $3 h$ .

**408.** Da Transversalkraftkurven kun strækker sig til det teoretiske Lejepunkt, opstaar der Spørgsmaal om, hvorvidt der skal sættes Bøjler udenfor dette. Da der næppe er Fare for Forskydningsbrud over selve Lejet, er der ingen Grund til med Flid at sætte Bøjler her, hvis der iøvrigt er Bøjler nok i Bjælken, men paa den anden Side kan det godt forsvares at regne de Bøjler virksomme, som eventuelt sættes over Lejet (§ 409), f. Eks. de Bøjler, der sættes om Krogene paa svære Jærn (§ 375).

Der skal i denne Forbindelse mindes om, at den teoretiske Transversalkraftkurve er udledet under Forudsætningen, at Reaktionen er en Enkeltkraft. Regnes Reaktionen jævnt fordelt over Lejet, ændres Kurven, som den punkterede Linie paa Fig. 357 viser. Største Forskydningspænding optræder altsaa i Virkeligheden ved Lejets Forside.

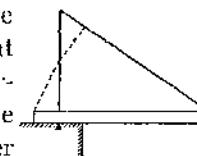


Fig. 357.

**409.** Ved Udledelsen af Formel (261) forudsattes Betonen revnet og hele Trækkraften virkende i Jærnet, uden at Adhæsionen mellem dette og Betonen noget Sted var ophævet (§ 376). Umiddelbart ved Revnerne er der imidlertid ingen Forbindelse, og ligger Revnerne tæt, vil der ske en Glidning imellem dem, saa at Jærnet tilnærmelsesvis

<sup>1)</sup> Se desangaaende B. u. E. 1912, S. 103.

ligger frit inde i Betonen. Er Tilstanden saaledes i Bjælkens midterste Del, vil Bjælken forholde sig som en **Bue med Trækbaand** (Fig. 358).

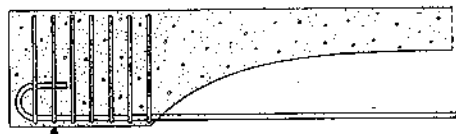


Fig. 358.

Jærnspeændingen og dermed Trækkraften er konstant paa denne Strækning, følgelig ogsaa Trykkraften, og da Momentet aftager hen imod Lejet, maa  $m$  samtidig aftage, altsaa Trykarealet vokse. Den forskydende Kraft i en Bjælkehaldel bestemmes imidlertid stadig af (313), og  $\tau_b$  bliver følgelig større end efter Formel (261). For Bøjlernes Anbringelse har dette Betydning, thi man kan aabenbart anbringe alle Bøjlerne i Nærheden af Lejet og dog faa en bæredygtig Konstruktion. Ved at anbringe Bøjlerne i Overensstemmelse med Transversalkraftkurven sikrer man sig imidlertid mod Forskydningsrevner i Bjælkernes midterste Del og hindrer, at den i Fig. 358 tegnede Tilstand indtræder, saa i Hovedsagen bør man følge Transversalkraftkurven, men det har dog Interesse at vide, at Brudsikkerheden næppe forringes ved, at Bøjlerne rykkes noget nærmere Lejet end teoretisk rigtigt.

#### Mörsch's Gitterteori.

410. Som nævnt i § 391 hævder Mörsch, at Bøjlerne ikke er i Stand til at optage nogen nævneværdig Forskydning, og han forklarer deres forstærkende Virkning ved at opfatte Bjælken som en Gitterbjælke med flerdobbelt Gitter, hvis trykkede Diagonaler dannes af Betonen (Fig. 359), mens Bøjlerne udgør de strakte Vertikaler. Diagonalerne forudsættes hældende  $45^\circ$ . Snittet  $AB$  parallelt med dem vil da, uden Hensyn til Gittersystemernes Antal, træffe  $m : e$  Bøjlegrupper, og ses der bort fra Betonens Træk- og Forskydningsstyrke, maa disse Bøjler optage en Trækkraft, der er lig Transversalkraften  $Q$  i Punktet  $B$ . Kaldes Trækket i en Bøjlegruppe  $T$  og dens Tværnsitsareal  $f_b$ , faas:

$$T = Q \cdot \frac{e}{m} = f_b \cdot \sigma_j.$$

Ved Dimensionering sættes  $\sigma_j = s_j$ , altsaa:

$$e = \frac{f_b \cdot s_j \cdot m}{Q} \quad \text{og:} \quad f_b = \frac{Q}{s_j} \cdot \frac{e}{m}.$$

En Sammenligning med (319) viser, at Gitterteorien fører til et mindre Bøjleareal end Forskydningsteorien, men til Gengæld forudsættes Bøjlerne fast forankrede i Bjælkens Hoved; er de ikke det, kan man kun regne med en delvis Virksomhed af de Bøjler, der træffes af Snittet højt oppe. I øvrigt bliver Bøjlernes Fordeling i Bjælken ens efter de to Teorier.

Ligesom den vandrette er ogsaa den lodrette Forskydning omsat til Træk og Tryk, saaledes at det i § 395 nævnte Spørgsmaal om Længdejærnenes Evne til at optage lodret Forskydning falder bort, naar blot Jærnene er rigeligt forsynede med Bøjler.

411. Teorien ser meget tiltalende ud, men har dog **visse Mangler**. For det første har Forsøg vist, at Bjælkerne bærer lige meget, hvadenten Bøjleenderne er krogede eller ej, og for det andet er Forskydningsspændingerne slet ikke bragt ud af Verden, der er tværtimod meget store Forskydningsspændinger i lodrette og vandrette Snit gennem de trykkede Diagonaler; disse Spændinger

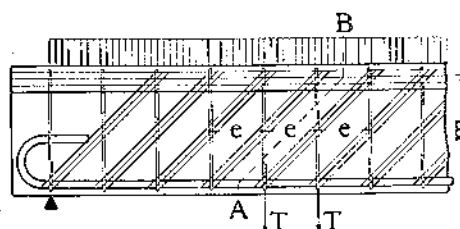


Fig. 359.

er naturligvis ikke farligere her end i en almindelig Søjle (§ 385), forudsat der ingen Afbrydelser er i Støtningen, men er der et vandret Støbeskel i Bjælken, vil Diagonalerne forholde sig som en Søjle med en Glidflade under  $45^\circ$ , og en saadan Søjle vil ingen stole paa. Da der nu som Regel er et Støbeskel ved Pladens Underside, kan det ikke anses for forsvarligt at regne med fuld Forskydningsstyrke her, det maa tværtimod anbefales at se helt bort fra Forskydningsstyrken, og man kan da ikke komme udenom at beregne Bøjlerne for Forskydning. I øvrigt synes Paastanden om at Bøjlerne ikke er paavirkede til Forskydning at stride mod Mörsch's eget Forsøg i § 392.

#### d. Opbøjning af Længdejærnet.

##### a. Skraajærnenes Antal og Form.

412. Som nævnt i § 358 modvirkes Dannelsen af de skraa Revner bedst ved at bøje nogle af Hovedjærnene op vinkelret paa dem, idet disse Jærn da

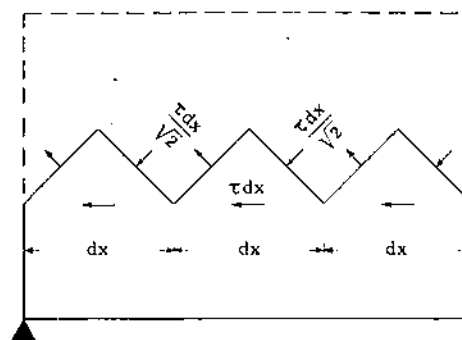


Fig. 360.

oplager de skraa Trækspændinger. Fig. 360 viser Enden af en Bjælke, i hvilken der under den neutrale Akse er lagt et savtakket Snit. Snitfladerne vil da kun være paavirkede af Normal-spændinger, skiftevis Træk- og Tryk, som angivet ved Pilene, der viser den øvre Bjælkedels Virkning paa den nedre. Som vist i § 358 har den skraa Trækspænding i et Punkt samme Værdi som Forskydningsspændingen, og det samme gælder Trykspændingen. Naar den forskydende vandrette Kraft paa Strækningen  $dx$  er  $\tau \cdot dx$ , har Kræfterne paa de tilsvarende, skraa Flader altsaa Størrelsen  $\tau \cdot dx : \sqrt{2}$ . Forudsættes  $\tau$  konstant, vil der paa Strækningen  $x$  virke en forskydende Kraft  $\tau \cdot x$  og et skraat Træk  $\frac{\tau \cdot x}{\sqrt{2}}$ . Til at optage dette Træk kræves der  $\frac{\tau \cdot x}{\sqrt{2} \cdot s_j}$  cm<sup>2</sup> Skraajærn (Trykket kan Betonen selv optage), mens der til at optage Forskydningen kræves  $\frac{\tau \cdot x}{0,8 s_j}$  cm<sup>2</sup> Bøjler; **1 cm<sup>2</sup> Bøjler ækvivalerer saaledes med  $\frac{0,8}{\sqrt{2}} = 0,565$  cm<sup>2</sup> Skraajærn.**

Har man derfor fundet, at der paa en given Længde af Bjælken kræves  $\Sigma f_b$  cm<sup>2</sup> Bøjleareal, og man i Stedet for vil anvende skraa Stænger, da skal disse have Arealet  $0,565 \cdot \Sigma f_b = \frac{\Sigma f_b}{1,77}$  (maalt normalt paa Stængerne).

Skal hele Forskydningen optages af Bøjler, bliver disses Areal som tidligere udledet (Formel 315)  $1,25 f$ , hvor  $f$  er Længdejærnenes nødvendige Areal; skal de ophøjede Jærn tage den alene, maa deres Areal følgelig udgøre  $0,565 \cdot 1,25 f = 0,706 f$ ,  $\approx 70,6\%$  af Jærnene skal bøjes op.

413. Det er **god Praksis** at bøje ca. Halvdelen af Længdejærnene op, uden Hensyn til om det er nødvendigt. Den eventuelt resterende Kraft optages ved **Bøjler**, og selv om Bøjlerne teoretisk set er overflødige, plejer man ikke at udelade dem. Foruden de af Bøjningspaavirkningen fremkaldte Forskydningsspændinger vil nemlig en uens Opvarmning (Ildebrand) og Svind (f. Eks. naar

Pladen støbes senere end Bjælken) fremkalde Forskydning, og det i modsat Retning af den, Belastningen fremkalder, saaledes at den kun i ringe Grad modvirkes af Skraajærnene. Bjælken bør derfor indeholde et vist Minimum af Bøjler, der f. Eks. kan bestemmes saaledes, at der i det vandrette Støbeskel mellem Bjælkekrop og Plade (der gerne støbes paa et senere Tidspunkt end Kroppen) er samme Forskydningsstyrke som i den øvrige Del af Kroppen. Denne kan pr. lb. cm optage  $t_b \cdot b_0^{1/2}$ , og regner vi (i denne Forbindelse) med den halve Værdi i Støbeskellet, skal der indlægges Bøjler svarende til en forskydende Kraft af Størrelse  $\frac{1}{2} t_b \cdot b_0^{1/2} / \text{cm}$ . Denne Regel maa dog ikke opfattes som ubrydelig, men kun som vejledende, naar man er i Tvivl. Et **Eksempel** findes i § 424,0.

For saa vidt ikke vigtigere Hensyn gør sig gældende, bør man lade de yderste Jærn være gennemgaaende i Bjælakens Underside, saa at Bjælakens Hjørner er beskyttede mod Revner.

**414. Jærnenes Endepunkter.** Som Regel føres alle Jærnene helt ud til Lejets Bagside, men man kan godt lade nogle af Jærnene ende tidligere (Fig. 333), naar blot man sørger for, at der overalt er Jærn nok til at optage den lodrette Forskydning. Da Konstruktionen er af ret ny Dato, bør man ikke gaa for vidt, men føre saa mange Jærn igennem, at disse uden Betonens Medvirken kan optage hele Forskydningen. Skraajærnene i de to første Grupper bør i alt Fald føres igennem. De opbøjede Jærn bør ligesaavel som de lige forsynes med Kroge<sup>1)</sup> og have tilstrækkelig Indstøbningslængde. Gaar vi ud fra, at den tilladelige Jærnspeending er tilstede midt i det skraa Stykke, er det tilstrækkeligt, at Jærnlængden fra dette Punkt til Jærnets Ende er lig Forankringslængden (§ 42). Derimod bør man helst ikke lade Jærnene stoppe op i Bjælakens Underside, inden de har naaet Lejet, selv om de efter Teorien er overflødige. Se desangaaende Fig. 39.

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

**415. De opbøjede Jærns Krumningsradius** bør ikke være for lille af Hensyn til Trykket paa Betonen.

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

Kaldes Jærnets Tryk paa Betonen  $\sigma_b$ , bliver det totale

Tryk (Fig. 361):

$$2 \cdot \sigma_b \cdot d \cdot r \sin v = 2 \cdot \frac{1}{4} \pi d^2 \cdot \sigma_j \cdot \sin v,$$

hvoraf:  $r = \frac{1}{4} \pi d \cdot \frac{\sigma_j}{\sigma_b}$  (323)

Mörsch sætter  $\sigma_b = 1,5 s_b$  og faar altsaa for  $s_j = 1000$ ,

$s_b = 40$ :  $r = \frac{1}{4} \pi d \cdot \frac{1000}{60} = 13 d$ . I Østrig (1911) tillades  $r = 5d$ , de tyske Bestemmelser (1915) kræver  $r = 10$  à  $15 d$ , de danske Normer (1909)  $r = 2,5 d$ .

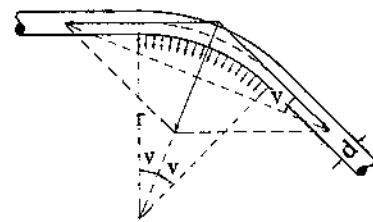


Fig. 361.

### β. Skraajærnenes Beliggenhed.

**416.** Betingelsen for, at Bjælakens Længdejærn kan nyttiggøres til Optagelse af de skraa Trækspændinger, er, at de kan undværes i Undersiden, hvorom nærmere i § 420. Vi forudsætter her, at denne Betingelse er opfyldt.

<sup>1)</sup> Forsøg har vist, at de begynder at glide samtidig med de lige Jærn i Bjælakens Underside (H. f. E. I 1912, S. 396).

Da den skraa Trækkraft pr. Længdeenhed af Bjælken er lig den vandrette, forskydende Kraft divideret med  $\sqrt{2}$ , kan den fremstilles grafisk ved at tegne Forskydningstrekanten fra Fig. 349 (eller den analoge Figur, dersom Lasten ikke er jævnt fordelt) paa en Grundlinie, der danner  $45^\circ$  med Jærnets Akse (Fig. 362). Inddeler man denne Trekant i Stykker svarende til, hvad eet af Bjælakens Længdejærn kan optage, kan man bøjede et Jærn op for hvert Stykke, idet man lader dets Retning gaa gennem Arealets Tyngdepunkt. Trekantens Inddeling kan ske efter Fig. 356.

Naar Punktet e lægges i Jærnets Akse, vil det første Skraajærn ofte falde inde over Lejet, hvor det gør mindre Nytte end længere ude og ikke kan blive ordentlig forankret; det maa helst falde helt udenfor Lejet. Dette er opnaaet i Fig. 363 ved at hæve Punktet e op til Bjælakens Overside; derved flyttes alle Skraajærnene længere ud, mens deres indbyrdes Beliggenhed forbliver uforandret. Den teoretiske Fejl, man be- gaar ved at lægge Punktet i en vilkaarlig valgt Linie e—e (Fig. 364), er at se bort fra

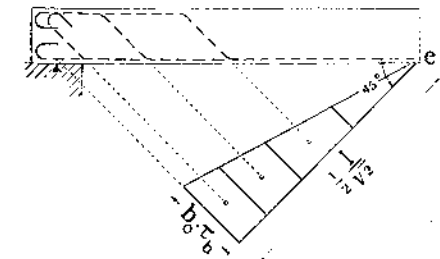


Fig. 362.

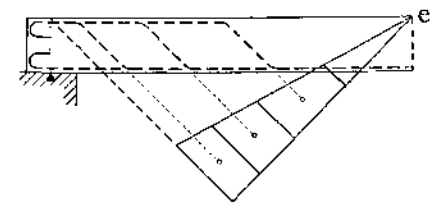


Fig. 363.

de skraa Trækkrefter tilvenstre for Snit e—d eller rettere at flytte dem fra deres rigtige Beliggenhed hen til Bjælakens Midte. Denne Fejl er imidlertid ret betydelig, og formindsker man den ved kun at hæve e op til Bjælakens Midte, som det ofte gøres, opnaar man ikke at faa Skraajærnet fri af Lejet. Man maa derfor hellere holde sig til Fremgangsmaaden i Fig. 362, men bøjede de to Skraajærn nærmest Lejet op sammen i det fælles Tyngdepunkt for de to første Trapezer.

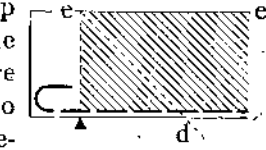


Fig. 364.

**417.** Ved Bestemmelsen af Opbøjningspunkternes Beliggenhed er det ikke nødvendigt at tegne den skraatliggende Trekant. Ved at inddele den rigtige Forskydningstrekant (Fig. 349) 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. Fremgangsmaaden i Fig. 362 er dog mere anskuelig.

**418.** De hidtil beskrevne grafiske Bestemmelser af Bøjlernes og Skraajærnenes Plads plejer ikke at være praktiske, naar de to Armeringsmaader kombineres. Undertiden lægges Bøjlerne, navnlig de i Fig. 346 viste, med konstant Afstand gennem hele Bjælakens Længde og i et saadant Antal, at de kan optage f. Eks. Halvdelen af den forskydende Kraft, eller i et Antal, der er proportionalt med Bjælkekroppens Areal i et vandret Snit (se § 413); lader man f. Eks. Bøjlerne tage  $t_b \cdot b_0^{1/2} / \text{cm}$ , bliver Forholdene, som Fig. 350 viser; Skraajærnene skal da kun optage den til den uskraverede Trekant svarende Kraft, og deres Plads kan konstrueres, som tidligere angivet.

Som Regel vil det dog være mere praktisk paa Forhaand at vælge ikke blot Bøjlernes, men ogsaa Opbøjningspunkternes Beliggenhed. Fig. 365 viser



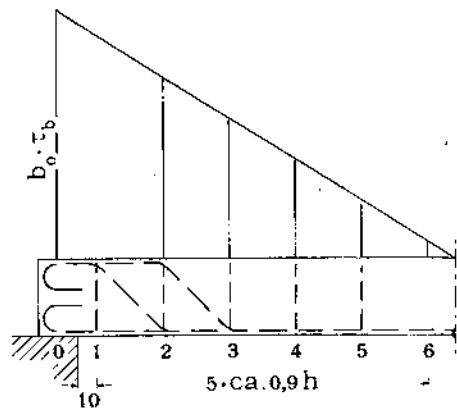


Fig. 365.

Fremgangsmaaden for en simpelt understøttet Bjælke, hvilende paa Mur og bærende en jævnt fordelt Last. Forskydningstrekanten tegnes med Ordinaten  $b_0 \cdot r_0$  over det teoretiske Understøtningspunkt og inddeles som vist, idet Punkt 1 lægges  $10^{\text{cm}}$  fra Lejets Forside, hvorefter de øvrige Punkter følger i en konstant Afstand af  $0,9 h$  afrundet til det nærmest lavere Multiplum af  $5^{\text{cm}}$ . Det nødvendige Bøjleareal bestemmes ved Udmaaling af Trekantens Felter og paafølgende Division med  $0,8 s_j$ . Ca. Halvdelen af Længdejærnene bøjes op, og Opbøjningspunkterne lægges i Inddelingspunkterne; i disse anbringes ogsaa Bøjlerne. I Punkt 2 bøjes saa mange Jærn op, at de i Forbindelse med Bøjler i Punkt 1 og eventuelt (§ 375) med Bøjler lagt om Længdejærnenes Kroge kan optage Forskydningen i Feltet 0—2. Bliver der et Over- eller Underskud af Jærn, udlignes det ved Nabofeltets Dimensionering. I Punkt 3 bøjes atter et eller flere Jærn op, der i Forbindelse med Bøjler i Punkt 2 kan optage den forskydende Kraft i Feltet. Naar ca. Halvdelen af Jærnene er højet op, kommer der i de resterende Inddelingspunkter kun Bøjler. Nærmest Bjælkens Midte kan man godt springe et eller 2 af Inddelingspunkterne over, hvis Overskudet af Jærn fra de foregaaende Felter har vokset sig saa stort, at det kan optage den paagældende Kraft. Ved Længdejærnenes Opbøjning kan man ogsaa godt springe et Felt over, f. Eks. bøje op i Punkt 2 og 4 og nøjes med Bøjler i Punkt 3, hvis man derved faar en bedre Overensstemmelse med Forskydningstrekanten.

Saa vel Skraajærn som Bøjler bør saavidt muligt anbringes symmetrisk om Bjælkens Længdeakse, og man bør ikke for at spare nogle Bøjler lade Gruppernes Bøjleantal variere regelløst; kan Bøjleantallet ikke holdes konstant, bør det aftage fra Lejet mod Midten eller variere rytmisk, f. Eks. 4—2—4—2. I Dragere, paa hvilke der løber Tværbjælker ind, bør Skraajærnene holdes fri af disse, saa de ikke kommer i Vejen for Bjælkens Jærn.

Et **Eksempel** er gennemregnet i § 423,4.

419. Den lidt omstændelige Udmaaling af Arealerne i Fig. 365 kan undgaas ved, at man, deler den halve teoretiske Spændvidde i  $n$  lige store Dele (Fig. 366). Kaldes den forskydende Kraft i det inderste Felt  $P$ , bliver den i de følgende  $3P, 5P, 7P$  o. s. v., og Summen af alle disse forskydende Kræfter bliver  $n^2 \cdot P$ . Man har da  $n^2 \cdot P = \frac{M}{m}$  eller  $P = \frac{M}{m \cdot n^2}$ .

Med  $n = 5$  bliver Forskydningen i det inderste Felt altsaa  $\frac{M}{m \cdot 25}$ , i det følgende  $\frac{M}{m \cdot 25} \cdot 3$  o. s. v. Man faar

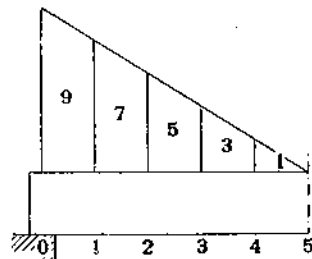


Fig. 366.

saaledes de forskydende Kræfter meget hurtigt bestemt og gaar derefter frem som foran beskrevet, kun at man ved Detailtegningens Fremstilling flytter saa meget paa Opbøjnings- og Bøjlepunkterne, at disses Beliggenhed kan opgives med runde Tal. Dette er

forsvarligt, naar blot Flytningen sker henimod Lejet (§ 409). Under disse Forhold behøver man ikke at gøre Felterne i Fig. 366 saa smaa som  $0,9 h$ ; man kan passende vælge  $n$  saaledes, at der i det inderste Felt kræves ca.  $1^{\text{cm}^2}$  Bøjleareal. Gennemregnede **Eksempler** findes i § 424,1 og 425,1.

γ. **Spændingen i de lige Jærn.**

420. Længdejærnenes Opbøjning maa naturligvis først finde Sted i en saadan Afstand fra Lejet, at de kan undværes i Bjælkens Underside. En grafisk Bestemmelse af Opbøjningspunkterne faar man ved Optegning af Momentkurven (Fig. 367). Regnes  $m$  konstant, bliver Kurven nemlig ogsaa en Fremstilling af Trækkræfterne i Tværsnittene, og afsætter man i samme Maalestok den tilladelige Kraft som samtlige (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,

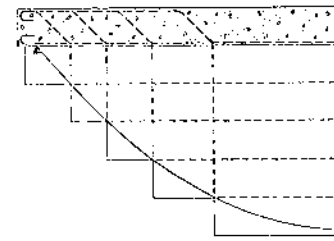


Fig. 367.

i hvilke Jærnene kan bøjes op. Et **Eksempel** findes i § 423,3.

421. Opbøjningspunkternes tilladelige Beliggenhed kan ogsaa bestemmes ved Beregning, og der skal her udledes en Formel gældende for simpel Understøtning og jævnt fordelt Last. I et Punkt med Momentet  $M$  er det nødvendige Jærnareal bestemt ved  $M = f \cdot s_j \cdot m$ , og da Momentarmen tilnærmelsesvis er konstant, bliver  $f = c \cdot M$ , hvor  $c$  er en Konstant. For Midtersnittet haves  $f_1 = c \cdot M_1$ , for et Snit i Afstanden  $x$  fra Lejet (Fig. 368):  $f_2 = c \cdot M_2$ , hvor  $M_1 = \frac{1}{8} P \cdot l$  og  $M_2 = \frac{P \cdot x}{2} \left(1 - \frac{x}{l}\right)$ , idet  $P$  er Totallasten, derfor:

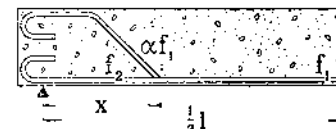


Fig. 368.

$$\frac{f_1}{f_2} = \frac{\frac{1}{8} P \cdot l}{\frac{P \cdot x}{2} \left(1 - \frac{x}{l}\right)} = \frac{l^2}{4x \cdot (l - x)}$$

Hvis  $\alpha$  betegner det opadbøjede Jærn udtrykt i Brøkdeler af det hele, altsaa:  $f_1 - f_2 = \alpha f_1$ , eller  $f_2 = f_1 \cdot (1 - \alpha)$ , faas:

$$\frac{1}{1 - \alpha} = \frac{l^2}{4x \cdot (l - x)}$$

hvoraf:

$$x = \frac{l}{2} \cdot (1 - \sqrt{1 - \alpha}); \quad (324)$$

$\frac{1}{4}$  af Jærnene vil altsaa kunne bøjes op i Afstanden  $\frac{1}{2} l (1 - \sqrt{1 - \alpha}) = \frac{1}{4} l$  fra Lejet.

I hosstaaende Tabel er  $\alpha$  regnet ud for samtlige Jærn i Bjælker med indtil 10 Jærn.

422. 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. 369 viser.

Hvis man beregner Adhæsionsspændingen ved



Fig. 369.

$\frac{1}{4} l$	Antal opbøjede Jærn								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	0,147								
3	0,212	0,092							
4	0,250	0,147	0,067						
5	0,276	0,184	0,113	0,053					
6	0,296	0,212	0,147	0,092	0,044				
7	0,311	0,233	0,173	0,122	0,077	0,037			
8	0,323	0,250	0,194	0,147	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	0,147	0,113	0,082	0,053	0,025

Lejet for en Bjælke med opbøjede Jærn ved Hjælp af Formel (286), er det teoretisk rigtig kun at regne med de lige Jærn. Men den saaledes fundne Værdi har ingen Betydning for Bjælkens Sikkerhedsgrad. Forsøg<sup>1)</sup> har vist, at man skal indføre samtlige Jærn for at faa den Værdi af  $r_{hj}$ , der bestemmer Bruddet. Formel (286) er derfor stadig vejledende ved Valg af Jærndiameter, selv om en Del af Jærnene bøjes op. Ved Dimensioneringen har man følgelig blot at sørge for, at Formel (289) eller ialt Fald (297) samt (308) er tilfredsstillende.

### δ. Eksempler paa Beregningen. Eksempel 1: Kontinuerlig Bjælke.

**423,0.** Et 12<sup>m</sup> bredt Rum er ved en Længdemur delt i to, der overdækkes med kontinuerlige Bjælker (Fig. 370). Der er 2<sup>m</sup> mellem Bjælkerne, den bevægelige Last er 800<sup>kg</sup>/m<sup>2</sup>, Slidlaget vejer 50<sup>kg</sup>/m<sup>2</sup>. Med Spændinger 50 og 1200 bliver Pladen 10<sup>cm</sup> tyk med 7 Rj. 10<sup>mm</sup> pr. m (se § 319). Bjælkens Egenvægt skønnes til 1000<sup>kg</sup>, altsaa:

$$\begin{aligned} \text{Bevægelig Last: } 800 \cdot 2 \cdot 6 &= 9600^{\text{kg}} \\ \text{Hvilende } &: 290 \cdot 2 \cdot 6 + 1000 = 4480^{\text{kg}} \\ &14080^{\text{kg}} \end{aligned}$$

Vi bruger Kurverne paa Fig. 238. Forholdet mellem den totale og den hvilende Last er  $\frac{q}{g} = \frac{14080}{4480} = 3,14$ , men for at undgaa Interpolation og være paa den sikre Side, bruger vi den til  $q = 6g$  svarende positive Momentkurve og den til  $q = 4g$  svarende negative Momentkurve. Disse Kurver er udtegnet i Fig. 370 øverst.

Vi forudsætter Façaden fuget, ikke pudset, og der skal da være Plads til  $\frac{1}{3}$  Sten udenfor Bjælkeenden, saa Spændvidden kan sættes til 618<sup>cm</sup>.

**423,1.** Forholdene plejer at blive gode, naar man lader Konsollen naa ud omtrent til Momentnulpunktet for Totalbelastning i bægge Fag, altsaa til  $\frac{1}{4} l$  fra Murens Midte, og vi vil derfor give **Bjælkekroppen** en saadan Dimension, at den kan optage det negative Moment i dette Punkt. Momentet udmaales til 2960<sup>kgm</sup>, og vi skønner Bjælkebredden til mindst 20<sup>cm</sup>, altsaa:

$$M_{100} = 2960 : 0,2 = 14800^{\text{kgm}}, \quad h = 0,345 \cdot \sqrt[3]{14800} = 42^{\text{cm}}.$$

**Største positive Moment** udmaales til 7910<sup>kgm</sup>. Den nyttige Pladebredde bliver  $8 \cdot 10 \cdot 2 + 20 = 180^{\text{cm}}$ , idet denne Værdi er mindre end  $\frac{1}{3} l$ .

$$\begin{aligned} M_{100} = 7910 : 1,80 &= 4400, \quad h = 0,345 \cdot \sqrt[3]{4400} = 22,9^{\text{cm}}, \\ f &= 0,277 \cdot \sqrt[3]{4400} \cdot 1,8 = 33,0^{\text{cm}^2}. \end{aligned}$$

Den neutrale Akse ligger i Pladen. Forøges Højden til de ovenfor fundne 42<sup>cm</sup>, faas  $f = 33,0 \cdot \frac{22,9}{42} = 18,0^{\text{cm}^2}$ .

Samtidig med største positive Moment optræder største Lejetryk ved Bjælkens fri Ende, nemlig (Fig. 216):  $R_0 = \frac{1}{16} (7 \cdot 14080 - 4480) = 5880^{\text{kg}}$ , og **Jærndiameteren** skal da helst holdes under Værdien (se Formel 289):  $d = 4 \cdot \frac{791000}{5880} \cdot \frac{5}{1200} = 2,25^{\text{cm}}$ . Vi vælger 6 Rj. 20<sup>mm</sup> (18,84<sup>cm</sup>) og lægger 4 i underste Lag, hvorved Bjælkebredden bliver  $(2 + 3) \cdot 4 = 20^{\text{cm}}$ , altsaa som

<sup>1)</sup> D. A. f. E., Hefl 20, S. 84 (Bach).

skønnet, og den nødvendige Højde:  $22,9 \cdot \frac{33,0}{18,84} = 40,1$ , hvortil kommer  $0,5 + 2 + 1$ , ialt  $43,6 \sim 44^{\text{cm}}$ . Den synlige Højde bliver 34<sup>cm</sup>, hvilket passer godt til Bredden 20<sup>cm</sup>. **Nyttehøjden** er som Følge af Oprundingen vokset til 40,5<sup>cm</sup>.

**Forskydningsspændingen** ved Bjælkens fri Ende bliver:  $\tau_s = \frac{5880}{0,9 \cdot 40,5 \cdot 20} = 8,06$ , altsaa mindre end 3 $t_b$ . **Lejetrykket** bliver  $\frac{5880}{35 \cdot 20} = 8,4^{\text{at}}$ , hvilket er tilladeligt, hvis Muren opføres i Bastardmørtel. Er den tilladelige Spænding kun 7<sup>at</sup>, maa Bjælkebredden i Muren forøges til  $5880 : (35 \cdot 7) = 24^{\text{cm}}$ . Bjælkens Egenvægt bliver  $2400 \cdot 0,34 \cdot 0,20 \cdot 6 = 980^{\text{kg}}$ , altsaa mindre end forudsat.

### 423,2. Det negative Moment over Midtermuren er

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{3} \cdot 14080 \cdot 6,18 = 10880^{\text{kgm}}, \quad M_{100} = 10880 : 0,2 = 54400, \\ h &= 0,345 \cdot \sqrt[3]{54400} = 80,5, \quad f = 0,277 \cdot \sqrt[3]{54400} \cdot 0,2 = 12,9. \end{aligned}$$

For eventuelt at kunne nøjes med 4 Rj. 20<sup>mm</sup> (12,57<sup>cm</sup>) forøger vi Nyttehøjden til:  $80,5 \cdot \frac{12,9}{12,57} = 82,7$ . Den totale Højde bliver, idet vi for en Sikkerheds Skyld ogsaa her regner Jærnet liggende i to Lag:  $82,7 + 0,5 + 2 + 1 = 86,2 \sim 87^{\text{cm}}$ . Dette bliver altsaa Konsollens Højde midt i Muren, mens Nyttehøjden bliver 83,5<sup>cm</sup>.

I det foreløbig ubekendte Punkt, hvor Konsollen hører op, kan Bjælkekroppen med fornøden Armering optage et negativt Moment, der bestemmes af (136):  $M = 8,38 \cdot 20 \cdot 40,5^2 \cdot \frac{1}{100} = 2760^{\text{kgm}}$ . Ved Hjælp af den negative Momentkurve findes det Punkt af Bjælken, hvor Momentet har denne Værdi, og til dette Punkt skal Konsollen mindst føres ud. Med en Konsollængde af 140<sup>cm</sup>, regnet fra Murens Forside, kommer vi netop til det paagældende Punkt (øverst paa Fig. 370 er dette Maal ved en Fejllagelse angivet fra Murens Midte). Konsollen armeres efter Reglen i § 311 med 2 Rj. 10<sup>mm</sup>, der forsynes med 5<sup>mm</sup> Bøjler, som Tegningen viser. Bøjlerne føres saa langt ind i Konsollen, som denne er bred, i Mangel af anden Bestemmelsesmaade. Paa en Arbejdstegning hør Bøjlernes Diameter og Længde indskrives paa et Snit som B—B i Fig. 70, S. 54.

Konsollens Tryk paa Muren bliver:  $1,25 \cdot 14080 = 17600^{\text{kg}}$ . Naar Muren opføres i Bastardmørtel, bliver den nødvendige Lejebredde:  $\frac{17600}{10 \cdot 47} = 37,4^{\text{cm}}$ ; Konsollen gøres da 38<sup>cm</sup> bred inde i Muren.

**423,3.** Da  $M = 1200 \cdot f \cdot m$ , kan det nødvendige Jærnareal i Bjælkens forskellige Punkter fremstilles grafisk ved Division af Momentkurvens Ordinatorer med  $1200 \cdot m$ . I de to Maksimalmomentpunkter har vi regnet med den til Spændingerne 50/1200 svarende Værdi  $m = 0,872 h$ , og vi er paa den sikre Side ved at regne med denne Værdi for alle Bjælkens Tværnsnit. Saalænge  $h$  er konstant, kan vi da bruge Momentkurven som **Jærnkurve**, naar vi blot ændrer Maalestokken. Paa den Strækning, hvor Konsollen findes, maa vi derimod først multiplicere Momentordinaterne med Forholdet mellem Bjælkens normale Nyttehøjde (40,5<sup>cm</sup>) og Nyttehøjden i det paagældende Konsoltværsnit; den saaledes ændrede Kurve er vist punkteret.

I det positive Maksimalmomentpunkt kan Tværnsnittet med 6 Jærn optage  $0,872 \cdot 40,5 \cdot 18,84 \cdot 1200 = 7980^{\text{kgm}}$ . En vandret Linie svarende til dette Moment

er tegnet under Momentkurven, og ved at dele dens Ordinater i 3 lige store Dele faas de to andre vandrette Linier, hvis Skæringspunkter med Momentkurven svarer til de Punkter i Bjælken, hvor henholdsvis 4 og 2 Jærn i Undersiden forslaar til Optagelse af Momentet. Paa den negative Side af Grundlinien ligger de tilvarende Linier i samme Afstand fra denne.

**Armeringen i Bjælkens Overside** kan nu bestemmes. Jærnene 5' og 6' fra Nabofaget føres saa langt ind i det betragtede Fag, som Momentkurven kræver. Disse to Jærn er tilstrækkelige indtil et Punkt, der ligger lidt udenfor Konsollen. I dette Punkt er det lige netop muligt at faa Jærnene 5 + 6 op, uden

at de savnes i Bjælkens Underside. Dermed er Armeringen i Orden, og det er ikke nødvendigt at bøje flere Jærn op. Da der imidlertid er saa rigeligt med Jærn i Undersiden, hvor de ingen Nytte gør, og da det vides, at de negative Momenter som Følge af Konsollens Anbringelse i Virkeligheden er større end forudsat, er yderligere Jærnene 2 + 3 bøjet op og ført Forankringslængden ind i Nabofaget, saaledes at der er 8 Jærn i det

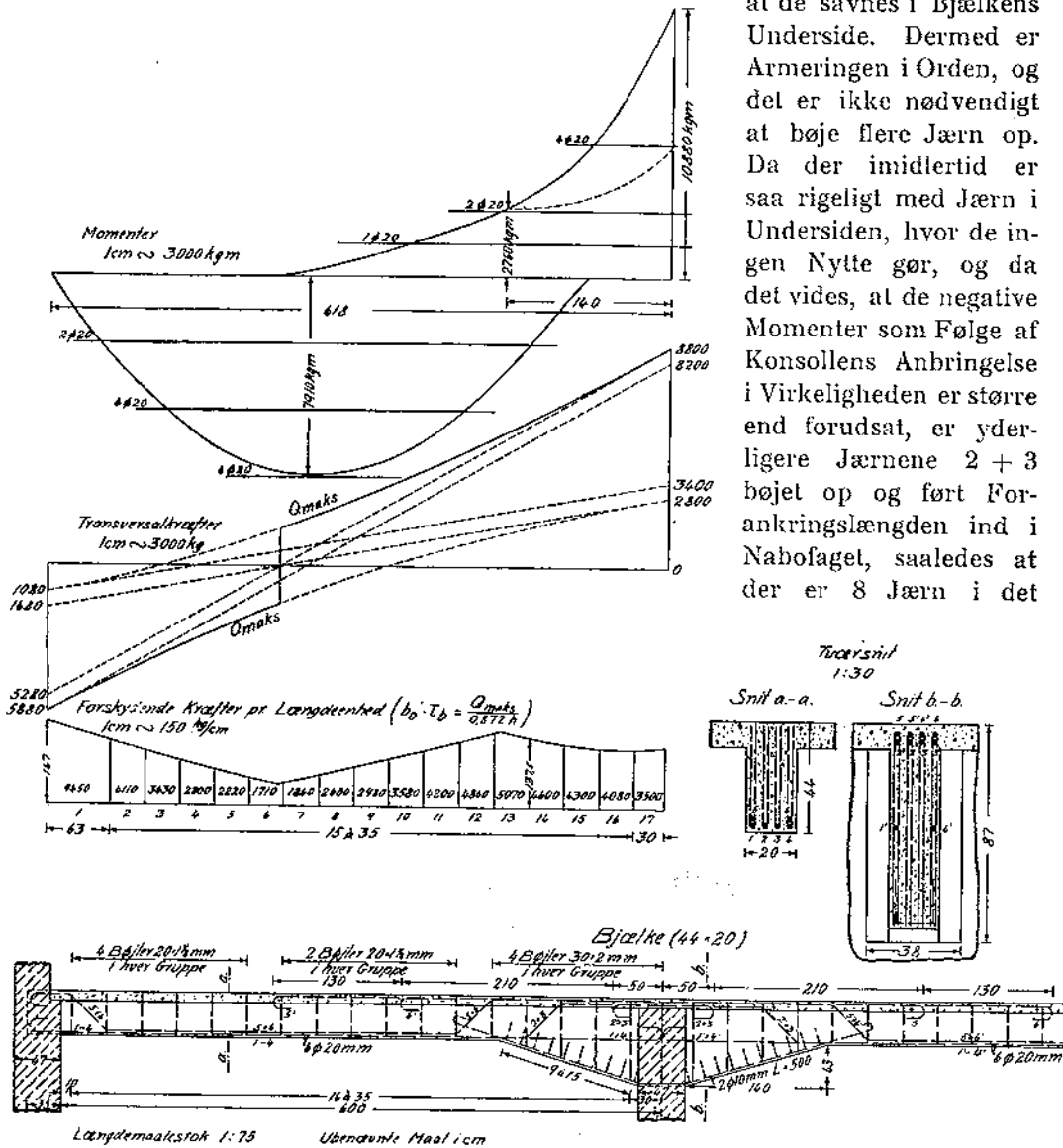


Fig. 370.

farligste Tværsnit. Da der er Symmetri om Midtermuren for Paavirkningernes Vedkommende, er det mest tiltalende ogsaa at holde Armeringen symmetrisk, hvilket, som det vil ses, er opnaaet; kun skal Skraajærnene 2' og 3' drejes

lidt udefter, saa de foroven løber ind lodret over 1' og 4', mens 5' og 6' paa tilsvarende Maade drejes indefter (se Snit b—b).

**423,4.** Vi gaar nu over til at beregne **Forskydningen**. Med Last i bægge Fag (Fig. 215) findes  $R_0 = \frac{3}{8} \cdot 14080 = 5280 \text{ kg}$  og Transversalkraften ved Midtermuren:  $\frac{1}{2} \cdot 17600 = 8800 \text{ kg}$ . Er bægge Fag ubelastede, findes  $R_0 = \frac{3}{8} \cdot 4480 = 1680 \text{ kg}$  og Transversalkraften ved Midtermuren:  $4480 - 1680 = 2800 \text{ kg}$ . Er Nabofaget ubelastet (Fig. 216) findes  $R_0 = 5880 \text{ kg}$  og Transversalkraften ved Midtermuren:  $14080 - 5880 = 8200 \text{ kg}$ . Er selve Faget ubelastet, findes (Fig. 216):  $R_0 = \frac{1}{16} \cdot (74480 - 14080) = 1080 \text{ kg}$  og ved Midtermuren:  $4480 - 1080 = 3400 \text{ kg}$ .

I Fig. 370 er Transversalkraftkurverne for de 4 Belastningstilstande punkterede, og de to tangerende Parabler, der repræsenterer  $Q_{maks}$  (se Fig. 354) er indlagte<sup>1)</sup>.

Ved at dividere  $Q_{maks}$  med  $m$  faas den nedenunder tegnede Kurve, der angiver den maksimale forskydende Kraft pr. Længdeenhed af Bjælken; da der ved Bestemmelsen af Jærnindlægget stadig er regnet med  $m = 0,872 h$  (den til Spændingerne  $\frac{50}{1200}$  svarende Værdi), er denne Værdi ogsaa brugt ved Divisionen, for at der kan blive fuld Overensstemmelse. Bjælken er derefter inddeelt i Analogi med Fig. 365 i Stykker paa  $0,9 \cdot 40,5 = 36,4 \sim 35 \text{ cm}$ , de paa-gældende Arealer er udmaalt, og Værdierne, der angiver den forskydende Kraft i Feltet i kg er indskrevet. Ved Division med  $960 (= 0,8 s_j)$  faas det nødvendige Bøjleareal, der er indført i efterfølgende Tabels næstnederste Linie.

Da der ingen Anledning er til at bryde Symmetrien om Bjælkens Længdeakse, bliver der Tale om at bøje enten 2 eller 4 Jærn op i Bjælkens fri Ende. Vi nøjes med 2, eftersom 4 gør de Bøjler, vi i alle Tilfælde vil sætte, overflødige og desuden tvinger det første Ophøjningspunkt nærmere ind til Lejet end ønskeligt.

I Felt 1 sættes 10 cm fra Muren 4 Bøjler  $20 \cdot 1,5 \text{ mm}$  ( $2,4 \text{ cm}^2$ ), og 2 Jærn bøjes op ( $1,77 \cdot 2 \cdot 3,14 = 11,1 \text{ cm}^2$ ). Der bliver da (se Tabellen) et Overskud paa  $3,6 \text{ cm}^2$ , der overføres til Nabofeltet. I Ophøjningspunktet sættes atter 4 Bøjler, der henregnes til Felt 2, saa Overskuddet i dette bliver  $1,7 \text{ cm}^2$ ; i de 4 følgende Felter sættes ligeledes 4 Bøjler. Dermed er vi naaede til Felt 6, hvor  $Q_{maks}$  skifter Fortegn, og vi begynder derefter ved Bjælkens anden Ende. Midt i Muren sættes 4 Bøjler  $30 \cdot 2 \text{ mm}$ , der henregnes til Felt 17; i de følgende Felter sættes ligeledes 4 Bøjler. Vi kunde ogsaa have holdt os til Dimensionen  $20 \cdot 1\frac{1}{2}$  og sat Grupperne dobbelt saa tæt, men da det viser sig, at vi i hele den øvrige Del af Bjælken kan gennemføre en konstant Gruppeafstand, foretrækker vi at skifte Bøjler. Skraajærnene i Felt 14 regner vi ikke virksomme, fordi de kun i ringe Grad naar ned i Bjælkens Trykzone; havde  $\tau_b$  været mindre end 5, vilde der ingen Fare have været for Brud i Bjælkekroppen, men kun i Støbeskellet, og her kunde vi da have regnet Skraajærnene virksomme, men i Overgangen mellem Felt 13 og 14 er  $\tau_b = 137,5 : 20 = 6,88$ , og der er følgelig Fare for Brud i Bjælkekroppen f. Eks. langs en vandret Linie udgaaende fra Konsollens Endepunkt og et saadant Brud kan Skraajærnene ikke hindre. Hidtil

<sup>1)</sup> Man kan godt indskrænke sig til at sammenstykke  $Q_{maks}$ -Kurven af de 4 punkterede Linier (eller rettere 3, da den for Egenvægt i bægge Fag er uden Betydning), men da Momentkurverne gælder for den absolut farligste Laststilling, er det naturligt at tegne  $Q_{maks}$ -Kurven under samme Forudsætning. Det er ikke helt rigtigt at tegne  $Q_{maks}$ -Kurven som en Parabel, naar Bjælken er kontinuert, thi det er den kun ved simpel Understøtning, men Fejlen er uden Betydning (se *Ostenfeld: Teknisk Statik II, 1913, S. 61*).

har Bøjlearealet svaret meget nær til det nødvendige Jærnareal, men i Felt 12 indføres der pludseligt et stort Overskud ved de to Skraajærn, og i de følgende Felter sættes derfor kun 2 Bøjler 20·1,5 mm. Vi ender i Felt 6 med et Overskud paa 2,2 cm<sup>2</sup>, der i Forbindelse med de 0,7 cm<sup>2</sup> Overskud i venstre Bjælkedel giver et samlet Overskud af 2,9 cm<sup>2</sup>.

Felt . . . . .	1	2	3	4	5	6	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6
Overskud fra Nabofelt . . . . .		3,6	1,7	0,5	0,0	0,1		1,1	1,6	1,9	1,9	1,4	12,4	9,2	6,7	4,8	3,5	2,8
1,77 × Ophøjet Jærn . . . . .	11,1											11,1						
Bøjler . . . . .	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Sum . . . . .	13,5	6,0	4,1	2,9	2,4	2,5	4,8	5,9	6,4	6,7	6,7	17,3	13,6	10,4	7,9	6,0	4,7	4,0
Nødvendigt Jærn . . . . .	9,9	4,3	3,6	2,9	2,3	1,8	3,7	4,3	4,5	4,8	5,3	5,0	4,4	3,7	3,1	2,5	1,9	1,8
Overskud . . . . .	3,6	1,7	0,5	0,0	0,1	0,7	1,1	1,6	1,9	1,9	1,4	12,3	9,2	6,7	4,8	3,5	2,8	2,2

**423,5.** Der staar tilbage at undersøge **Faren for Glidning** efter Reglerne i § 381. Forankringslængden for 20 mm Rj. er  $\frac{1200}{50} \cdot 2 = 24 \cdot 2 = 48$  cm. Ved Bjælkens venstre Ende er Afstanden fra Skraajærnenes Midte og ud 68 cm, mens Indstøbningslængden for de nedre Jærn er 79 cm regnet fra Ophøjningspunktet. Jærnene i Bjælkens Overside kan heller ikke glide, eftersom Enden af 5' ligger mer end 48 cm fra Enden af 6' og denne mer end 48 cm fra nærmeste Nedbøjningspunkt.

Endelig skal **Bjælkens Hoved undersøges for Forskydning**.  $b_0 \cdot \tau_b$  ses at blive størst i Bjælkens frie Ende, nemlig 167 kg, der indsat i Formel (277) giver:  $x' = \frac{1}{2 \cdot 10} \cdot 167 \cdot \frac{180 - 20}{180} = 7,42$  m, hvoraf Betonen tager 5, mens 2,42 skal tages af Pladens Jærn. Regner vi med denne Maksimalværdi for en hel Meter, kræves der af Jærn:  $\frac{2,42 \cdot 10 \cdot 100}{960} = 2,52$  cm<sup>2</sup> pr. m, mens der forefindes 7 Rj. 10 mm, altsaa 5,49 cm<sup>2</sup>.

**Eksempel 2: Delvis indspændt Bjælke.**

**424,0.** Af de i § 319 dimensionerede Bjælker fortsætter to sig over den ene Mur ind i Naborummet. Af Hensyn til en Transmissionsaksel langs Muren maa der ikke sættes Konsoller paa dem, og de maa heller ikke gøres bredere end de andre Bjælker, saa en Dimensionering efter Reglerne for kontinuerlige Bjælker er udelukket. Under disse Forhold maa vi indskrænke os til at skaffe en passende Sikkerhed mod Revner, og den opnaar vi ved at armere Tværnittet med den Jærnprocent, der svarer til de tilladelige Spændinger (se § 325, næstsidste Stykke). Det saaledes armerede Tværnit kan optage (§ 325) 1380 kg<sup>m</sup>, og vi har følgelig Lov til at formindske det positive Moment med  $\frac{1}{4} \cdot 1380 = 345$  kg<sup>m</sup>. Momentet midt i Faget reduceres da til 8000 - 345 = 7655 og det nødvendige Jærnareal til (se Side 173):  $29,45 \cdot \frac{26,9 \cdot 7655}{27 \cdot 8000} = 28,2$  cm<sup>2</sup>. De 6 Stkr. 25 mm Rj. i de andre Bjælker kan saaledes ikke formindskes til 5 Stkr., og da vi ikke vil skifte Jærndiameter for en saa ringe Besparelses Skyld, bibeholder vi samme Armering som i de andre Bjælker.

**Transversalkræfterne** bestemmes som om Bjælken var simpelt understøttet. Den bevægelige Last er 10900 og Egenvægten 504 kg, ialt 11400 kg, Leje-

trykkene altsaa 5700 kg. Største Forskydning bliver:  $\tau_b = \frac{5700}{20 \cdot 0,9 \cdot 27} = 11,7$ , altsaa mindre end 3  $\tau_b$ .

Den forskydende Kraft i en Bjælkehalvdel bliver:  $\frac{8000 \cdot 100}{0,9 \cdot 27} = 33000$  kg, til hvis Optagelse Jærnarealet  $33000 : 960 = 34,4$  cm<sup>2</sup> er nødvendigt.

Vi vil bøje Halvdelen af Jærnene op; 3 Rj. 25 mm har Arealet 14,73 cm<sup>2</sup> og virker altsaa som  $1,77 \cdot 14,73 = 26,1$  cm<sup>2</sup> Bøjler. Af Bøjler kræves der saaledes kun  $34,4 - 26,1 = 8,3$  cm<sup>2</sup>, og vi bruger derfor de spinkleste Bøjler: 20·1,5 mm, hvis Areal er 0,6 cm<sup>2</sup>; der kræves da  $8,3 : 0,6 = 13,8$  Bøjler. Nærmest Lejet maa Gruppeafstanden ikke overstige  $0,9 \cdot 27 = 24,2 \sim 20$  cm, og gennemfører vi denne Afstand, bliver der  $250 : 20 = 12,5$  Grupper i en Bjælkehalvdel, og gennemsnitlig skal hver Gruppe have Arealet  $13,8 : 12,5 = 1,1$  cm<sup>2</sup>, svarende til  $1,1 : 0,6 = 1,83$  Bøjler i hver Gruppe. Efter Reglen i § 413 bør der være et Bøjleareal:  $\frac{2,5 \cdot 20 \cdot 250}{960} = 13$  cm<sup>2</sup> svarende til  $1,83 \cdot \frac{13}{8,3} = 2,87$  Bøjle i hver Gruppe, vi vil derfor sætte 3 i hver Gruppe.

**424,1.** Bjælkehalvdelen inddeles nu (i Analogi med Fig. 366) i 6 lige store Stykker af Længde  $542 : 12 = 45,1$  cm (Fig. 371); i det inderste Felt kræves da:

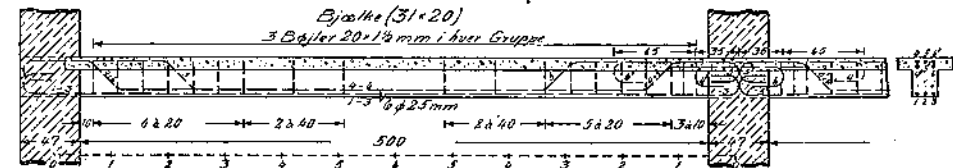


Fig. 371.

$34,4 : 6^2 = 0,955$  cm<sup>2</sup> Bøjler, for de andre Felter er det nødvendige Jærn indført i efterfølgende Tabel.

Vi sætter en Bøjlegruppe 10 cm fra Lejets Forside og inddeler derefter i Stykker paa 20 cm. I andet Inddelingspunkt bøjes 2 Jærn op, som medregnes til Felt 1. Vi springer derefter to Inddelingspunkter over (vi kunde ogsaa have nøjedes med eet), inden vi bøjer Jærn 5 op, idet vi paa den ene Side ikke vil have det alt for nær ved 4 og 6 og paa den anden Side ikke vil have det alt for langt fra Lejet, hvor Forskydningen er størst. Vi fortsætter derefter med Bøjler i alle Delingspunkterne, indtil vi nærmer os Midten; her springes nogle af Delingspunkterne over, for at Overskuddet af Bøjler ikke skal blive for stort.

Felt . . . . .	1	2	3	4	5	6
Overskud fra Nabofelt . . . . .		8,7	3,7	11,1	8,1	7,0
1,77 × Ophøjet Jærn . . . . .	17,4		8,7			
Bøjler . . . . .	1,8	3,6	5,4	1,8	1,8	1,8
Sum . . . . .	19,2	12,3	17,8	12,9	9,9	8,8
Nødvendigt Jærn . . . . .	10,5	8,6	6,7	4,8	2,9	1,0
Overskud . . . . .	8,7	3,7	11,1	8,1	7,0	7,8

**424,2. Ved Bjælkens Mellemanderstøtning** vil vi bøje Jærnene op saa tidligt som muligt for at beskytte Bjælken mod Revner i Oversiden, og Tabellen i § 421 viser, at Jærn 5 kan bøjes op i Afstanden  $0,296 \cdot 5,42 = 1,6$  m fra det teoretiske Lejepunkt og Jærn 4 og 6 i Afstanden  $0,147 \cdot 5,42 = 0,8$  m fra samme Punkt. Disse Værdier er paa den sikre Side, da der ikke er taget Hensyn til det negative Moment. Jærnene maa lægges i to Lag, ligesom i Bjælkens Underside; Jærn 5 og 4 føres op i øverste, Jærn 6 i underste Lag; af de tilsvarende





$x = \sqrt{2 \cdot 825 \cdot 1050} = 1,25 \text{ m}$ ; Længden fra Murens Forside bliver da  $125 + 12 = 137 \sim 140 \text{ cm}$ .

Den overragende Bjælkeendes Nyttelhøjde er  $32 - 2 - 0,7 = 29,3 \text{ cm}$ , altsaa hele den forskydende Kraft:  $\frac{M}{m} = \frac{82500}{0,9 \cdot 29,3} = 3130 \text{ kg}$  og det nødvendige Bøjleareal:  $3130 : 960 = 3,26 \text{ cm}^2$ . Da vi ikke ønsker at bruge løse Bøjler, der ved Støbningen kan blive skubbet ud til Overfladen og foranledige Rustpletter, samler vi Armeringen ved Hjælp af 7<sup>mm</sup> Ringbaand til et stift Skelet som vist i Fig. 373. Efter Reglerne for trykket Jærn (§ 311) maa Baandenes Afstand ikke overstige  $15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm}$  og heller ikke Bjælkens Bredde,  $20 \text{ cm}$ . Af Hensyn til Forskydningen maa Afstanden nærmest Lejet ikke overstige (se Formel 319 i § 403):  $e = \frac{0,77 \cdot 960 \cdot 0,9 \cdot 29,3}{1400} = 13,9 \text{ cm}$ , mens Afstanden 20 er tilladelig i det Punkt, hvor Transversalkraften er  $1400 \cdot \frac{13,9}{20} = 972 \text{ kg}$ , hvilket Punkt ligger i Afstanden  $112 \cdot \frac{872}{1300} = 75 \text{ cm}$  fra den frie Ende. Vi sætter da Ringbaandene med  $15 \text{ cm}$  Afstand, hvorved deres totale Tværnsnitsareal bliver:  $7 \cdot 2 \cdot 0,384 = 5,38 \text{ cm}^2$ , altsaa rigelig stort.

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

**Eksempel 5: Søjlefod.**

**427.** En kvadratisk Søjle med  $50 \text{ cm}$  Sidelinie hæver  $90^\circ$  og staar paa et Betonfundament, der taaler et Tryk af  $8 \text{ at}$ . Konstruer Søjlefoden.  $s_b = 50$ ,  $s_j = 1200$ ,  $t_b = t_{bj} = 5 \text{ at}$ .

Fodens Grundflade bliver  $90 \cdot 000 : 8 = 11 \cdot 300 \text{ cm}^2 \sim 107 \cdot 107 \text{ cm}^2$ . Fodens Fremspring bliver da  $28,5 \text{ cm}$ . Transversalkraften pr. lb. m af Snit  $a - b$  (Fig. 79) er:  $Q_{100} = 8 \cdot 28,5 \cdot 100 = 22 \cdot 800 \text{ kg}$ .

Det bøjende Moment i samme Snit bliver:  $M_{100} = 22 \cdot 800 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,285 = 3250 \text{ kgm}$ ;  $h = 0,345 \cdot \sqrt{3250} = 19,7 \text{ cm}$ ,  $f_{100} = 0,277 \cdot \sqrt{3250} = 15,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ , eller  $15,8 \cdot 1,07 = 16,9 \text{ cm}^2$  i alt.

Forskydningsspændingen i Snit  $a - b$  er  $\tau_b = \frac{22 \cdot 800}{100 \cdot 0,9 \cdot 19,7} = 12,9$ , altsaa

mindre end  $3t_b$ , og det ses let, at  $\tau_b$  i Snit  $x - x$  (Fig. 80) er mindre end i Snit  $a - b$ .

Vi armerer Foden med 11 Rj.  $14 \text{ mm}$  ( $16,93 \text{ cm}^2$ ) i hver Retning, hvorved den totale Højde bliver  $19,7 + 1,4 + 1 = 22,1 \sim 22 \text{ cm}$ . I Henhold til Formel (2) Side 20 skal Forankringslængden være  $60d$ , altsaa  $84 \text{ cm}$ , og Jærnet føres derfor rundt som Fig. 374 viser, hvorved vi samtidig opnaar at faa Jærnarealet til Optagelse af den lodrette Forskydning fordoblet. De smaa Hager, hvorved Jærnenes Ender er fremhævede paa Tegningen, udføres ikke i Virkeligheden.

Da  $\tau_b$  i Snit  $a - b$  ikke maa overstige 5, skal Jærnet optage en forskydende Kraft:  $(12,9 - 5) \cdot$

$107 \cdot 0,9 \cdot 19,7 = 15 \cdot 000 \text{ kg}$ , hvortil kræves  $15 \cdot 000 : 960 = 15,6 \text{ cm}^2$ ; der forefindes  $2 \cdot 16,93$ .

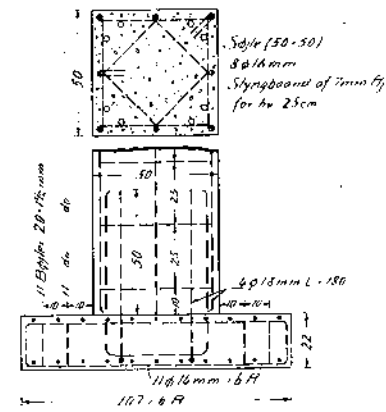


Fig. 374.

Det nødvendige Bøjleareal bestemmes af (317) og (318) i § 402.  $\tau_b - t_b = 7,9$ ,  $x = 28,5 \cdot \frac{7,9}{12,9} = 17,5 \text{ cm}$ ,  $\Sigma f_B = \frac{1}{3} \cdot 7,9 \cdot 17,5 \cdot 107 = 7,71 \text{ cm}^2$ . Hertil svarer 13 Bøjler  $20 \cdot 1\frac{1}{2} \text{ mm}$ ; vi sætter 22, to om hvert Jærn. Fig. 374 viser Arbejdstegningen.

Søjlen er forudsat armeret med 8 Rj.  $18 \text{ mm}$ , og der indstøbes derfor 4 Bøjler af denne Dimension i Søjlefoden. Stødlængden kan bestemmes paa følgende Maade. Til  $s_b = 50$  ved Bøjning svarer  $s_b = 40$  ved centrall Tryk; Søjlespændingen kan da højst være  $0,9 \cdot 40 = 36 \text{ at}$  (§ 144) og Jærnsplændingen  $15 \cdot 36 = 540 \text{ at}$ , hvorefter Formel (2) i § 33 giver Stødlængden:  $\frac{1,8 \cdot 540}{4 \cdot 5} = 48,6 \sim 50 \text{ cm}$ .

**428.** Hvis Betonen ikke maa regnes at samvirke med Jærnet overfor Forskydning, skal der i Snit  $a - b$  være Jærn nok til at optage hele Transversalkraften, og Jærnarealet maa da forøges meget betydeligt. I de 4 Snit  $x - x$  (Fig. 80) er  $\tau_b$  tilnærmelsesvis:  $12,9 \cdot \frac{6,5}{28,5} = 2,94$ , saa her er Betonen tilstrækkelig. Er det af Betydning at holde Søjlefoden lav, vil man foretage den nævnte Forøgelse af Jærnet, men det vil være billigere at gøre Søjlefoden saa høj, at  $\tau_b$  bliver lig 5, idet man saa reducerer Jærnindlægget tilsvarende og sparer Bøjlerne. Der er noget umiddelbart tiltalende ved at faa mange Jærn ind under selve Søjlen, og Jærnene kan godt lægges tættere der end udenfor. Undertiden føres alle Jærnene gennem Søjlen, idet man lægger en Del af dem diagonalt, men der bliver da 4 Lag. En tilsvarende Ordning bruges ofte, naar Søjlefoden hviler paa Pæle, idet man da fortrinnsvis samler Jærnene i Bundter, der hviler paa Pælene og gennemkrydser Søjlen (§ 161).

**e. Mörschs Gitterteori.**

**429.** Mörsch har udarbejdet en Teori, ifølge hvilken Bjælken nærmest Lejet betragtes som en Gitterdrager, hvis trykkede Diagonaler dannes af Betonen. Er der kun Bøjler i Bjælken, betragtes disse som strakte Vertikaler, hvilket er udførligere omtalt i § 410.

Er der kun Skraajærn i Bjælken, betragtes disse som strakte Diagonaler (Fig. 375). Kræf-

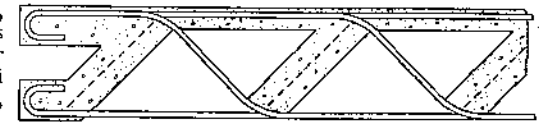


Fig. 375.

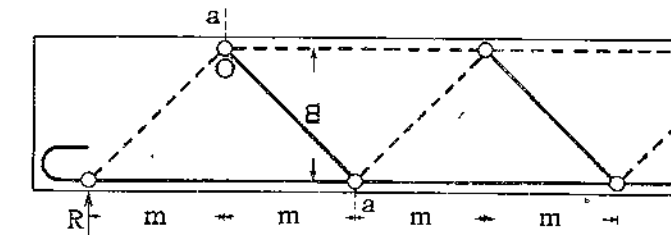


Fig. 376.

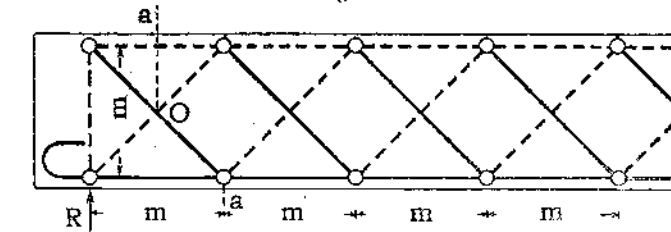


Fig. 377.

terne i Skraajærnene og i de lige Jærn kan da bestemmes efter de for Gitterdragere gældende Regler. Eftersom Skraajærnene ligger i en større eller mindre indbyrdes Afstand, skelnes der mellem enkelt Gitter (Fig. 376) og dobbelt Gitter (Fig. 377). Ved Bestemmelsen af  $\tau_{ij}$  er man paa den sikre Side ved at regne med Lejereaktionen R som Transversalkraft i hele det første Fag. Den Lejet nærmeste Revne forudsættes at ligge i Fodens 2. Knudepunkt; i Snit  $a - a$  vil derfor Jærnet være alene om at overføre Trækraften T i Foden, og tages Momenterne af de ydre og indre Kræfter m. H. t. Punkterne O, faas:

for det enkle Gitter (Fig. 376):

$$R \cdot m = T \cdot m, \text{ altsaa } T = R,$$

for det dobbelte Gitter (Fig. 377):

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

idet  $C = T$ .

Ved at regne Adhæsionen jævnt fordelt over Faglængden finder Mörsch endelig, idet Jærnens samlede Omkreds er  $o$  cm:

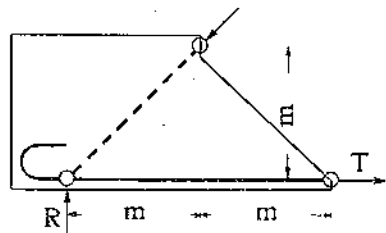


Fig. 378.

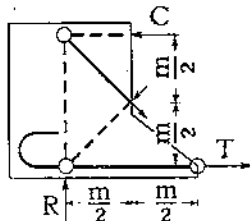


Fig. 379.

for det enkle Gitter:

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

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

for det dobbelte Gitter:

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

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

$\tau_{bj}$  bliver saaledes ens i begge Tilfælde, men kun halvt saa stor som efter (286).

430. Forudsætningen om den yderste Revnes Beliggenhed er imidlertid ganske vilkaarlig. Revnens Afstand fra Lejet kan ikke være større i det enkle end i det dobbelte System, og ligger den i begge Tilfælde i Afstanden  $m$  fra Lejet, forbliver  $T$  uforandret, saa at  $\tau_{bj}$  i det enkle System fordobles. Iøvrigt er Forudsætningen om Adhæsionsspændinger i det første Fag et Brud med Gitterprincippet; Forankringslængden bør regnes fra Forsiden af den trykkede Diagonal (Fig. 375), ellers indfører man paany de Forskydningsspændinger i Betonen, som det er Gitterteoriens Formaal at bortskaffe. Se iøvrigt § 410-11.

### F. Bygningsdele paavirkede til Vridning.

431. En Bjælke som Fig. 380 vil, naar Pladen belastes, og Bjælkens Ender ikke kan dreje sig, blive paavirket til Vridning. Det Dimensioneringsproblem, som derved opstaar, omgaar man undertiden ved at tænke sig Bjælken delt i to, af hvilke den ene bøjes op, den anden ned under Paavirkning af Pladens Reaktion. Eller man tænker sig Bjælken delt i fire (Fig. 381), to med Højde  $a$  og to med Højde  $b$ , og paavirkede af

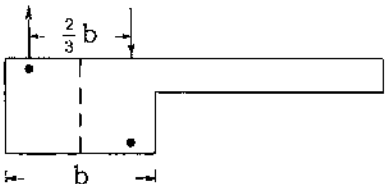


Fig. 380.

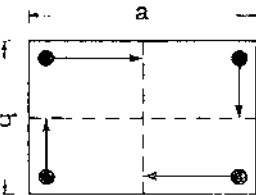


Fig. 381.

Kræfter, hvis Størrelse er proportionale med Højderne, og som danner to Kraftpar, der tilsammen er lig med det vridende Moment. I Virkeligheden er Bjælken dog paavirket paa en væsentlig anden Maade, end disse Dimensioneringsmetoder forudsætter.

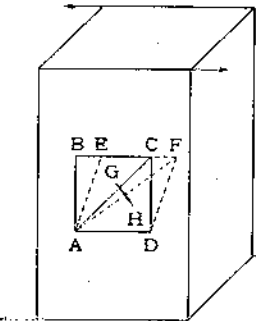


Fig. 382.

432. Fig. 382 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 AEFD (Formforandringen er vist stærkt overdrevet, og der er set bort fra, at de oprindelig plane Tværnit hvælver sig). Diagonalen AC forlænges derved til AF, og Forlængelsen pr. Længdeenhed bliver:  $\epsilon = (AF - AC) : AC$ . Da Forlængelsen i Diagonalens Retning er større end i nogen anden Retning, maa Legemet revne efter Linien GH  $\circ$ : under  $45^\circ$  med Legemets Akse, da  $\angle CAF$  i Virkeligheden er forsvindende lille. Forsøg bekræfter dette. Saaledes viser Fig. 383 og 384 et overvredet, rektangulært Beton-

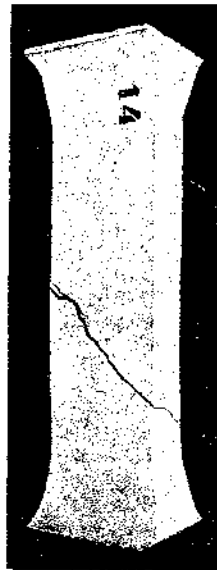


Fig. 383<sup>1)</sup>

prisme uden Armering, og Fig. 385 en overvredet Cylinder.

433. Forskydningsspændingen vokser fra Legemets Akse og ud efter 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 optraeder i de Overfladepunkter, der ligger Aksens nærmest, altsaa, naar Tværnittet er rektangulært, midt i den bredeste Sideflade.

Ad teoretisk Vej findes den absolut største Forskydningsspænding at være, idet  $M$  er det vridende Moment:

<sup>1)</sup> D. A. f. E., Heft 16, S. 17.

For kvadratisk Tværnit med Sidelinie  $a$ :

$$\tau = 4,79 \frac{M}{a^3}. \quad (325)$$

For rektangulært Tværnit med Sidelinier  $a$  og  $b$  ( $a > b$ ):

$$\tau = \left( 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{a}{b}} \right) \cdot \frac{M}{b^2 a}. \quad (326)$$

For cirkulært Tværnit med Diameter  $d$ :

$$\tau = \frac{16}{\pi} \frac{M}{d^3}. \quad (327)$$

For cirkelringformigt Tværnit med Diametre  $d_u$  og  $d_i$ :

$$\tau = \frac{16}{\pi} \frac{M \cdot d_u}{d_u^4 - d_i^4}. \quad (328)$$



Fig. 384<sup>1)</sup>.



Fig. 385<sup>2)</sup>.

Brudværdien af  $\tau$  bestemt af disse Formler kaldes Vridningsstyrken  $S^v$ . For uarmeret Beton fandt Bach og Graf:

$$\text{Kvadratisk Tværnit: } S^v = 1,63 S^t = 0,12 S^c. \quad (329)$$

$$\text{Rektangulært } \circ : S^v = 1,75 S^t = 0,13 S^c \left( \frac{a}{b} = 2 \right). \quad (330)$$

$$\text{Cirkulært } \circ : S^v = 1,38 S^t = 0,10 S^c. \quad (331)$$

$$\text{Cirkelringformigt } \circ : S^v = 0,92 S^t = 0,07 S^c \left( \frac{d_u}{d_i} = 1,6 \right). \quad (332)$$

At  $S^v$  varierer med Tværsnitsformen beror, i alt Fald for en Del, paa, at Formlerne forudsætter Elasticitetskoefficienten konstant, mens den i Virkeligheden aftager med voksende Spænding.  $S^c$  bestemtes ved 30 cm Tærninger.

Den tilladelige Forskydningsspænding ved Vridning,  $l_b^v$ , kan sættes lig den tilladelige Forskydningsspænding ved Bøjning,  $l_b$ , multipliceret med Faktoren til  $S^t$  i Formlerne ovenfor, altsaa for kvadratisk Tværnit:  $l_b^v = 1,63 l_b$ . Bliver Spændingen større, maa Legemet armeres. Af Hensyn til Revnedannelse maa Spændingen dog aldrig overstige  $3 l_b^v$  (§ 396).

434. En Armering mod Vridning foretages ved Hjælp af Længdejærn, der indlægges ganske som i en Søjle, men maa være forsynede med Kroge. Her som der har Længdejærnene imidlertid kun ganske ringe Virkning, naar de ikke understøttes af en Tværarmering.

Ved at lægge Bøjlerne (7 mm Rj.) som i Søjler med en indbyrdes Afstand lig  $\frac{1}{3}$  af Sidelinien fandt Bach og Graf, at Armeringen forøgede Revnemomentet med 16% og Brudmomentet med 53%, mens de ved at lægge det 7 mm Rundjærn som en Bevikling under  $45^\circ$  Stigning fandt Forøgelserne 51% og 134%. Ganske vist var der i første Tilfælde en Mangel ved Bøjlerne, saa de aabnede sig under Forsøget, men det er umiddelbart indlysende, at Armeringens Virkning bliver størst, naar den krydser Revnerne under en ret Vinkel. Fig. 386 viser Armeringen i et Prisme efter Brud. Fig. 387 viser samme Prismes Brudscende, inden det dækkende Betonlag blev fjernet.

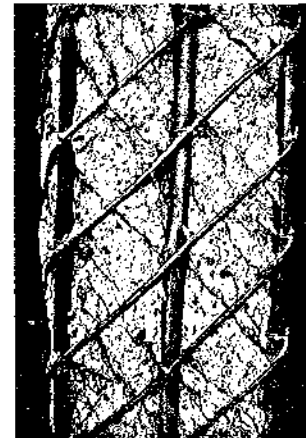


Fig. 386<sup>2)</sup>.

Det nødvendige Areal af Beviklingsjærnene kan findes paa følgende Maade<sup>2)</sup>. Det vridende Moment kan opløses i to Kraftpar (Fig. 388):

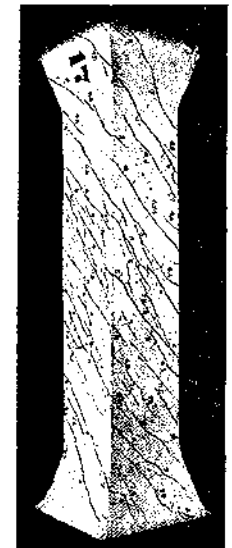


Fig. 387<sup>2)</sup>.

<sup>1)</sup> D. A. f. E., Heft 16, S. 17 og 18. <sup>2)</sup> D. A. f. E., Heft 16, S. 33 og 31. <sup>3)</sup> Hager; Theoric des Eisenbetons, S. 214.

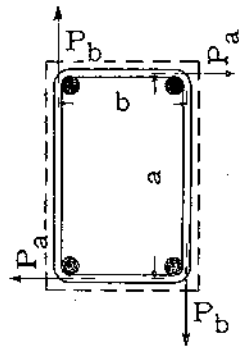


Fig. 388.

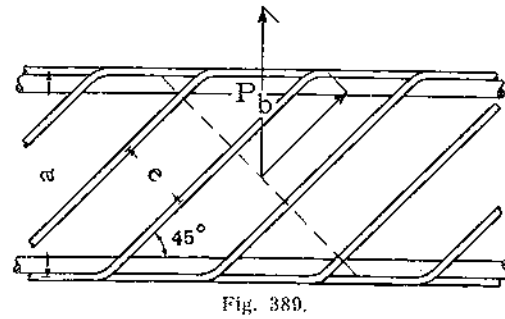


Fig. 389.

$$M = P_a \cdot a + P_b \cdot b. \quad (333)$$

De fire Kræfter kan hver især opføres i to Komposanter dannende 45° med Prismets Akse, som vist i Fig. 389 for P<sub>b</sub>. De Jærn, der skæres af det under 45° førte Snit, skal optage Komposanten P<sub>b</sub> : √2. Er Vindingernes Afstand e, er der til Optagelse af Kraftene P<sub>b</sub> : √2 et Antal Jærn

a | 2 : e, hvert med Arealet f. Forudsættes Spændingen ens i alle Jærnene, hvilket er tilnærmelsesvis rigtigt i Brudøjeblikket, naar Flydegrænsen er overskredet, findes:

$$\frac{a \cdot \sqrt{2}}{e} \cdot f \cdot \sigma_j = \frac{P_b}{\sqrt{2}} \quad \text{og} \quad \frac{b \cdot \sqrt{2}}{e} \cdot f \cdot \sigma_j = \frac{P_a}{\sqrt{2}} \quad (334)$$

der kombinerede med (333) giver:

$$M = \frac{2 \cdot a \cdot b}{e} \cdot f \cdot \sigma_j + \frac{2 \cdot a \cdot b}{e} \cdot f \cdot \sigma_j = 4 \cdot \frac{a \cdot b}{e} \cdot f \cdot \sigma_j \quad \text{eller:} \quad \sigma_j = \frac{M \cdot e}{4 \cdot a \cdot b \cdot f} \quad (335-36)$$

Anvendt paa Bach og Grafs Forsøg giver denne Formel ved Indsættelse af Brudmomentet en Spænding, der kun er 37% af Jærnets Flydegrænse. Skal Sikkerhedsgraden være den samme som ved andre Konstruktioner, bør man derfor ved Dimensionering indføre Korrektionsfaktoren 1 : 0,87 - 1,15 og skrive:

$$f = 1,15 \cdot \frac{e \cdot M}{4 \cdot a \cdot b \cdot \sigma_j} \quad (337)$$

## G. Bygningsdele paavirkede af en ekscentrisk Normalkraft.

### 1. Spændingsbestemmelse.

#### a. Den neutrale Akse falder udenfor Tværsnittet.

435. Naar et homogent Tværsnit er paavirket af en Normalkraft N<sup>us</sup> virkende i Afstanden e<sup>em</sup> fra Tværsnittets Tyngdepunkt, bliver Randspændingerne som bekendt:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad (338)$$

hvor F er Tværsnittets Areal og W dets Modstandsmoment. Trykkrafter og Trykspændinger regnes positive, Trækkrafter og Trækspændinger negative. Samme Formel kan bruges for Jærnbetontværsnit, forudsat at Randspændingerne har ens Fortegn, altsaa enten er Trykspændinger eller Trækspændinger. Har Randspændingerne modsat Fortegn, kan Formelen kun bruges, saalænge Betonen ikke er revnet.

I Fig. 390 er vist et Tværsnit med usymmetrisk Armering. Den stærkest paavirkede Armering er betegnet med f<sup>c</sup>, den svagest paavirkede med f. Tyngdepunktlinien (om man tør bruge dette Udtryk, naar Jærnets Vægt skal regnes lig 15 Gange Betonens), gaar ikke gennem Tværsnittets Midte, men ligger nærmere ved den kraftigste Armering. I

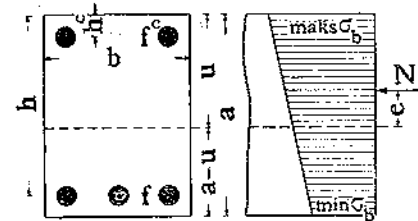


Fig. 390.

Figuren er f<sup>c</sup> forudsat mindre end f, altsaa u større end 1/2 a; er Forholdet omvendt, bliver u mindre end 1/2 a, men Formlerne nedenfor vedbliver at gælde. Naar vi som sædvanlig omformer Jærnet til Beton, faas:

$$F = F_b + n \cdot (f + f^c), \quad (339)$$

og kaldes det saaledes omformede Tværsnits Inertimoment for I, ændres (338) til:

$$\text{maks } \sigma_b = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot u, \quad \text{min } \sigma_b = \frac{N}{F} - \frac{N \cdot e}{I} \cdot (a - u), \quad (340) \quad (341)$$

hvor maks σ<sub>b</sub> betyder den numerisk største Spænding, min σ<sub>b</sub> den numerisk mindste Spænding.

436. Ved et Tværsnits Kærneradius forstaaes som bekendt den Værdi af Ekscentriciteten e, der uden Hensyn til N's Størrelse gør den mindste Randspænding til Nul (Fig. 391). Den findes af (341) ved at sætte min σ<sub>b</sub> = 0 og bliver:

$$k = \frac{I}{F \cdot (a - u)}, \quad (342)$$

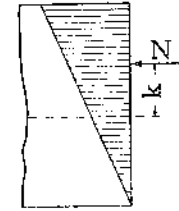


Fig. 391.

hvor u er Afstanden fra Tyngdepunktlinien til den stærkest trykkede Kant.

437. For et rektangulært Tværsnit er

$$F = a \cdot b + n \cdot (f + f^c), \quad u = \frac{1}{2} \cdot b \cdot a^2 + \frac{n \cdot f^c \cdot h^2 + n \cdot f \cdot h}{F}, \quad (343) \quad (344)$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot [u^3 + (a - u)^3] + n \cdot f^c \cdot (u - h)^2 + n \cdot f \cdot (h - u)^2. \quad (345)$$

Er begge Jærndlæg ens, reduceres Ligningerne til:

$$F = a \cdot b + 2 \cdot n \cdot f, \quad u = \frac{a}{2}, \quad I = \frac{b \cdot a^3}{12} + 2 \cdot n \cdot f \cdot \left( h - \frac{a}{2} \right)^2. \quad (346-48)$$

For et T-formet Tværsnit (Fig. 292, S. 184) findes:

$$F = a \cdot b_0 + (b - b_0) \cdot c + n \cdot (f + f^c). \quad (349)$$

u er lig a paa Fig. 292, altsaa:

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot b_0 \cdot a^2 + \frac{1}{2} \cdot (b - b_0) \cdot c^2 + n \cdot f \cdot h + n \cdot f^c \cdot h^c}{a \cdot b_0 + (b - b_0) \cdot c + n \cdot (f + f^c)}, \quad (350)$$

$$I = \frac{b_0}{3} \cdot (u^3 + (a - u)^3) + \frac{b - b_0}{3} \cdot (u^3 - (u - c)^3) + n \cdot f \cdot (h - u)^2 + n \cdot f^c \cdot (u - h^c)^2. \quad (351)$$

For et regulært, ottokantet Tværsnit (Fig. 392) med 8 ens Jærn, hvert med Arealet f, findes:

$$F = 4,83 \cdot b^2 + 8 \cdot n \cdot f, \quad (352)$$

$$u = \frac{a}{2}, \quad (353)$$

$$I = 0,541 \cdot b^4 + 4n \cdot f \cdot \left[ \left( h - \frac{a}{2} \right)^2 + \left( \frac{b}{2} - 0,414(a - h) \right)^2 \right] \quad (354)$$

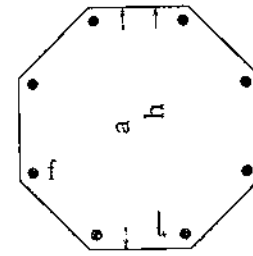


Fig. 392.

438. Hvis N er en Trækkraft, skal den indføres med negativt Fortegn i Ligningerne (340)–(341). Forudsættes desuden, at Betonen er revnet, ændres de til:

$$\text{maks } \sigma_j = -\frac{N}{F} - \frac{N \cdot e}{I} \cdot (u - h^c), \quad \text{min } \sigma_j = -\frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{I} \cdot (h - u), \quad (355) \quad (356)$$

hvor h<sup>c</sup> er det stærkest paavirkede Jærndlægs Aftand fra nærmeste Rand. I (339) og de paafølgende Udtryk for F, u og I skal sættes n = 1, og de Led, der refererer sig til Betonen, skal stryges, saa at kun de Led, der indeholder f eller f<sup>c</sup>, bibeholdes.

#### b. Den neutrale Akse falder indenfor Tværsnittet.

439. Hvis man ved Brug af Formlerne (340) og (341) finder, at Randspændingerne har forskelligt Fortegn, kan Formlerne endnu benyttes, saalænge

Trækspændingen ikke overskrider  $\div 5$  à  $\div 10^{at}$  (forudsat der er Jærn til at optage Trækket), men ved større Spændinger maa man gaa ud fra, at Betonen er revnet, og Formlerne gælder da ikke mere.

I dette Tilfælde kan man heller ikke addere de Spændinger, der findes af de almindelige Bøjningsformler (99) og (100) Side 104 (eller de analoge for dobbelt Armering) og de Spændinger, der faas ved at dividere Normalkraften med hele Tværnsnittet, thi i saa Fald forudsætter man, at Betonen omkring det strakte Jærn er trykket. Der maa derfor opstilles nye Formler for det Tilfælde, at den neutrale Akse falder indenfor Tværnsnittet (Fig. 393).

440. Ved Udledelsen af disse Formler kan man beregne det bøjende Moment m. H. t. Tværnsnittets Midtlinie, og denne Fremgangsmaade bruges endnu i de fleste Lærebøger, men Forholdene bliver simplere, naar Momentet beregnes m. H. t. det strakte Jærns Tyngdepunktsakse, og det vil vi derfor gøre her<sup>2)</sup>.

Efter at  $M$  og  $N$  er bestemt paa sædvanlig Maade i Forhold til Tværnsnittets Midtlinie, beregnes Normalkraftens Ekscentricitet saavel i Forhold til Midtlinien ( $e = M : N$ ) som i Forhold til Jærntværnsnittets Tyngdepunkt ( $e_j$ ) (se Fig. 393).

Er  $N$  en Trykkraft, indføres den med positivt Fortegn, og  $e_j$  er dens Afstand fra det strakte (eventuelt mindst trykkede) Jærn; er  $N$  en Trækraft (§ 446 og 449), indføres den med negativt Fortegn, og  $e_j$  er dens Afstand fra det strakte (eventuelt mest strakte) Jærn.

#### α. Rektangulært Tværnsnit med enkelt Armering.

441. Fig. 393 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 (se S. 157):

$$\sigma_j = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x} \quad \text{og} \quad \sigma_j^c = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x-h^c}{x} \quad (357) (358)$$

For et Tværnsnit uden Trykarmering, som vi først vil behandle, faas:

$$N = C - T = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b - f \cdot \sigma_j = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b - f \cdot n \sigma_b \cdot \frac{h-x}{x}$$

$$Nx = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x^2 \cdot b - nf \cdot \sigma_b \cdot h + nf \cdot \sigma_b \cdot x, \quad \left(\frac{x}{h}\right)^2 + 2 \cdot \frac{x}{h} \cdot \left(\frac{nf}{bh} - \frac{N}{bh \cdot \sigma_b}\right) - \frac{2nf}{bh} = 0,$$

og ved Indførelse af først  $\beta = \frac{x}{h}$  og dernæst  $\varphi = \frac{100f}{bh}$ :

$$\beta^2 + \frac{2}{bh} \cdot \beta \cdot \left(nf - \frac{N}{\sigma_b}\right) - \frac{2nf}{bh} = 0 \quad \text{og} \quad \beta^2 + 2\beta \cdot \left(\frac{n\varphi}{100} - \frac{N}{bh \cdot \sigma_b}\right) - \frac{2n\varphi}{100} = 0. \quad (359) (360)$$

<sup>1)</sup> De schweiziske Statsbaner tillader (1915) for Jærnbanchroer  $\div 8^{at}$ , for Vejbroer, Fodgængerbroer og Landingsanlæg  $\div 9^{at}$ , for Husbygningskonstruktioner  $\div 10^{at}$  (B. u. E. 1916, S. 63). De tyske Bestemmelser (1915) tillader  $\div 5^{at}$ .

<sup>2)</sup> Se Docent Frandsens Afhandling i Ing. 1913, S. 297.

Betingelsen for, at Normalkraftens Moment m. H. t. Jærnarealets Tyngdepunkt er lig Spændingernes Moment m. H. t. samme Punkt, bliver:

$$N \cdot e_j = C \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right) = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot x \cdot b \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right) = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot \beta h \cdot b \cdot \left(h - \frac{\beta h}{3}\right) \\ N \cdot e_j = \sigma_b \cdot bh^2 \cdot \frac{1}{6} \beta (3 - \beta). \quad (361)$$

Størrelsen  $bh^2 \cdot \frac{1}{6} \beta (3 - \beta)$  har ganske samme Form som Udtrykket (132) (Side 115) for  $W_b$ , men det  $\beta$ , der indgaar i (132), er bestemt alene af  $\varphi$ , mens det  $\beta$ , der indgaar i (361), ogsaa afhænger af Kraftens Ekscentricitet. Sættes som tidligere:

$$\mu = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta), \quad \text{faas:} \quad \sigma_b = \frac{N \cdot e_j}{\mu \cdot b \cdot h^2}, \quad (362) (363)$$

der, indført i (360), giver:

$$\beta^2 + 2 \cdot \beta \cdot \left(\frac{n \cdot \varphi}{100} - \frac{\mu \cdot h}{e_j}\right) - \frac{2 \cdot n \cdot \varphi}{100} = 0. \quad (364)$$

442. Ved i (364) at indsætte (362) faas en tredje Grads Ligning til Bestemmelse af  $\beta$ :

$$\beta^3 + 3 \cdot \left(\frac{e_j}{h} - 1\right) \cdot \beta^2 + 6 \cdot \frac{n\varphi}{100} \cdot \frac{e_j}{h} \cdot \beta - 6 \cdot \frac{n\varphi}{100} \cdot \frac{e_j}{h} = 0. \quad (365)$$

Som man ser, varierer den neutrale Akses Beliggenhed med  $e_j$ , altsaa med Normalkraftens Ekscentricitet, mens den ved ren Bøjning var uafhængig af de virkende Kræfter.

$\beta$  kan findes af (365), men nemmere af (364). Man begynder med at løse denne Ligning for en skønnet Værdi af  $\mu$  (f. Eks.  $\mu = 0,2$ ); af det fundne  $\beta$  bestemmes ved Hjælp af Tabellen Side 111 den tilsvarende Værdi af  $\mu$ , der indføres i (364), og saaledes fortsættes, indtil den fundne Værdi af  $\beta$  er i Overensstemmelse med den indsatte Værdi af  $\mu$ . Derefter bestemmes  $\sigma_b$  af (363) og  $\sigma_j$  af (357).

443. Eksempel. Det i Fig. 407 (§ 464) viste Buetværnsnit med  $21,7^{cm}$  Jærn og  $b = 61,3^{cm}$  er paavirket af Midtpunktsmomentet  $M = 3\,440\,000^{kg\,cm}$  og Normalkraften  $N = 30\,000^{kg}$ . Bestem Spændingerne.

$$\varphi = \frac{21,7 \cdot 100}{112,5 \cdot 61,3} = 0,315 \%, \quad e = \frac{M}{N} = \frac{3\,440\,000}{30\,000} = 114,5^{cm}, \quad e_j = 114,5 + 55 = 169,5^{cm}.$$

Ved Indsættelse i (364) faas:

$$\beta^3 + 2\beta \cdot (0,0472 - 0,6637\mu) - 0,0944 = 0.$$

Naar der i denne Ligning

indføres $\mu = 0,218$	0,181	0,169	0,166	0,165	0,164
findes $\beta = 0,420$	0,389	0,379	0,377	0,376	

Værdien  $\mu = 0,218$  er valgt i Flæng, hvorefter Ligningen giver  $\beta = 0,420$ , som i Henhold til Tabellen svarer til  $\mu = 0,181$ , der indsat i Ligningen giver  $\beta = 0,389$  o. s. v.; tilsidst giver Ligningen  $\beta = 0,376$ , der i Henhold til Tabellen svarer til  $\mu = 0,164$ , der er saa nær ved den indførte Værdi, at der ingen Grund er til at fortsætte. Den neutrale Akse ligger altsaa i Afstanden  $x = 0,376 \cdot 112,5 = 42,3^{cm}$  fra Tværnsnittets trykkede Kant. Af (363) findes:

$$\sigma_b = \frac{30\,000 \cdot 169,5}{0,164 \cdot 61,3 \cdot 112,5^2} = 39,8^{at} \quad \text{og af (357):} \quad \sigma_j = 15 \cdot 39,8 \cdot \frac{70,2}{42,3} = 991^{at}.$$

<sup>1)</sup> Denne Formel med  $n = 15$  stemmer godt med de lagttagelser, man har gjort m. H. t. den neutrale Akses Beliggenhed (Mitt. ä. F., Heft 166-69, S. 128).

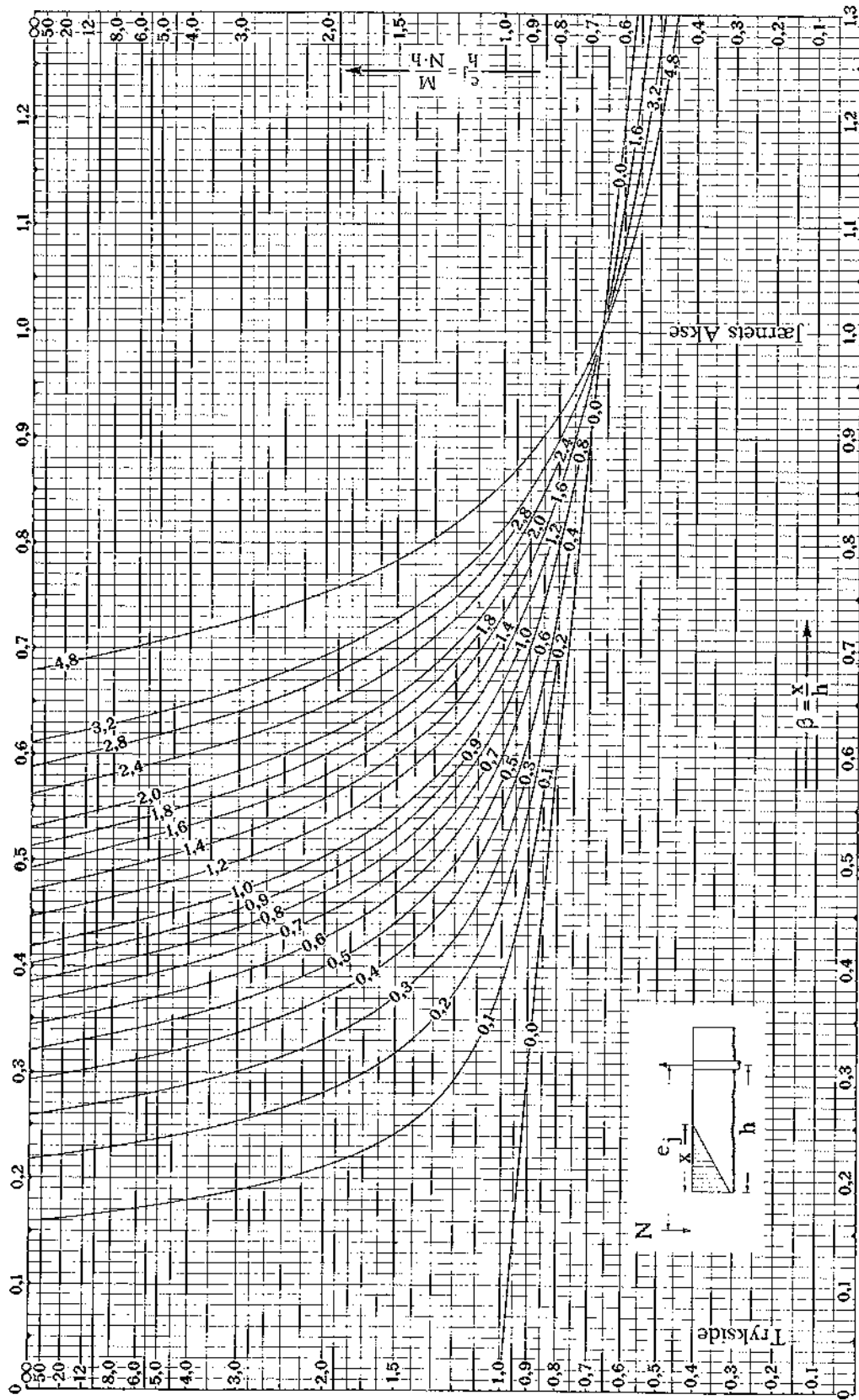


Fig. 394. Trykkraft.  $f^c = 0$ .  $n = 15$ .

444. Den besværlige Løsning af (364) kan undgaas ved een Gang for alle at beregne sammenhørende Værdier af  $e_j : h$ ,  $\beta$  og  $\varphi$ , og fremstille dem grafisk som gjort i Fig. 394 for  $n = 15$ . Af (364) findes:

$$\frac{e_j}{h} = \frac{2\mu}{\beta - \frac{2n\varphi}{100} \left( \frac{1}{\beta} - 1 \right)}, \tag{366}$$

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  $\mu$  taget fra Tabellen Side 111 faas 14 Ligninger mellem  $e_j : h$  og  $\varphi$ , og i hver af disse Ligninger indsættes efterhaanden  $\varphi = 0,1 - 0,2 - 0,3$  o. s. v.

I Figuren er  $\beta$  afsat som Abscisse og  $e_j : h$  som Ordinat; gennem de for en given Værdi af  $\varphi$  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 den neutrale Akse har denne Beliggenhed ved ren Bøjning. Naar Normalkraften fra det uendelig fjerne Punkt nærmer sig til Jærnet, bevæger den neutrale Akse sig i samme Retning, og naar Normalkraften er naaet til Afstanden  $0,667h$  fra Jærnaksen, ligger den neutrale Akse i denne (Fig. 402). Naar Normalkraften bevæger sig videre, gør den neutrale Akse det samme, og Kurverne er tegnede helt ud til

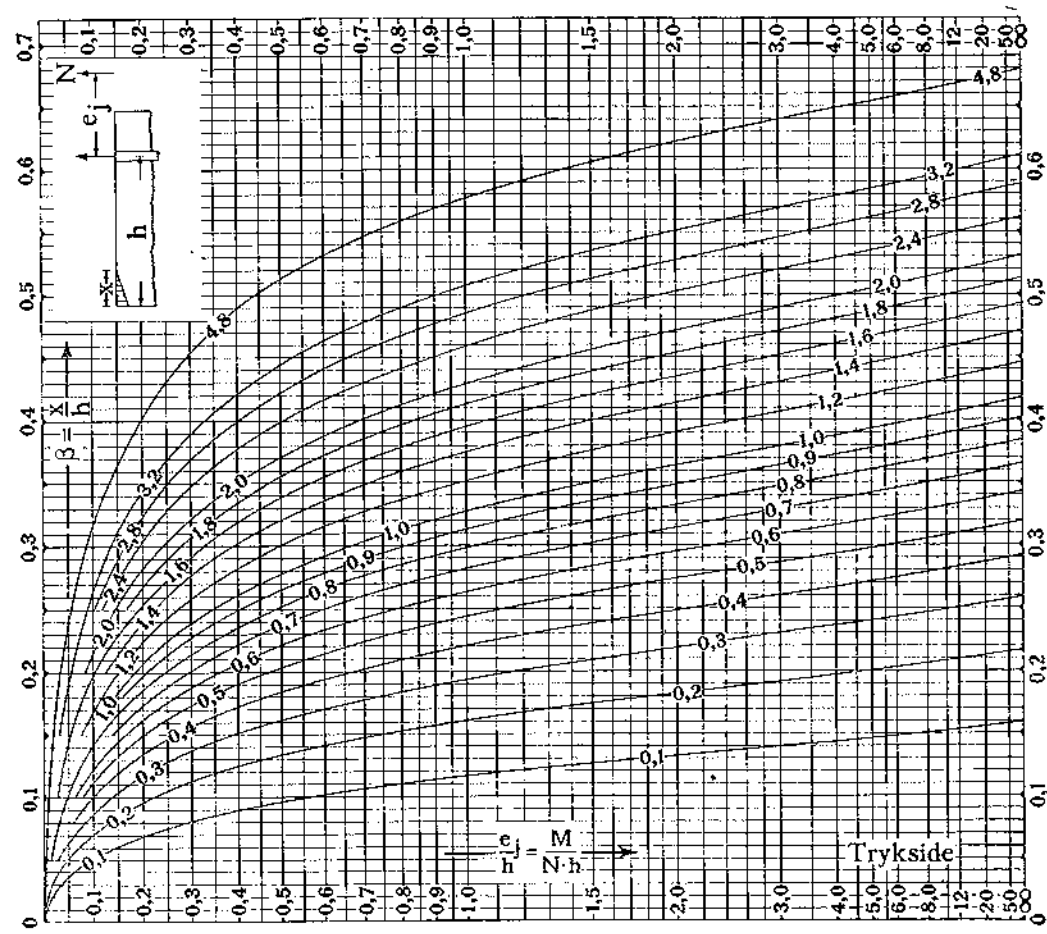


Fig. 396. Trækraft.  $f^c = 0$ .  $n = 15$ .



$x = 1,3h$ , saa at de kan bruges, selv om det dækkende Betonlag er meget tykt, men de har kun Gyldighed ud til Tværsnittets Kant; naar Grænsestillingen (Fig. 391) overskrides, bestemmes Spændingerne af (340) og (341).

For  $e_j = \frac{2}{3}h$  (Fig. 402) skærer alle Kurverne hverandre i Punktet  $x = h$ ,

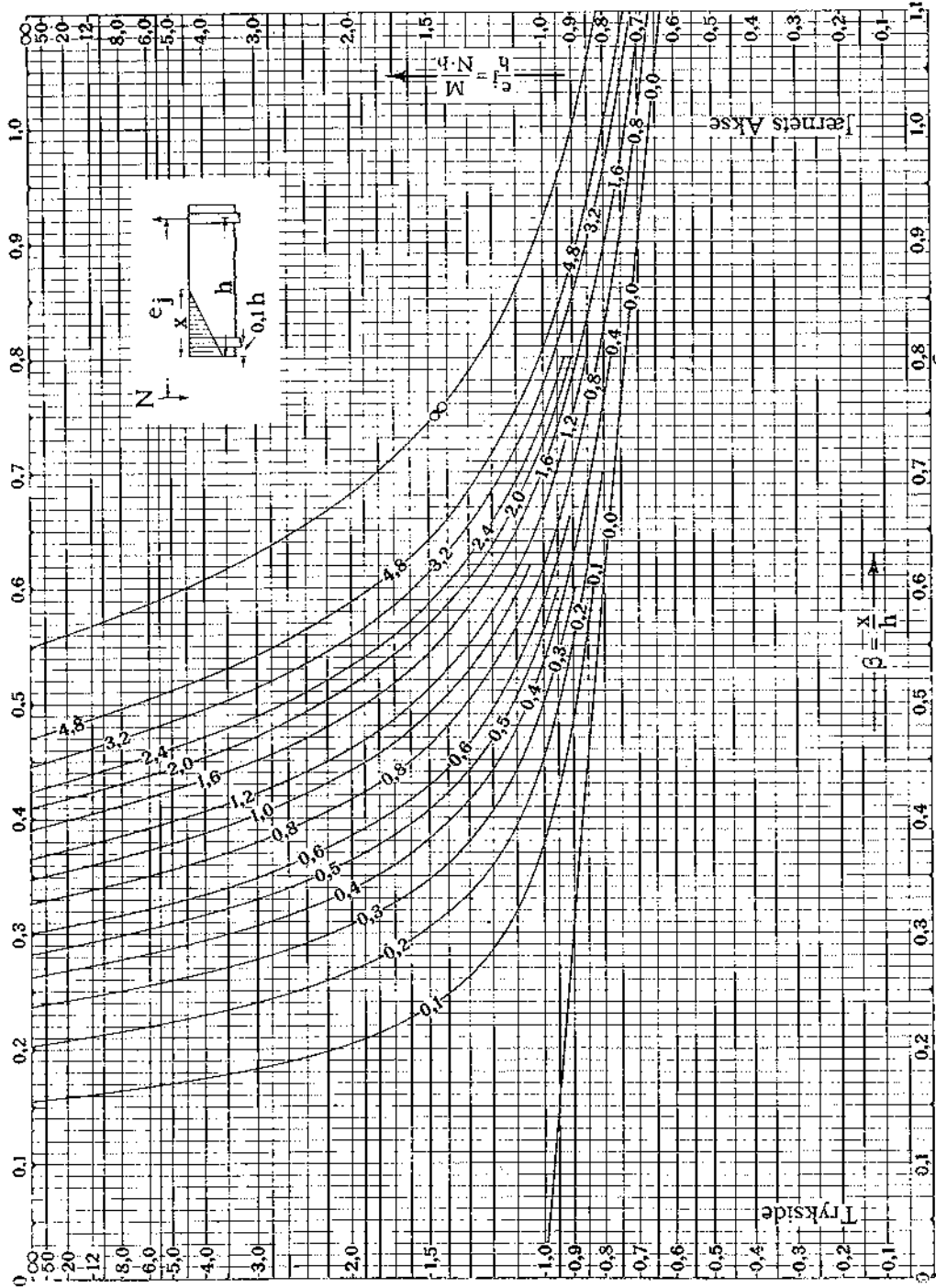


Fig. 397. Trykkraft.  $f = f_c$ .  $h^c = 0,1h$ .  $n = 15$ .

thi naar Jærnspeendingen er Nul, har Størrelsen af  $\varphi$  ingen Betydning.

Naar  $\varphi$  varierer fra Nul til  $\infty$ , vil den neutrale Akse 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  $\frac{2}{3}h$ , er Grænseværdien af  $\beta$  bestemt af den flade Kurve  $\varphi = 0$ ; og naar  $e_j < \frac{2}{3}h$ , kan den neutrale Akse 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. 398), og det er den udfoldede Kvadrant  $a-b$ , der er tegnet i Fig. 394.

**445. Eksempel.** For det i det foregaaende Eksempel (§ 443) behandlede Tværsnit er  $e_j : h = 169,5 : 112,5 = 1,507$ . 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  $x = 0,376 h = 0,376 \cdot 112,5 = 42,3 \text{ cm}$ .

**446.** Saa længe  $N$  er en Trykkraft, kan  $x$  ikke blive mindre, end den er ved ren Bøjning. Indsættes mindre Værdier af  $\beta$  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  $\sigma$ : en Trækraft. Afsættes de negative Værdier af  $e_j : h$  nedefter, idet der iøvrigt gaas frem som tid-

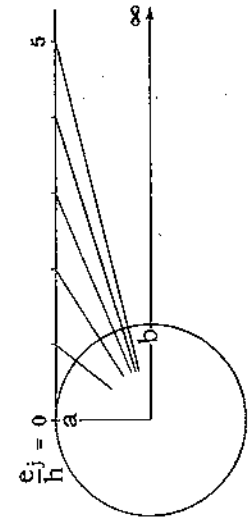


Fig. 398.

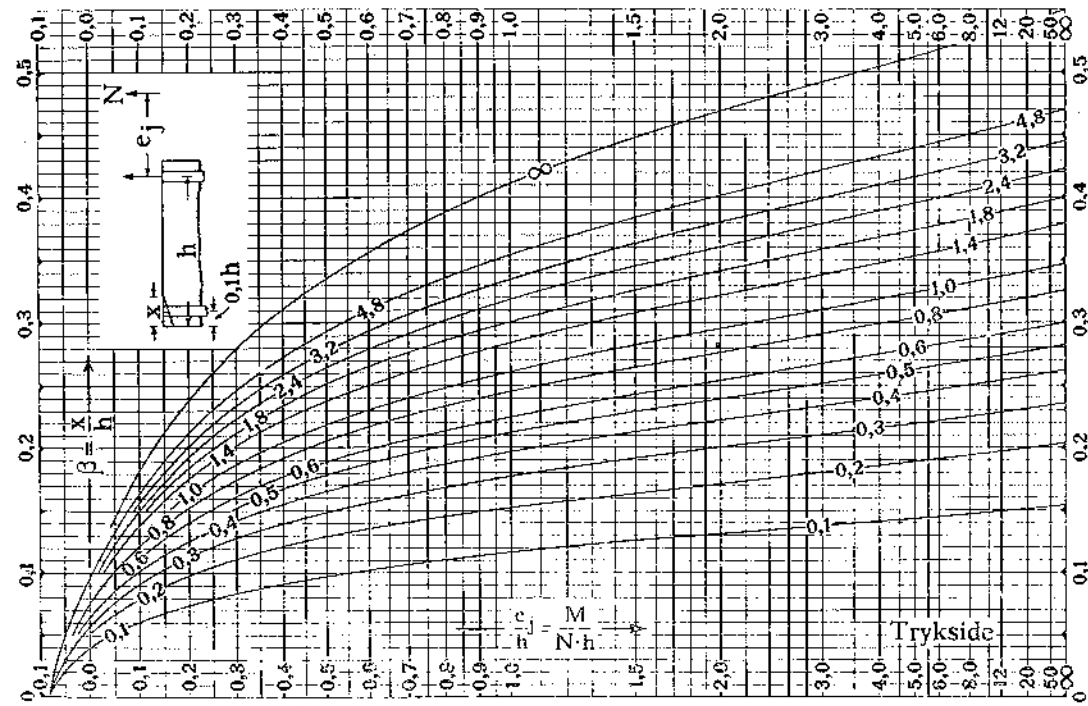


Fig. 399. Trækraft.  $f = f_c$ .  $h^c = 0,1h$ .  $n = 15$ .

ligere, faas de i Fig. 396 viste Kurver, der skærer den til  $e_j : h = \infty$  svarende vandrette Linie i samme Punkter som Kurverne paa Fig. 394, 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  $\sigma_b$ ,  $\sigma_j$  og  $\sigma_j^c$  af (363), (357) og (358); i (363) skal baade  $N$  og  $e_j$  indføres med negativt Forlegn, naar Forholdene er som i Fig. 396.

**β. Rektangulært Tværsnit med dobbelt Armering.**

447. Af Fig. 393 faas:

$$N = C - T = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot x \cdot b + f^c \cdot \sigma_j^c - f \cdot \sigma_j, \tag{367}$$

der kombineret med (357) og (358) giver:

$$x^2 + 2 \cdot \left[ n \cdot (f + f^c) - \frac{N}{\sigma_b} \right] \cdot \frac{x}{b} - 2 \cdot n \cdot (f + f^c) \cdot \frac{h'}{b} = 0, \tag{368}$$

hvor  $h'$  er Afstanden fra Tværsnittets trykkede Kant til det fælles Tyngdepunkt for  $f$  og  $f^c$ , altsaa:

$$h' = (f^c \cdot h^c + f \cdot h) : (f^c + f). \tag{369}$$

(361) ændres til:

$$N \cdot e_j = \sigma_b \cdot \left[ \mu b h^2 + n f^c \cdot (h - h^c) \cdot \frac{x - h^c}{x} \right], \tag{370}$$

Disse Ligninger løses lettest ved i (368) at indføre en skønnet Værdi af  $\sigma_b$ , hvorefter  $x$  bestemmes og indføres i (370), der giver en rigtigere Værdi af  $\sigma_b$ , der indføres i (368) o. s. v.

448. For det specielle Tilfælde  $f = f^c$ ,  $n = 15$  og  $h^c = 0,1 h$  kan  $x$  bestemmes af det i Fig. 397 gengivne Diagram, der ganske svarer til Fig. 394. (369) giver  $h' = 0,55 h$ , og (368):

$$x^2 + 2 \cdot \left( 30 f - \frac{N}{\sigma_b} \right) \cdot \frac{x}{b} - 33 f \cdot \frac{h}{b} = 0, \quad \text{hvoraf:} \quad \frac{N}{\sigma_b} = 30 f + \frac{b x - 33 f h}{2 x}$$

Da  $f = \frac{\varphi \cdot b \cdot h}{100}$ , faas:  $\frac{N}{\sigma_b} \cdot \frac{1}{h} = 0,3 \cdot \varphi \cdot b + \frac{\beta^2 - 0,33 \cdot \varphi}{2 \beta \cdot b} \tag{371}$

(370) giver:  $\frac{N}{\sigma_b} \cdot e_j = b h^2 \cdot \left( \mu + 0,135 \varphi \cdot \frac{\beta - 0,1}{\beta} \right) \tag{372}$

Divideres (372) med (371), findes:

$$\frac{e_j}{h} = \frac{\mu + 0,135 \cdot \varphi \cdot (\beta - 0,1) : \beta}{0,3 \cdot \varphi + (\beta^2 - 0,33 \cdot \varphi) : 2 \beta} = \frac{2 \cdot \mu \cdot \beta + 0,27 \cdot \varphi \cdot (\beta - 0,1)}{\beta^2 + 0,6 \cdot \varphi \cdot \beta - 0,33 \cdot \varphi} \tag{373}$$

hvor

$$\varphi = 100 f : b h = 100 f^c : b h.$$

Af denne Ligning, der ganske svarer til (366), er Kurverne i Fig. 397 beregnede. De er kun tegnede ud til  $x = 1,1 h$ , thi naar de to Jærindlæg er ens, vil de som Regel ogsaa ligge i samme Afstand fra Yderfladerne, og Tværsnittets totale Højde bliver da  $1,1 h$ . 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  $0,1 h$ ; er den mindre, gælder Kurverne kun til Tværsnittets Kant. Trykarmingen bevirker, at Kurven  $\varphi = \infty$  faar en lignende Form som de øvrige; Kurven viser, at den neutrale Akses yderste Beliggenhed ved ren Bøjning er midt mellem de to Jærnakser.

Naar  $x$  er fundet af Fig. 397, bestemmes  $\sigma_b$ ,  $\sigma_j$  og  $\sigma_j^c$  af (372), (357) og (358).

449. Er  $N$  en Trækkraft, faar Kurverne det i Fig. 399 viste Forløb. De adskiller sig paa to Maader fra Kurverne i Fig. 396. 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 Trækspændingerne, og Kurverne eksisterer derfor ogsaa for smaa, positive Værdier af  $e_j$ , nemlig indtil  $e_j = 0,0818 h$ , der giver  $\beta = 0$  for alle Værdier af  $\varphi$ . Bliver  $e_j$  større, falder den neutrale Akse uden for Tværsnittet, og vore Forudsætninger gælder da ikke mere.

Naar der ingen Trykarming er (Fig. 396), kan  $\beta$  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 den neutrale Akse kun ligge paa Strækningen fra Tværsnittets trykkede Kant til midt mellem de to Jærnakser. Naar  $x$  er fundet af Fig. 399, bestemmes  $\sigma_b$ ,  $\sigma_j$  og  $\sigma_j^c$  af (372), (357) og (358); i (372) skal baade  $N$  og  $e_j$  indføres med negativt Forlegn, naar Forholdene er som i Fig. 399.

**γ. T-formet Tværsnit med tynd Plade.**

450. Er der kun Armering i Træksiden, kan de to Betonflige i Fig. 400 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. 393 viste, ved at Rundjærnene er ombyttede med Fladjærn af Højde  $c$ . Dette paavirker ikke Formlerne (368) og (369), mens der i (370) maa tages Hensyn til, at Jærnsplændernes Resultant angriber et Stykke over Jærnets Tyngdepunkt. Man faar:

$$x^2 + 2 \cdot \left[ n \cdot \left( f + \frac{c \cdot (b - b_0)}{n} \right) - \frac{N}{\sigma_b} \right] \cdot \frac{x}{b_0} - 2 \cdot n \cdot \left[ f + \frac{c \cdot (b - b_0)}{n} \right] \cdot \frac{h'}{b_0} = 0, \tag{374}$$

hvor  $h'$  er Afstanden fra Tværsnittets trykkede Kant til det fælles Tyngdepunkt for  $f$  og  $c \cdot (b - b_0) : n$ , altsaa:

$$h' = \frac{c \cdot (b - b_0) \cdot \frac{c}{2} + n f \cdot h}{c \cdot (b - b_0) + n f} \tag{375}$$

(370) ændres til:

$$N \cdot e_j = \sigma_b \cdot \left[ \mu \cdot b_0 \cdot h^2 + c \cdot (b - b_0) \cdot m' \cdot \frac{x - \frac{1}{2} c}{x} \right] \tag{376}$$

hvor  $m'$  er Afstanden fra det strakte Jærns Akse til Centret for de i Fligene virkende Trykspændinger, altsaa (214) (S. 179):

$$m' = h - \frac{c}{2} + \frac{c^2}{6(2x - c)} \tag{377}$$

Ved Spændingsbestemmelsen gaas frem som i § 447.

Er Tryksiden armeret, skal der i Formlerne (374)–(376) indføjes de Led af Formlerne (368)–(370), der indeholder  $f^c$ .

**2. Dimensionering.**

**a. Den neutrale Akse falder udenfor Tværsnittet.**

451. Er Trykkraftens Ekscentricitet saa ringe, at den neutrale Akse falder udenfor Tværsnittet, vil det ofte være Faren for Udbøjning, der bestemmer Dimensionerne, og man dimensionerer derfor Konstruktionen som en centralt paavirket Søjle og undersøger bageller ved Hjælp af (340) og (341), om Spændingerne er tilladelige. Er de for store, maa man skønsmessig forøge en eller flere af Størrelserne  $a$ ,  $b$ ,  $f$  og  $f^c$  og atter undersøge Spændingerne.

452. For et rektangulært Tværsnit med  $f = f^c$  kan man dimensionere direkte, naar man vælger Jærnprocenten. Indføres  $2f = \frac{\varphi}{100} \cdot ab$  i (346)–(348) findes:

$$F = ab \left( 1 + \frac{n \varphi}{100} \right), \quad u = \frac{a}{2}, \quad I = \frac{b a^3}{12} + \frac{n \varphi}{100} \cdot ab \cdot \left( h - \frac{a}{2} \right)^2 \tag{378-80}$$

Indsættes disse Størrelser samt maks  $\sigma_b = s_b$  i (340), kan Ligningen løses m. H. til  $a$  eller  $b$ , naar blot den i  $I$  indgaaende Størrelse  $(h - 0,5 a)$  omskrives til  $0,45 a$  eller lignende: er  $b$  den ubekendte, kan man ogsaa skrive  $0,5 a - 2$  eller  $0,5 a - 3$ , hvorved man kommer Sandheden nærmere.

453. Er  $a$  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 Angrebspunkt, saa at Tværsnittet bliver centralt paavirket og altsaa fuldt udnyttet. For et rektangulært Tværsnit (Fig. 401) bliver Betingelsen<sup>1)</sup>:

$$f = \frac{N \cdot (y - h^c)}{n \cdot \sigma_b \cdot (h - h^c)} - \frac{ab}{2n}, \quad f^c = \frac{N \cdot (h - y)}{n \cdot \sigma_b \cdot (h - h^c)} - \frac{ab}{2n} \tag{381} \tag{382}$$

B bliver  $f$  negativ, er Opgaven uløselig.

Er  $a$ ,  $b$  og  $f$  givne, kan  $f^c$  findes. For Simpelteds Skyld sættes  $a = h - h^c$ . Den neutrale Akses Afstand fra den mest trykkede Kant bliver da:

<sup>1)</sup> Se Hager: *Theorie des Eisenbetons* 1916, S. 187.

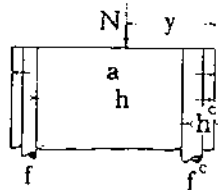


Fig. 401.

**b. Den neutrale Akse falder indenfor Tværsnittet.**

454. Ligningerne (357)–(377) kan kun bruges til Bestemmelse af Spændingerne i et givet Tværsnit, ikke til Dimensionering. Ved Dimensionering vil som Regel Tværsnittets Bredde være givet, og Opgaven bliver da at bestemme Højde og Jærndlæg paa Grundlag af de tilladelige Spændinger  $s_b$  og  $s_j$ . Er Kraftens Ekscentricitet,  $e$ , stor, vil man, ligesom ved ren Bøjning, kunne udnytte begge Materialer fuldt ud, men ved mindre Ekscentricitet vil Jærns spændingen ikke kunne naa den tilladte Værdi, idet den neutrale Akse falder for nær ved Jærnet.

Til **Orientering** vil vi i Formlerne (357), (365) og (363) sætte  $n = 15$  og  $\beta = 1$  (altsaa  $\mu = 1/3$ ), hvorved findes:

$$\sigma_j = 0, \quad e_j = \frac{2}{3} h, \quad \sigma_b = \frac{N}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h} \quad (385)$$

Naar derfor Kraften  $N$  virker i Afstanden  $\frac{2}{3} h$  fra Jærnaksen, vil den neutrale Akse gaa gennem denne, og  $\sigma_j$  følgelig være Nul (Fig. 402). Man faar derved et Holdpunkt ved Bedømmelsen af de mulige Dimensioner. Gøres  $h = \frac{2}{3} e_j$ , kan  $\sigma_b$  bestemmes af (385). Viser det sig, at  $\sigma_b$  bliver større end  $s_b$ , maa  $h$  forøges, og hvis Forøgelsen ikke er meget lille, vil den neutrale Akse falde udenfor Tværsnittet, saaledes at den ny Værdi af  $\sigma_b$  skal bestemmes af (340). Findes  $\sigma_b = s_b$ , er Højden  $\frac{2}{3} e_j$  netop den rette og kan, teoretisk set, bruges som Totalhøjde uden Armering; for en Sikkerheds Skyld indlægges dog altid noget Jærn f. Eks. 0,2 %.

Hvis man ikke paa Forhaand kender  $e_j$ , men derimod  $N$ 's Afstand,  $e$ , fra Tværsnittets Midtlinie, haves  $e_j = e + h - \frac{1}{2} a$ , naar  $a$  er Tværsnittets Totalhøjde, og da man tilnærmelsesvis kan sætte  $h = 0,9 a$ , ændres Formlerne (385) til:

$$\sigma_j = 0, \quad e = \frac{1}{3} a, \quad \sigma_b = \frac{N}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h} \quad (386)$$

For et Tværsnit med Totalhøjde  $5e$  gælder altsaa de samme Betragtninger, som vi lige har anstillet for et Tværsnit med Nyttehøjden  $\frac{2}{3} e_j$ .

455. Giver (385) eller (386)  $\sigma_b < s_b$ , kan man naturligvis ogsaa blive staaende ved Højden  $\frac{2}{3} e_j$  eller  $5e$ , der teoretisk intet Jærn kræver, men ved et Jærndlæg kan Højden reduceres saa meget, at Betonen udnyttes fuldt. Opgaven bliver da at finde en Højde med tilhørende Jærndlæg, der netop gør  $\sigma_b = s_b$ . Denne Opgave har uendelig mange Løsninger, idet vi kan vælge Jærnprocenten og bestemme den tilhørende Højde. Det laa nær at vælge Jærnprocenten saaledes, at Trækspændingen i Jærnet naaede den tilladelige Værdi, men dette er kun muligt, naar Ekscentriciteten er stor, saa Tilstanden nærmer sig til ren Bøjning; er Ekscentriciteten ringe, saa Tilstanden nærmer sig til centrall Tryk, kan Jærns pændingen kun blive ringe.

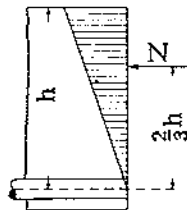


Fig. 402.

Er Ekscentriciteten saa stor, at Jærns pændingen kan naa den tilladelige Værdi, er Opgaven eentydig bestemt og kan løses direkte.

Er Ekscentriciteten ringere, maa Opgaven være af de uendelig mange Tværsnit, der giver  $\sigma_b = s_b$ , at finde det jærnfattigste, idet dette tør formodes at være det billigste. Denne Opgave kan ikke løses direkte, man maa prøve sig frem med forskellige Jærns pændinger.

De Højder, man finder ved een af de nævnte Fremgangsmaader, vil yderligere kunne bringes ned ved en Trykarmering.

Inden den eksakte Metode omtales, skal to Tilnærmelsesmetoder behandles, som ofte med Fordel kan benyttes paa Grund af deres Simpelhed.

**α. Tilnærmelsesmetode naar Ekscentriciteten er stor.**

456. Det hænder ikke saa sjældent, at man ved Dimensioneringen af en Plade eller Bjælke har at gøre med en Normalkraft, hvis Størrelse er saa ringe i Forhold til det bøjende Moment, at det vilde være meningsløst at anstille vidtløftige Beregninger. Man kan da beregne  $h$  og  $f$ , som om Momentet virkede alene, og derefter forøge Højden saameget, at det tillagte Areal alene kan optage Normalkraften med en Spænding  $s_b$ . Det oprindelige Jærnareal reduceres derpaa i Forhold til Højdens Forøgelse.

Er f. Eks.  $M = 1000 \text{ kgm}$ ,  $N = 1000 \text{ kg}$ ,  $b = 1 \text{ m}$ ,  $s_j = 1000 \text{ at}$  og  $s_b = 40 \text{ at}$ ,

faas:

$$h = 0,39 \cdot \sqrt{1000} = 12,32 \quad f = 0,292 \sqrt{1000} = 9,23$$

$$\Delta h = 1000 : (40 \cdot 100) = 0,25 \quad 12,57$$

$f$  reduceres til  $9,23 \cdot \frac{12,32}{12,57} = 9,06$ .  $a$  bliver da ca.  $14,2 \text{ cm}$ .

Denne simple Fremgangsmaade, der altid er paa den sikre Side, men i lovlig høj Grad, naar Ekscentriciteten ikke er meget stor, er udviklet videre af Fejlberg og Becker<sup>1)</sup> og omsat i Formler, der direkte giver Højden og Jærnarealet, hvorved det viser sig, at Metoden i værste Fald giver et Tværsnit, hvori Betonspændingen er 27 i Stedet for de tilstræbte  $40 \text{ at}$ . Forfatterne har derefter indført en Korrektion, hvorved Betonspændingen ikke gaar ned under  $36 \text{ at}$ , samtidig med at der spares noget Jærn. Hvis imidlertid Ekscentriciteten er saa lille, at man ikke vil nøjes med denne Tilnærmelsesmetode i dens simple Form, maa man hellere bruge een af de følgende Fremgangsmaader. Af Højdetillæget (i Eksemplet ovenfor  $0,25 \text{ cm}$ ) vil man straks kunne se, om det er Umagen værd at gøre mere ud af Sagen.

**β. Almindelig Tilnærmelsesmetode.**

457. Hvis man har bestemt  $\sigma_b$  af (385) eller (386) for  $h = \frac{2}{3} e_j$  eller  $a = 5e$  og fundet den mindre end  $s_b$ , kan man bruge en mindre Højde og bestemme den paa følgende Maade. Hvis Tværsnittet var uarmeret, men i Stand til at optage Træk, vilde Kantspændingerne blive (Fig. 403):

$$\left. \begin{matrix} \sigma_b \\ \sigma_b' \end{matrix} \right\} = \frac{N}{F_b} \pm \frac{M}{W_b}, \quad \text{og med } F_b = a \cdot b: \quad \left. \begin{matrix} \sigma_b \\ \sigma_b' \end{matrix} \right\} = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{M}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot a^2} \quad \left\{ \begin{matrix} (388) \\ (389) \end{matrix} \right.$$

Løses Ligningen m. H. t.  $a$ , idet + Tegnet bruges og  $\sigma_b$  sættes lig  $s_b$ , faas:

$$a = \frac{N}{2 \cdot b \cdot s_b} \left[ 1 + \sqrt{1 + 24 \cdot \frac{M}{N^2} \cdot b \cdot s_b} \right], \quad (390)$$

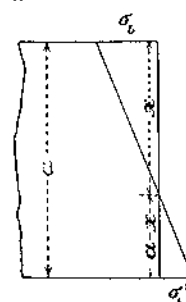


Fig. 403.

<sup>1)</sup> Simple Konstruktioner af armeret Beton, Kbhvn. 1913, S. 62.

Trækraften i Tværsnittet er:  $\Sigma(\sigma_b^t) = \frac{1}{2} \sigma_b^t (a-x) \cdot b$ , og  $a-x$  findes af:

$$\frac{a-x}{x} = \frac{\sigma_b^t}{\sigma_b} \quad \text{eller} \quad \frac{a-x}{a} = \frac{\sigma_b^t}{\sigma_b + \sigma_b^t}$$

Da  $\sigma_b^t$  i denne Ligning er den numeriske Værdi af Trækspændingen, faas af (389):

$$\sigma_b + \sigma_b^t = \frac{N}{b \cdot a} + \frac{M}{\frac{1}{6} b \cdot a^2} - \left( \frac{N}{b \cdot a} - \frac{M}{\frac{1}{6} b \cdot a^2} \right) = 12 \cdot \frac{M}{b \cdot a^2}$$

altsaa:

$$a-x = a \cdot \sigma_b^t \cdot \frac{b \cdot a^2}{12 \cdot M} = \frac{b \cdot a^3 \cdot \sigma_b^t}{12 \cdot M}$$

og:

$$\Sigma(\sigma_b^t) = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b^t \cdot \frac{b \cdot a^3 \cdot \sigma_b^t}{12 \cdot M} \cdot b = \frac{b^2 \cdot a^3 \cdot (\sigma_b^t)^2}{24 \cdot M} \quad (391)$$

Indføres  $\sigma_b^t$  fra (389) samt den tidligere brugte Betegnelse  $e = M : N$ , kan (391) omformes til:

$$\Sigma(\sigma_b^t) = \frac{N}{4} \cdot \left( \frac{6e}{a} + \frac{a}{6e} - 2 \right) \quad (392)$$

Det vilde nu være let at bestemme Betonspændingen i Afstanden  $\frac{1}{3}(a-x)$  fra Undersiden, den bliver nemlig  $\frac{2}{3} \sigma_b^t$ ; et Jærndlæg paa dette Sted vilde derfor faa Spændingen  $15 \cdot \frac{2}{3} \sigma_b^t = 10 \sigma_b^t$ , og vælger man dets Størrelse, saaledes at  $f = \Sigma(\sigma_b^t) : 10 \sigma_b^t$ , vilde det i eet og alt erstatte Betonens Trækspændinger, saa vi havde en fuldkommen eksakt Løsning, men en Løsning med meget Jærn, da Jærnspændingen aldrig kan naa  $10 \cdot s_b^{st}$  og som Regel bliver langt mindre.

**458. Den Tilmærsmelsesmetode**, vi vil anvende, er at bestemme Jærnarealet ved at dividere Trækraften  $\Sigma(\sigma_b^t)$  med den tilladelige Jærnspænding:

$$f = \frac{\Sigma(\sigma_b^t)}{s_j} \quad (393)$$

og saa lægge Jærnarealet ganske yderligt som sædvanlig. Det viser sig nemlig, at de saaledes bestemte Værdier af  $a$  og  $f$  giver en Betonspænding  $\sigma_b$ , der er meget nær ved den tilstræbte  $s_b$ , og en Jærnspænding, der er mindre end den tilladelige. Grunden til disse Forhold er følgende.

Naar  $M : N$  er lille, vil den neutrale Akse ligge nær ved Jærnet, hvorved Jærnspændingen bliver lille og Jærnmængden kun faar ringe Indflydelse paa Størrelsen af  $\sigma_b$ ; og naar  $M : N$  er stor, saa Tilstanden nærmer sig ren Bøjning, vil Trækcentret ligge saa dybt inde i Betonen, at den Forøgelse af Momentarmen, som Jærnets Flytning ned til Undersiden bevirker, næsten opvejer Jærnarealets Formindskelse fra  $f = \Sigma(\sigma_b^t) : 10 \sigma_b^t$  til  $f = \Sigma(\sigma_b^t) : s_j$ . Kun naar Tværnitshøjden er saa lille, at det dækkende Betonlag udgør en væsentlig Del af den, forslaar Momentarmens Forøgelse ikke, og  $\sigma_b$  kan da stige højt over de nævnte Værdier. Ved ren Bøjning (for at tage det værste Tilfælde) kan Metoden ikke bruges, naar  $a < ca. 15 \text{ cm}$ . I saadanne Tilfælde vil man kunne benytte den i § 456 angivne Fremgangsmaade.

**Eksempel.** Er  $M = 100000 \text{ kgcm}$ ,  $N = 1000 \text{ kg}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $s_j = 1000 \text{ at}$  og  $s_b = 40 \text{ at}$ , faas af (390), (392) og (393):

$$a = \frac{1000}{2 \cdot 100 \cdot 40} \left[ 1 + \sqrt{1 + 24 \cdot \frac{100000}{1000^2} \cdot 100 \cdot 40} \right] = 12,4 \text{ cm},$$

$$\Sigma(\sigma_b^t) = \frac{1000}{4} \left( \frac{6 \cdot 100}{12,4} + \frac{12,4}{6 \cdot 100} - 2 \right) = 11600 \text{ kg}, \quad f = \frac{11600}{1000} = 11,6 \text{ cm}^2$$

og Spændingerne bliver (se § 442) med  $h = 10,8 \text{ cm}$ :  $\sigma_b = 43,5 \text{ at}$ ,  $\sigma_j = 816 \text{ at}$ . Havde  $N$  været  $25000 \text{ kg}$ , vilde man have fundet  $a = 15,8 \text{ cm}$ ,  $f = 1,13 \text{ cm}^2$  og med  $h = 15 \text{ cm}$ :  $\sigma_b = 42,4 \text{ at}$ ,  $\sigma_j = 165 \text{ at}$ .

Man vil se, at  $\sigma_b$  bliver lidt større end tilstræbt; dette kan man sikre sig imod ved i Formel (390) at indføre  $0,9 s_b$  i Stedet for  $s_b$ .

Det tiltalende ved denne Metode er, at man straks, uden at maatte prøve sig frem, faar et fornuftigt Tværnit. Man gør dog bedst i at kontrolere Resultatet ved en Spændingsbestemmelse (§ 442-45) eller ved den eksakte Metode (§ 460).

**459.** For det Tilfældes Skyld, at man vil ændre paa Tværsnittet, bemærkes, at man, naar Ekscentriciteten er lille, ofte vil kunne formindske Jærnarealet betydeligt, uden at det mærkes paa  $\sigma_b$ , da  $\sigma_j$  i dette Tilfælde er meget lille. I slige Tilfælde er det fundne Jærnareal imidlertid i Forvejen saa lille, at der sædvanligvis ikke er Grund til at formindske det yderligere. Er Ekscentriciteten stor, har Jærnmængden derimod en betydelig Indflydelse paa  $\sigma_b$ .

Dette fremgaar tydeligt af efterfølgende Tabel, der indeholder Spændingerne i forskellige Tværnit, der alle har  $b = 100 \text{ cm}$  og  $M = 100000 \text{ kgcm}$ . Man ser, at for  $e = 4 \text{ cm}$  og  $a = 14 \text{ cm}$  vil en Tredobling af Jærndlægget ikke paavirke  $\sigma_b$  synderligt, derimod vil en Forøgelse af Højden fra  $14 \text{ cm}$  til  $15,8 \text{ cm}$ , medens Jærnarealet holdes omtrent konstant (1ste og 3die Linie), reducere Spændingerne betydeligt. I fjerde Linie er  $a = 20,1 \text{ cm}$ , altsaa lidt større end  $5e$ , saa Jærnet skulde være trykket; naar der alligevel er fundet en lille Trækspænding, skyldes det, at  $h$  er sat lig  $18,6$  og ikke lig  $0,9a = 18,1$ . Med  $a = 20 \text{ cm}$  og  $h = 18 \text{ cm}$  findes  $\sigma_b = 27,8 \text{ at}$  og  $\sigma_j = 0$  uafhængig af Jærndlæggets Størrelse. Den gunstigste Højde maa derfor ligge mellem  $15,8 \text{ cm}$  og  $20 \text{ cm}$ . De to sidste Linier i Tabellen viser, hvor stor en Indflydelse Jærnmængden har paa  $\sigma_b$ , naar Ekscentriciteten er stor, idet Jærnarealets Forøgelse fra  $1$  til  $9 \text{ cm}^2$  formindsker  $\sigma_b$  fra  $54$  til  $32$ .

e	a	h	x	f	$\sigma_b$	$\sigma_j$
cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	at	at
4	14	13	9,3	0,91	53,9	322
4	14	13	9,9	3,12	52,0	244
4	15,8	15	11,9	1,13	42,4	165
4	20,1	18,6	18,2	6,13	27,6	9
100	12,4	10,8	4,8	11,58	43,5	816
100	14,2	13,0	3,6	4,00	54,4	2130
100	14,2	12,6	4,9	9,06	32,1	766

**γ. Dimensionering paa Grundlag af et tænkt Moment uden Normalkraft.**

**460.** Uden Hensyn til, om Tværsnittet er rektangulært eller T-formet og forsynet med Trykarmring eller ej, har man, naar Summen af Trykspændingerne kaldes  $C$  (Fig. 404):

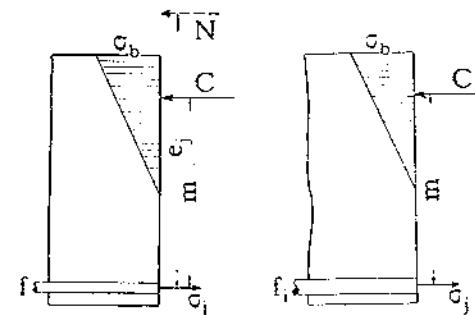


Fig. 404.

Fig. 405.

$$C = N + f \cdot \sigma_j, \quad N \cdot (e_j - m) = f \cdot \sigma_j \cdot m. \quad (394)(395)$$

Den paagældende Spændingstilstand er centydig bestemt ved Randspændingerne  $\sigma_b$  og  $\sigma_j$  og maa derfor ved et passende Valg af  $\sigma_j$  (∴ ved at ændre  $f$  til en passende Værdi  $f_i$ ) kunne frembringes af et tænkt bøjende Moment  $M_i$  uden Normalkraft. I dette Tilfælde (Fig. 405) faas:

$$C = f_i \cdot \sigma_j \quad \text{og} \quad M_i = C \cdot m = f_i \cdot \sigma_j \cdot m, \quad (396) (397)$$

der kombinerede med de to første Ligninger giver:

$$f_i \cdot \sigma_j = N + f \cdot \sigma_j \quad \text{eller:} \quad f_i = \frac{N}{\sigma_j} + f \quad \text{eller:} \quad N = (f_i - f) \cdot \sigma_j, \quad (398) (399) (400)$$

$$\text{og:} \quad M_i = (N + f \cdot \sigma_j) \cdot m = N \cdot m + N \cdot e_j - N \cdot m = N \cdot e_j. \quad (401)$$

Naar vi ombytter det sande Jærnareal  $f$  med  $f_i$ , faar vi altsaa et Tværnit, der under Paavirkning af Momentet  $M_i$  uden Normalkraft faar samme Spændinger, som det sande Tværnit faar under Paavirkning af den ekscentriske Normalkraft.

Naar vi derfor dimensionerer Tværsnittet efter  $M_i$  med de tilladelige Spændinger  $s_b$  og  $s_j$  og ændrer det fundne  $f_i$  til  $f = f_i - N : s_j$ , vil det saaledes bestemte Tværsnit under Paavirkning af den ekscentriske Normalkraft faa Spændingerne  $s_b$  og  $s_j$  <sup>1)</sup>.

Er  $N$  en Trækraft indføres den med negativt Fortegn i Formlerne.

Frengangsmaaden ved Dimensioneringen belyses bedst ved nogle Eksempler.

#### Rektangulært Tværsnit med given Bredde. $f^c = 0$ .

**461. Eksempel.** En Søjle er paavirket som vist i Fig. 406 med  $N = 20000$  <sup>kg</sup> og  $L = 0,5$  <sup>m</sup>. Bestem Dimensionerne uden Hensyn til mulig Udbøjningsfare.  $s_b = 40$ ,  $s_j = 1000$ . Vi skønner  $e_j = 0,48$  <sup>m</sup>, altsaa  $M_i = 20000 \cdot 0,48 = 9600$  <sup>kgm</sup>.

Hvis Bredden er lig  $0,5$  <sup>m</sup>, faas

$$M_{100} = 9600 : 0,5 = 19200 \text{ kgm}, \quad h = 0,39 \cdot \sqrt{19200} = 54 \text{ cm},$$

$$f_i = 0,292 \cdot \sqrt{19200} \cdot 0,5 = 20,2 \text{ cm}^2, \quad f = 20,2 - 20000 : 1000 = 0,2 \text{ cm}^2.$$

Havde  $N$  været en Trækraft, virkende  $0,48$  <sup>m</sup> tilvenstre for Jærnet i Fig. 406, var Beregningen bleven den samme, kun havde man fundet  $f = 20,2 + 20,0 = 40,2$  <sup>cm</sup><sup>2</sup>.

Er Bredden kun  $0,25$  <sup>m</sup>, faas:

$$M_{100} = 9600 : 0,25 = 38400 \text{ kgm},$$

$$h = 0,39 \cdot \sqrt{38400} = 76,4 \text{ cm},$$

$$f_i = 0,292 \cdot \sqrt{38400} \cdot 0,25 = 14,3 \text{ cm}^2,$$

$$f = 14,3 - 20000 : 1000 = -5,7 \text{ cm}^2.$$

At Jærnaarealet bliver negativt viser, at Jærnspeendingen med den valgte Søjlebredde ikke kan komme op paa  $1000$  <sup>at</sup>. Skal Bredden bibeholdes, maa man prøve sig frem med mindre Jærnspeendinger. Sættes  $s_j = 300$ , faas:

$$h = 0,310 \cdot \sqrt{38400} = 60,6, \quad f_i = 1,39 \cdot \sqrt{38400} \cdot 0,25 = 68,$$

$$f = 68 - 20000 : 300 = 68 - 66,7 = 1,3 \text{ cm}^2.$$

Prøves med endnu lavere Jærnspeendinger, findes følgende sammenhørende Værdier:

$s_j =$	200	100	50	0
$h =$	58,4	56,0	54,9	53,6
$f =$	9,8	40	106	ubestemt.

Løsningen med  $s_j = 300$  er aabenbart den mest økonomiske af de undersøgte, men der er ogsaa den Mulighed at gøre Højden saa stor, at Kraftens Ekscentricitet bliver saa lille, at der ingen Trækspændinger opstaar. I dette Tilfælde — som dog er uden praktisk Betydning, da man altid vil indlægge noget Jærn — kan Metoden ikke bruges.

Ligger Søjle's Bagside fast, kommer man altsaa nogenlunde direkte til Dimensionerne.

**462. Ligger Søjle's Midtlinie fast,** vil  $e_j$  variere med  $h$ , som er ubekendt. Man maa derfor skønne  $e_j$ , dimensionere som ovenfor og derefter begynde forfra med det fundne  $e_j$  og fortsætte saaledes, til der er blevet Overensstemmelse. Det er imidlertid nemmere at bruge (390) til Bestemmelse af  $a$  og derefter gaa frem som ovenfor.

<sup>1)</sup> Dette blev først paavist af Wuezkowski (B. u. E. 1911, S. 202), senere mere almenlydig af Docent Frandsen (Ing. 1913, S. 297). Beviset ovenfor er dog originalt.

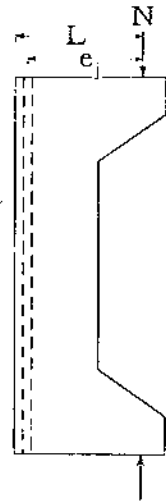


Fig. 406.

#### Rektangulært Tværsnit med given Højde. $f^c = 0$ .

**463.** Er i Eksemplet i § 461 Nyttehøjden givet, f. Eks.  $h = 59$  <sup>cm</sup>, kan man bestemme den Bredde, der giver Spændingerne 40 og 1000 af Ligningen:

$$59 = 0,39 \sqrt{9600} : B$$

( $B$  i Meter) og derefter gaa frem som ovenfor. Bliver Jærndlæggene negativt, maa man omhytte Faktoren 0,39 med en anden svarende til en mindre Jærnspeending eller ogsaa bruge en stærkere Beton eller trykket Jærn (§ 467).

**464.** Dimensioneringen kan ogsaa udføres ved Hjælp af det tænkte Tværsnits Modstandsmoment (Fig. 405):

$$W_i = \mu \cdot b h^2. \quad (402)$$

Forholdet  $\gamma = s_j : s_b$  er kendt, og den tilsvarende Værdi af  $\mu$  findes i Tabellen Side 111. Vi har:

$$\text{nødvendigt } W_i = N \cdot e_j : s_b, \quad (403)$$

der indsat i (402) giver en Ligning til Bestemmelse af  $b$ . Derpaa findes  $f$  af (95) (S. 103):

$$f_i = \frac{1}{100} \cdot g_i \cdot b h, \quad (404)$$

idet  $g_i$  tages fra Tabellen, og endelig faas:

$$f = f_i - N : \sigma_j. \quad (405)$$

**Eksempel <sup>1)</sup>.** For det i Fig. 407 viste Buetværsnit er fundet:

Midtpunktsmomentet:  $M = 34415$  <sup>kgm</sup>, tilsv. Normalkraft:  $N = 30031$  <sup>kg</sup> (Tryk).

Bestem Bredden, naar  $n = 15$ ,  $s_b = 40$ ,  $s_j = 1000$ . Først udregnes:

$$e = M : N = 3441500 : 30031 = 114,5 \text{ cm}, \quad e_j = 114,5 + 55 = 169,5 \text{ cm},$$

$$\text{nødv. } W_i = 169,5 \cdot 30031 : 40 = 127250 \text{ cm}^3, \quad \gamma = 1000 : 40 = 25.$$

Til denne Værdi af  $\gamma$  svarer (S. 112):  $\mu = 0,1641$  og  $g_i = 0,750$ .

Tværsnittets nødvendige Bredde findes nu af (402):

$$b = \frac{127250}{0,1641 \cdot 112,5^2} = 61,3 \text{ cm}, \text{ og det tilsvarende Jærndlæg}$$

af (405):

$$f = \frac{0,75}{100} \cdot 61,3 \cdot 112,5 - \frac{30031}{1000} = 51,75 - 30,03 = 21,72 \text{ cm}^2.$$

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 Trækraft virkende i Afstanden  $e = 114,5$  <sup>cm</sup> under Jærnet, vilde man have fundet  $e_j = 114,5 - 55 = 59,5$  <sup>cm</sup>. Med denne Størrelse gennemføres Beregningen paa samme Maade som ovenfor, kun bliver de  $30,03$  <sup>cm</sup><sup>2</sup> ikke at subtrahere men at addere til det fundne  $f_i$ .

#### Rektangulært Tværsnit med given Højde og Bredde. $f^c = 0$ .

**465.** Er baade Højde og Bredde givne, bestemmes den nødvendige Højde svarende til Spændingerne  $s_j$  og  $s_b$  af Formlen:

$$h = c_1 \sqrt{M_i} : B. \quad (406)$$

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 (405).

<sup>1)</sup> Dette og de følgende Eksempler er tagne fra Docent Frandsens Afhandling i Ing. 1913, S. 297.

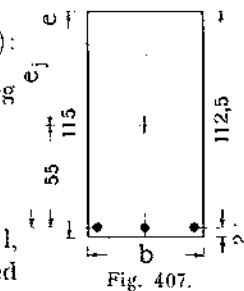


Fig. 407.



Er den fundne Højde større end den givne, maa man enten bruge en stærkere Beton eller trykket Jærn (§ 467) eller T-formet Tværnsnit (§ 473), eller man maa sænke den neutrale Akse ved at forøge det strakte Jærnareal, altsaa formindske  $\sigma_j$ .

Hvorvidt den sidste Udvej er mulig afgøres ved Formel (406), idet man straks paa Regnestokken kan aflæse den nødvendige Værdi af  $c_1$  og i Tabellen Side 106 kan se, om den eksisterer, og om den fører til et rimeligt Jærnindlæg; i bekræftende Fald bruges den sammen med den tilsvarende Værdi af  $c_2$ .

**466.** Man kan ogsaa gøre Brug af **Tværnsnittets Modstandsmoment**. Hvis f. Eks. Tværnsnittet i Fig. 407 skal have Bredden 50 cm, findes af (402):  $127\ 250 = \mu \cdot 50 \cdot 112,5^2$  eller  $\mu = 0,201$ , og af Side 112:  $\gamma = 16,4$  og  $\varphi_1 = 1,459$ , altsaa:  $\sigma_j = 16,4 \cdot 40 = 656^{at}$ . Endelig faas af (405):

$$f = \frac{1}{100} \cdot 1,459 \cdot 50 \cdot 112,5 - 30\ 031 : 656 = 82,1 - 45,6 = 36,5 \text{ cm}^2.$$

**Rektangulært Tværnsnit med given Højde og Bredde.  $f^c$  søges.**

**467.** Vil man bringe Højden ned ved Hjælp af trykket Jærn, er Fremgangsmaaden ganske som ved ren Bøjning (S. 158), idet man dimensionerer efter det idelle Moment, og naar det idelle Tværnsnit er fundet, har man blot at formindske dets strakte Jærnindlæg med  $N : \sigma_j$ .

Skal i det i § 461 gennemregnede **Eksempel** Dimensionerne  $h = 50$  og  $b = 25$  overholdes, idet der bruges trykket Jærn, er Fremgangsmaaden følgende:

Med Spændingerne  $\frac{10}{1000} (\varphi = \frac{3}{4} \%)$  kan Tværnsnittet uden trykket Armering optage (se Formel 137, Side 115):

$$M_i = 6,56 B h^2 = 6,56 \cdot 0,25 \cdot 50^2 = 4100 \text{ kgm}$$

$$\text{Tværnsnittet skal optage: } M_i = 9600 \text{ —}$$

$$\text{Rest: } \Delta M_i = 5500 \text{ kgm,}$$

der skal optages af trykket Jærn med Spænding (se § 293):

$$\sigma_j^c = 600 \left( 1 - \frac{h^c}{0,375 h} \right) = 600 \left( 1 - \frac{2}{0,375 \cdot 50} \right) = 536^{at}$$

Det trykkede Jærns Areal bliver:

$$f^c = \frac{\Delta M_i \cdot 100}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)} = \frac{5500}{5,36 \cdot 48} = 21,4 \text{ cm}^2.$$

Det strakte Jærns Areal bliver:

$$f_i = \frac{1}{100} \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot 50 + \sigma_j^c \cdot f^c : 1000 = 9,38 + 11,46 = 20,8 \text{ cm}^2.$$

Dermed er det ideelle Tværnsnit bestemt; det sande Tværnsnit faas ved at ombytte  $f_i$  med:  $f = f_i - N : \sigma_j = 20,8 - 20000 : 1000 = 0,8 \text{ cm}^2$ .

**468.** Ogsaa i dette Tilfælde kan man gøre Brug af **Modstandsmomentet**. Dettets nødvendige Værdi er  $W_i = \frac{M_i}{s_b}$ , medens Tværnsnittet uden Trykarmering har  $W_i^c = \mu \cdot b h^2$ . Differensen

$$\Delta W_i = M_i : s_b - \mu \cdot b h^2 \tag{407}$$

skal altsaa skaffes tilveje ved Hjælp af  $f^c$  og  $\Delta f_i$ . For disse Størrelser haves følgende Udtryk (§ 294):

$$f^c = \frac{\Delta W_i}{n \cdot (h - h^c)} \cdot \frac{x}{x - h^c}, \quad \Delta f_i = f_i - \frac{\Delta W_i}{\gamma \cdot (h - h^c)} + \frac{q_1}{100} \cdot b h, \tag{408} \tag{409}$$

$$f = \frac{\Delta W_i}{\gamma \cdot (h - h^c)} + \frac{q_1}{100} \cdot b h - \frac{N}{s_j} \tag{410}$$

**469. Eksempel.** Hvis Tværnsnittet i Fig. 407 skal have Højden 100 og Bredden 50 (Fig. 408), kan Jærnindlægget bestemmes som følger:

$$e = 114,5 \text{ cm}, \quad e_j = 114,5 + 47,5 = 162 \text{ cm},$$

$$\text{nodv. } W_i = \frac{162 \cdot 30031}{40} = 121500 \text{ cm}^3, \quad \gamma = \frac{1000}{40} = 25.$$

Til denne Værdi af  $\gamma$  giver Tabellen S. 112:

$$\mu = 1641, \quad \varphi_1 = 0,75, \quad \beta = 0,375.$$

Det ideelle Tværnsnittets Modstandsmoment uden trykket Jærn bliver da:

$$W_i^c = 0,1614 \cdot 50 \cdot 97,5^2 = 78000 \text{ cm}^3.$$

Differensen:  $121500 - 78000 = 43500 = \Delta W_i$  skal tilvejebringes ved Armering. Man finder:

$$f^c = \frac{43500}{15 \cdot 95} \cdot \frac{36,6}{34,1} = 32,6 \text{ cm}^2,$$

$$f = \frac{43500}{25 \cdot 95} + \frac{0,75}{100} \cdot 50 \cdot 97,5 - \frac{30031}{1000} = 24,8 \text{ cm}^2,$$

$$f^c + f = 32,6 + 24,8 = 57,4 \text{ cm}^2.$$

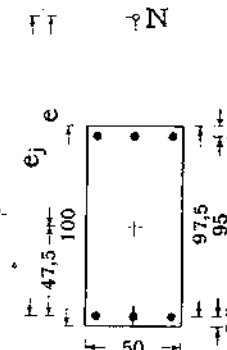


Fig. 408.

I § 211 blev det nævnt, at man kunde forringe et Tværnsnittets Højde ved at formindske  $s_j$ , men at det var billigere at indlægge trykket Jærn. Forholdene er tilsvarende her;  $f^c$  kan ikke formindskes, uden at  $f$  maa forøges saa meget, at  $f^c + f$  bliver større end ovenfor fundet. Gennemføres Dimensioneringen f. Eks. med Spændingerne  $\frac{10}{1000}$ , faas:

$$\gamma = 22,5, \quad \mu = 0,1733, \quad \beta = 0,4, \quad \varphi_1 = 0,889, \quad \Delta W_i = 121500 - 0,1733 \cdot 50 \cdot 97,5^2 = 39300,$$

$$f^c = \frac{39300}{15 \cdot 95} \cdot \frac{39,0}{36,5} = 29,5, \quad f = \frac{39300}{22,5 \cdot 95} + \frac{0,889}{100} \cdot 50 \cdot 97,5 - \frac{30031}{900} = 28,3, \quad f^c + f = 57,8 \text{ cm}^2.$$

Prøves med endnu lavere Jærnspændinger, findes de i herstaaende Tabel sammenstillede Værdier. Vil man helt undgaa Trykarmering, maa  $\mu$  have en saadan Værdi, at:  $\mu \cdot b h^2 = 121500$ , altsaa  $\mu = 121500 : (50 \cdot 97,5^2) = 0,2563$ . Paa Side 113 findes da:  $\gamma = 7,87$  og  $\varphi_1 = 4,17$ , altsaa:  $\sigma_j = 7,87 \cdot 40 = 314^{at}$  og  $f = 4,17 \cdot 50 \cdot 97,5 : 100 - 30031 : 314 = 108 \text{ cm}^2$ .

$s_j = 1000$	900	800	600	314	
$f^c = 32,6$	29,5	25,7	17,0	0	
$f = 24,8$	28,3	33,0	47,2	108	
$f + f^c = 57,4$	57,8	58,7	64,2	108	

**470. Eksempel paa ekscentrisk Træk.** Tværnsnittet i Fig. 409 er paa-virket af:

Midtpunktsmomentet:  $M = 20\ 000 \text{ kgm}$ , tilsv. Normalkraft:  $N = -10\ 000 \text{ kg}$  (Træk).

Bestem Armeringen, naar  $n = 15$ ,  $s_b = 40$ ,  $s_j = 1000$ . Først udregnes:

$$e = 2000\ 000 : 10\ 000 = 200 \text{ cm}, \quad e_j = 200 - 32,5 = 167,5 \text{ cm}.$$

Uden trykket Armering kan Tværnsnittet optage (§ 293):

$$M_i = 6,56 \cdot 0,3 \cdot 67,5^2 = 8960 \text{ kgm},$$

$$\text{Tværnsnittet skal optage: } M_i = 16750 \text{ »}$$

$$\text{Rest: } \Delta M_i = 7790 \text{ kgm,}$$

der skal optages af trykket Jærn med Spænding:

$$\sigma_j^c = 600 \left( 1 - \frac{2,5}{0,375 \cdot 67,5} \right) = 541^{at}.$$

Det trykkede Jærns Areal bliver:

$$f^c = \frac{\Delta M_i \cdot 100}{\sigma_j^c \cdot (h - h^c)} = \frac{7790}{5,41 \cdot (67,5 - 2,5)} = 22,1 \text{ cm}^2.$$

Det strakte Jærns Areal bliver:

$$f_i = \frac{1}{100} \cdot 0,75 \cdot 30 \cdot 67,5 + 541 \cdot 22,1 : 1000 = 15,2 + 12,0 = 27,2 \text{ cm}^2.$$

Dermed er det ideelle Tværnsnit bestemt; det sande Tværnsnit faas ved at ombytte  $f_i$  med:  $f = f_i + N : \sigma_j = 27,2 + 10\ 000 : 1000 = 37,2 \text{ cm}^2$ .

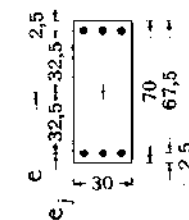


Fig. 409.

471. Gøres Brug af Modstandsmomentet stiller Beregningen sig som følger:

$$\text{ nødv. } W_1 = 167,5 \cdot 10000 : 40 = 41800 \text{ cm}^3, \quad \gamma = 1000 : 40 = 25.$$

Til denne Værdi af  $\gamma$  giver Tabellen:

$$\alpha = 0,1641, \quad \varphi_1 = 0,75, \quad \beta = 0,375.$$

Det ideelle Tværsnits Modstandsmoment uden trykket Jærn bliver da:

$$W_1' = 0,1641 \cdot 30 \cdot 67,5^2 = 22400.$$

Differensen:  $41800 - 22400 = 19400 = \Delta W_1$  skal tilvejebringes ved Armering. Man finder:

$$f = \frac{19400}{15 \cdot 65} \cdot \frac{25,3}{22,8} = 22,1 \text{ cm}^2, \quad f = \frac{19400}{25 \cdot 65} + \frac{0,75}{100} \cdot 30 \cdot 67,5 + \frac{10000}{1000} = 37,2 \text{ cm}^2.$$

### T-formet Tværsnit.

472. 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 den neutrale Akse falder i eller under Pladen, og sluttelig formindskes det strakte Jærns Areal med  $N : \sigma_j$ .

Hvis f. Eks. Søjlen i § 461 havde haft et T-formet Tværsnit med Pladebredde  $50 \text{ cm}$ , vilde den dér udførte Beregning være korrekt uden Hensyn til Ribbens Bredde, naar blot Pladetykkelsen er lig eller større end  $0,375 \cdot 54 = 20,2 \text{ cm}$ . Er Pladetykkelsen mindre, maa man dimensionere om, f. Eks. under Brug af Tabellerne Side 182, og sluttelig reducere  $f$ .

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 § 462.

473. Undertiden kan den Opgave foreligge, at et givet rektangulært Tværsnit skal forstærkes ved paastøbte Flige. Er disses Tykkelse,  $c$ , givet (Fig. 400), 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  $f_1$ , eet bestaaende af de to Flige med tilhørende Armering  $\Delta f_1$ . Man har da:

$$\Delta W_1 = \frac{N \cdot e_j}{s_b} = \mu b_0 h^2, \quad m' = h - \frac{c}{2} + 12 \cdot \frac{c^2}{(x - \frac{1}{2}c)}, \quad (411) \quad (412)$$

$$c \cdot (b - b_0) = \frac{\Delta W_1}{m'} \cdot \frac{x}{x - \frac{1}{2}c}, \quad f = \frac{\Delta W_1}{m' \cdot \gamma} + \frac{\varphi_1}{100} \cdot b_0 h - \frac{N}{s_j}. \quad (413) \quad (414)$$

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. 410 viser et Buetyværsnit paavirket af de samme Kræfter som Fig. 407 og 408; fra Fig 408 afviger det kun, ved at det trykkede Jærn er erstattet med to  $10 \text{ cm}$  tykke Flige, hvis samlede Fremspring  $b - b_0$  søges. Ligesom for Fig. 408's Vedkommende haves  $\Delta W_1 = 43500 \text{ cm}^3$ , der her skal skaffes tilveje ved Hjælp af Fligene. Af (412) findes:

$$m' = 97,5 - 5,0 + 12 \cdot \frac{10^2}{(36,6 - 5,0)} = 92,5 + 0,26 = 92,76 \text{ cm.}$$

$$\text{Af (413): } c \cdot (b - b_0) = \frac{43500}{92,76} \cdot \frac{36,6}{31,6} = 543 \text{ cm}^2.$$

Der skal altsaa paastøbes en Bredde:

$$b - b_0 = 543 : 10 = 54,3 \text{ cm.}$$

$$\text{Trækarmring: } \frac{43500}{25 \cdot 92,76} + \frac{0,75}{100} \cdot 50 \cdot 97,5 - \frac{30031}{1000} \\ = 18,75 + 36,5 - 30,03 = 25,22 \text{ cm}^2.$$

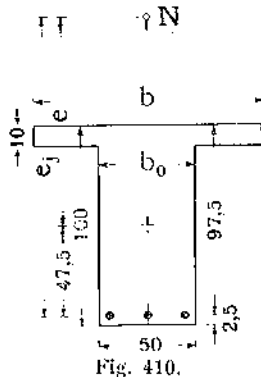


Fig. 410.

## VII. ARBEJDETS UDFØRELSE.

### A. Forskallingsarbejdet.

#### 1. Almindelige Bemærkninger.

474. Prisen for en Jærnbetonkonstruktion fordeler sig ofte, rundt regnet, med  $\frac{1}{3}$  paa Betonen,  $\frac{1}{3}$  paa Jærnet og  $\frac{1}{3}$  paa Forskallingen; dog kan Forholdene selvfølgelig variere stærkt. Da Forskallingen kun har forbigaaende Betydning, og da der ved et Arbejdes Udbydelse sjældent gives detaljerede Regler for dens Udførelse, er Bygmesteren ofte tilbøjelig til at spare paa dette Punkt. Saadanne Bespareser bør imidlertid kun ske efter grundig Overvejelse og Beregning, thi ellers kan det let hændes, at et iøvrigt omhyggeligt projekteret Bygværks Udseende ødelægges, fordi Forskallingen er daarligt opstillet. Forskallingen 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. Saadanne Deformationer kan skyldes en for stor Afstand mellem Understøtningspunkterne, men langt hyppigere er det i selve disse Punkter, at Nedsynkningen sker, idet Forbindelsen mellem de bærende Stolper og den baarne Forskalling er mangelfuld. Denne Forbindelse bør man derfor have Opmærksomheden henvendt paa. Forskallingen opstilles undertiden af Arbejdsmand, der naturligvis ikke har den Færdighed som faglærte Tømrere; vil man have prima Arbejde, bør man derfor udtrykkeligt forlange det udført af saadanne.

Det er en Fordel, at Formen let kan skilles ad, uden at Formmaterialet ødelægges, navnlig hvis Formen skal bruges flere Gange. I saa Henseende er Samling med Tvingere eller Klammer at foretrække for Samling med Søm. Samling med Skruer er formentlig for omstændeligt, i alt Fald bruges det saa godt som ikke her i Landet.

Naar ikke andet forlanges, fremstilles Forskallingen af uhøvlede Brædder<sup>1)</sup>.

Hvis man til Armeringen, i Stedet for Rundjærn, bruger Profiljærn (Fig. 325), der i sig selv har en vis Bæreevne, er der en Mulighed for at ophænge Forskallingen i disse, saa at Stolperne spares.

#### 2. Pladeforskalling.

475. Forskallingen til en Etageadskillelse bestaaende af en Plade uden Bjælker er vist i Fig. 411. Den bestaar af Brædder paa Fladen, hvilende paa Brædder paa Højkant, de saakaldte Rideplanker, der atter bæres af Træstolper.

Bræddernes Tykkelse er hyppigst  $3,1 \text{ cm}$  og Bredden  $15 \text{ cm}$  ( $\frac{5}{16} \times 6$ "), da bredere Brædder krummer sig for meget, naar de bliver vaade. Med den nævnte Tykkelse, der i det følgende vil blive angivet som  $3 \text{ cm}$ , kan man have  $1 \text{ m}$  mellem Rideplankerne, og naar disse ogsaa er  $3 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ , kan Stolpeafstanden paa den anden Led være  $1,5 \text{ cm}$ , saafremt Betonpladens Tykkelse ikke overstiger  $12 \text{ cm}$ .

For at faa en tæt Pladeforskalling, maa man tilskære det sidste Brædt efter

<sup>1)</sup> Ved Støbning af kunstige Bjerge i zoologiske Haver har man paa Grund af den uregelmæssige Form erstattet Bræddeforskallingen med Jærntraadvæv med 6-kantede  $\frac{1}{3}$ " Masker og saa brugt en nogenlunde tør Beton. Ved en Pladetykkelse af ca.  $8 \text{ cm}$  kunde Vævet bære frit paa  $60-90 \text{ cm}$ . En saaledes fremstillet Betonplade vil dog utvivlsomt vise sig lidet vandtæt. (Ing. 1915, S. 377). I amerikanske Fabriksbygninger forskalles Pladerne ofte med Bølgeblik (der indfædtes), hvorved opnaaes en meget regelmæssig, rillet Underflade.

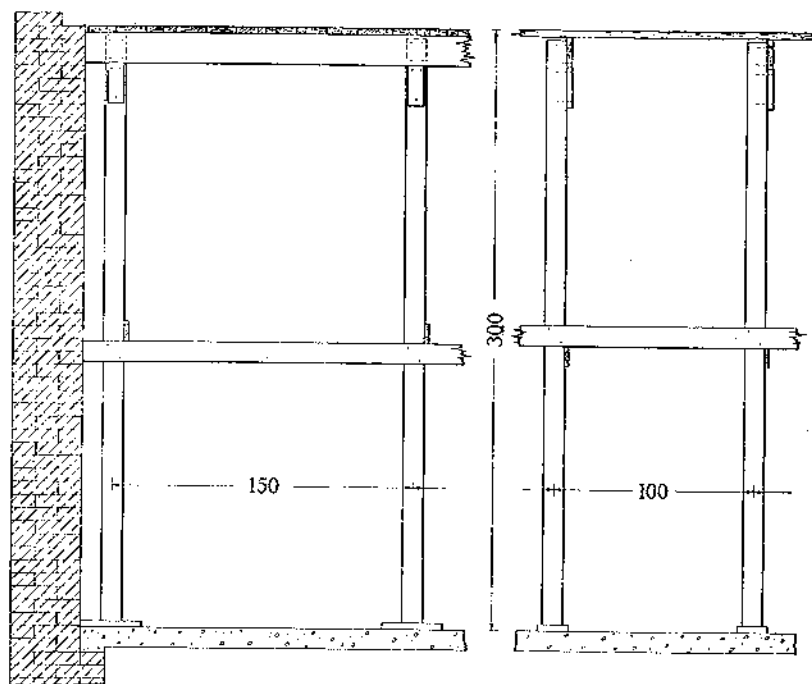


Fig. 411.

det tiloversblevne Mellemrum; dette undgaas ved at lægge en Blikstrimmel over Spalten (Fig. 412) og befæste den med bredhovede Søm (Rørsøm).



Fig. 412.

Rideplankerne fastsømmes til Stolpen med 3—4 vandrette Søm, og hviler desuden paa en kort Brædestump, en saakaldet **Klamp**. Denne anbringes efter Rideplanken og befæstes til en Begyndelse kun med det nederste Søm; derefter presses den ved et franedent ført Hammerslag mod Rideplanken, hvorefter de to øverste Søm drives ind.

**476. Stolperne** er af rundt eller firhugget Tømmer, ca. 10<sup>cm</sup> i Tværmaal<sup>1)</sup>. For at de ikke skal høje sig, forbindes de indbyrdes (»afsværtet«) med paasømmede, vandrette Brædder i hægge Retninger. Ved normal Etagehøjde (3—4<sup>m</sup>) anbringes disse Brædder i halv Højde, ved større Etagehøjde maa der anbringes flere Sæt, saaledes at den lodrette Afstand mellem dem ikke overstiger 2<sup>m</sup>. Brædderne føres helt ud til Murene (Fig. 411), saa de ikke kan bevæge sig vandret. Mangler Murene, maa den fornødne Sidestivhed overfor Vind og andre Kræfter tilvejebringes ved Paasømning af skraa Brædder.

Skal Stolperne staa paa et Betongulv, fastsømmes ofte paa dette (saa vidt Betonens Haardhed tillader det) korte Brædestykker, paa hvilke Stolperne opstilles, efter at deres Plads først er afmærket paa dem; disse Brædestykker lader sig imidlertid let sammenpresse og maa formentlig hellere udelades. Efter Stolpernes Opstilling foretages Afsværtningen og endelig anbringes Rideplankerne. Er der Jord under Stolperne, maa de korte Brædestykker erstattes med gennemgaaende Tømmer eller Planker (som man tør byde et Tryk af 20<sup>at</sup>).

Er Stolperne ikke lange nok, maa de stødes, og man maa da paase, at

<sup>1)</sup> Under 7<sup>cm</sup> bør Toptykkelsen ikke være.

Stødfliaderne passer nøje sammen og ikke gaber. 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<sup>cm</sup> lange<sup>1)</sup>. Saafremt man støder, ikke af Nødvendighed, men for at bruge forhaanden-værende Materiale, bør man lade mindst  $\frac{1}{3}$  af Stolperne være gennemgaaende.

Ved almindelige Etageadskillelser, bestaaende af Bjælker og Plader, regnes der gerne med et **Forbrug** af 1 Stolpe pr. m<sup>2</sup>.

Undertiden, f. Eks. naar en eller flere Etageadskillelser er ophængte i Tagværket, kan det blive nødvendigt at bygge **store Tømmerstilladser**, Sprængværker o. lign., der bærer det hele, indtil den øverste Konstruktion er hærdnet. I slige Tilfælde er det økonomisk, i Stødet for at bruge meget svært Tømmer, at sammenbolte spinklere Tømmer, f. Eks. 5" × 6", til eet Stykke. Til Samling af Tømmerkonstruktioner er det en Regel at bruge Bolte, hvis Diameter er mindst  $\frac{1}{10}$  af Tømmerets Tykkelse. Et saadant Stillads faar først sin Maksimallast, naar Tagkonstruktionen støbes, og de Deformationer, der indtræder paa dette Tidspunkt, maa de alt hærdnede Konstruktioner nedenunder deltage i. Deformationerne bør derfor indskrænkes til det mindst mulige, dels ved at alt Sidetræ under og over Stolperne undgaas (Stolperne bør føres op gennem Forskallingen til selve Betonens Underside), dels ved at der, naar Stolperne stødes, indlægges 1<sup>mm</sup> tykt Jærnblik, der forhindrer, at Fibrerne presser sig ind i hinanden.

**477.** Den beskrevne Opstillingsmaade udmærker sig ved sin Simpelhed. Stolperne skal ikke tilpasses, og Afskallingen sker ved, at først Klampen og derefter Rideplanken brækkes fra med et Koben. Men Metoden har ogsaa **Mangler**. Dels beskadiges Træet ved Afskallingen, og dels hænger hele Belastningen i Sømmene, saa at en Forskydning af Klamp og Rideplanke i Forhold til Stolpen let kan ske, navnlig naar der spares paa Sømmene, hvilket Tømmerensvendene er tilbøjelige til, fordi det letter Afskallingen. Manglerne ved Opstillingen viser sig efter Afskallingen, idet Plader og Bjælker har en buet eller hølget Underside, og undertiden kan Sætningerne være meget betydelige. Der burde anstilles Forsøg over Sømmenes Bæreevne, men saalænge saadanne Forsøg mangler, maa det anbefales Bygherren at forlange en vis Brøddel af Stolperne direkte støttende; derved allastes de andre, og skulde der alligevel indtræde Sætninger over disse, faar man i det mindste utvetydigt konstateret, at Opstillingen har været mangelfuld.

Hvis Sømmene erstattes med **franske Skruer**, vil man formentlig helt kunne undgaa Sætningerne, og Afskallingen vil kunne ske, uden at Træet beskadiges, men de bruges kun sjældent.

**478.** Vil man anvende **direkte Understøtning**, maa Stolperne afskæres i nøjagtig Længde<sup>2)</sup>, eller ogsaa maa der indlægges dobbelte **Kiler** under dem (Fig. 413) eller over dem. Kilerne maa være savskaarne, saa de passer tæt sammen; frem-



Fig. 413.

<sup>1)</sup> De tyske Bestemmelser (1915) fordrer 4 Lasker ved 4-hugget Tømmer (i Henhold til ovenstaaende maa der da anvendes Paaforing) og 3 ved Rundtømmer, der maa kun være eet Stød i hver Stolpe, og Stødet maa af Hensyn til Udbojningsfaren ikke ligge indenfor den midterste Trediedel af Længden.

<sup>2)</sup> Man kan ogsaa bruge to Staalrør af hvilke det ene glider inden i det andet og kan faststilles i en vilkaarlig Højde (B. u. E. 1906, S. 78), eller to Træstolper, der glider langs hinanden og spændes sammen.

stilles de ved Hugning, risikerer man, at de kun rører hinanden ved Enderne og lader sig sammentrykke.

Vil man hæve eller sænke en Stolpe ved Hjælp af Kilerne i Fig. 413, maa det ske inden Afsværtningen, thi efter denne vil Nabostolperne følge med. Man vil derfor ofte med Fordel anbringe Kilerne foroven (Fig. 422), idet Formen da til enhver Tid kan hæves eller sænkes. Er der Jord under Stolperne, som forudsat for Fig. 413's Vedkommende, er det dog godt at have Kiler forned, da Virkningen af en Sammentrykning af Jorden under en enkelt Stolpe da kan ophæves ved at drive de paagældende Kiler efter.

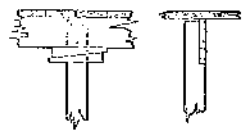


Fig. 414.

En direkte Understøtning af Rideplanken udføres bedst, som Fig. 414 viser, idet Kilerne dog ogsaa kan anbringes under Stolpen (Fig. 415). Andre Fremgangsmaader er vist i Fig. 418 og Fig. 423.

Brugen af Kiler letter Afskallingen og var i tidligere Tid meget almindelig, men er i de senere Aar i Aftagende, blandt andre Grunde fordi de stjæles.

**479. Stolpernes Antal kan formindskes** ved, at man lader de primære Rideplanker i Fig. 411 bære af sekundære (Fig. 415); giver man disse Dimen-

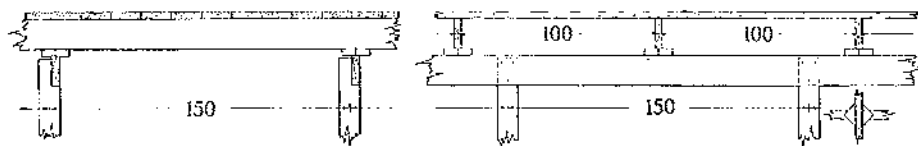


Fig. 415.

sionerne  $3 \text{ cm} \times 17,5 \text{ cm}$  ( $1/4'' \times 7''$ ) eller bedre  $3,5 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$  ( $1 1/2'' \times 6''$ ), kan Stolperne sættes med  $1,5 \text{ m}$  Afstand i begge Retninger, saafremt Betonpladens Tykkelse ikke overstiger  $12 \text{ cm}$ . For at Rideplankerne ikke skal skære sig ind i hinanden i Krydsningspunkterne, bør man lægge smaa Brædestykker imellem; de lægges diagonalt (Fig. 415, tilhøjre) for ikke at flække. Da  $1 \text{ m}$  Stolpe er væsentlig dyrere end  $1 \text{ m}$  Ridebrædt, er denne Konstruktion økonomisk, navnlig naar Etagehøjden er stor.

**480. Overstiger Pladetykkelsen  $12 \text{ cm}$ , bør Rideplankernes Dimensioner fastsættes ved Beregning.** Det tilladelige Tryk paa Sidetræ kan sættes til  $20 \text{ at}$ , og den tilladelige Bøjningsspænding til  $75 \text{ at}$ , naar der regnes med simpel Understøtning. Selve Forskallingsbrædderne vil som Regel let kunne bære frit paa  $1 \text{ m}$ , og Stolperne er ogsaa svagt paavirkede. Det er Ridebræddernes Dimensioner og deres Befæstelse til Stolperne, man skal have Opmærksomheden henvendt paa.

**481. Skraa Plader** bør støbes mellem dobbelt Forskalling, da Betonen ellers skrider, saa der opstaar Revner inden Størkningen. De øvre Forskallingsbrædder bør lægges med  $5 \text{ mm}$  Mellemrum, for at Luften kan undslippe, og for at man kan sikre sig, at Formen fyldes helt. Brædderne kan enkeltvis fastsømmes i Sideforskallingen eller, hvis denne er erstattet af 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.  $50 \text{ cm}$  brede Flager, der enten fastholdes til den nedre Forskalling med Bolte eller afstives fra oven med Brædder, der støtter mod en Mur i Nærheden eller mod et andet fast Punkt. Den øvre Forskalling fordyrer i

væsentlig Grad Konstruktionen, 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.

Ved Forskalling af **Tøndehvælvinger** lægges Forskallingsbrædderne paa Rideplanker, der er tilskaarne efter Hvælvingens form, og som benævnes Buestillinger<sup>1)</sup>. Har Hvælvingen Slikkapper, lader man gerne Hvælvingensforskallingen være gennemgaaende og anbringer Kappesforskallingen ovenpaa.

### 3. Bjælkeforskalling.

**482.** Er der Bjælker i Etageadskillelsen, kan Opstillingen være, som Fig. 417 viser, med en Stolperække under hver Bjælke. Bjælkekassen dannes af

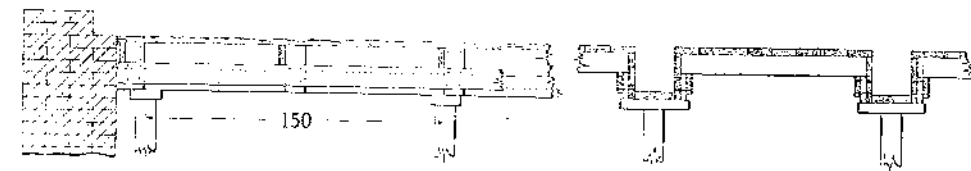


Fig. 417.

et Bundbrædt af Bjælkens Bredde og to Sideflager dannede af Brædder sammenholdt med Revler; begge Dele hviler paa en Plankestump paa Enden af Stolpen, og Sideflagerne fastsømmes til Bundbrættet. 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 Rideplankerne hviler.

Ligger Bjælkerne tæt ved hverandre, kan det ikke betale sig at sætte en Stolperække under hver, og Konstruktionen i Fig. 418 finder da Anvendelse.

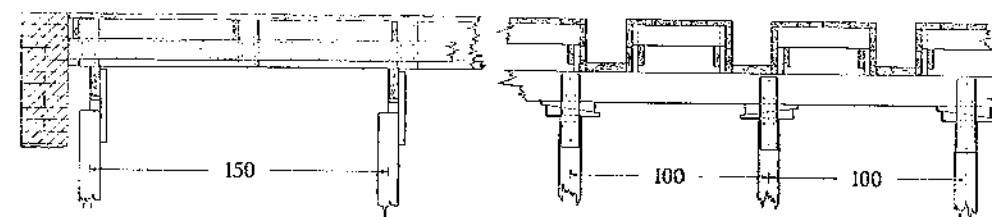


Fig. 418.

Grunden til, at man ikke lægger Forskallingsbrædderne paa tværs af Bjælkerne og sparer de øvre Ridebrædder, er, at man ikke vil skære Forskallingsbrædderne i Smaastykker, der er uden Værdi for et senere Arbejde.

<sup>1)</sup> Er Hvælvingen cylindrisk med saa lille Pilhøjde, at Cirklen ikke kan tegnes ved Hjælp af Centrum, laver Tømperne en Skabelon *abc* (Fig. 416) af en saadan Form, at Siden *bc* er parallel med Korden *AC*, naar Siden *ab* ligger i Korden *AB*. Der slaas Som i *A* og *B*, og Skabelonen føres nu saaledes, at den stadig berører begge Som, 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.

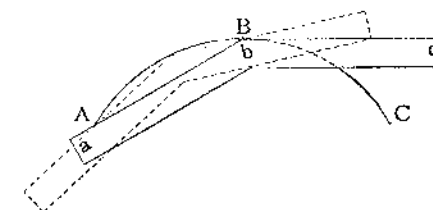


Fig. 416.

Naar Bjælkeafstanden er ringe, f. Eks. 1<sup>m</sup>, kan man ogsaa udføre Forskallingen 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 man ellers ikke faar Bjælkerne til at ligge i Flugt. Dette gælder i dobbelt Grad Kassetlofter, til hvilke Systemet ogsaa har været anvendt.

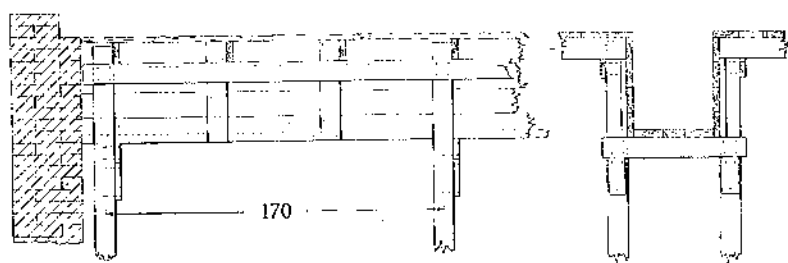


Fig. 419.

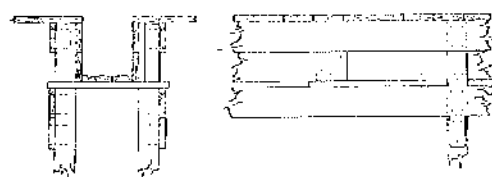


Fig. 420.

Til svære Bjælker bruges to Stolperækker (Fig. 419), forbundne med korte Rideplaner, paa hvilke Bjælkens Bundbrædt hviler. En noget ændret Fremgangsmaade er den i Fig. 420 viste, hvor Ridebrædderne ligger paa langs forbundne med korte Brædder paa Fladen, der bærer Bjælkens Bundbrædt. Dette bliver paa denne Maade hyppigere understøttet end i første Tilfælde.

483. Er Bjælken fritliggende uden Plade, maa Sideflagerne støttes foroven ved vandrette Brædder (Fig. 421). Kilerne mellem disse og Stolperne tjener til at tvinge Flagerne i retlinet Flugt. Har man ingen opgaaende Stolper til at støtte Sideflagerne imod, kan man forlænge Ridebrædderne (Fig. 422) og bruge dem til Støtte for de nødvendige Skraastivere.

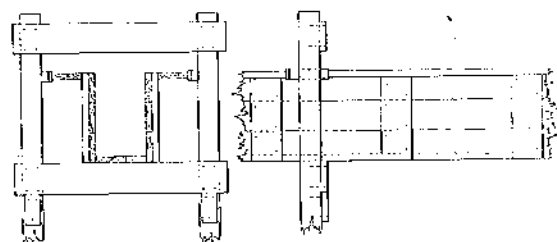


Fig. 421.

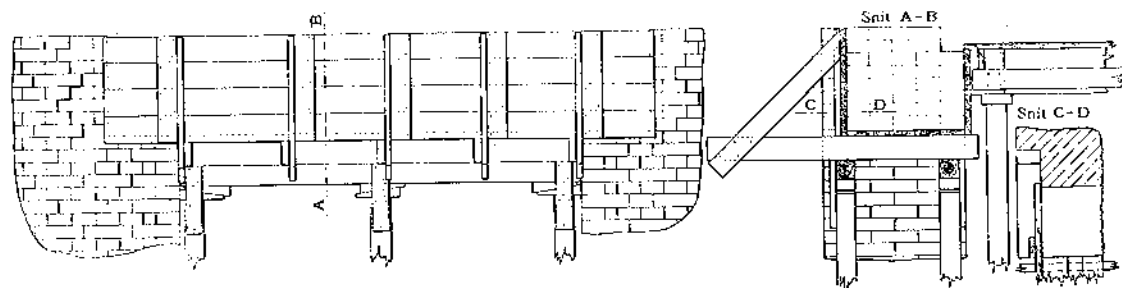


Fig. 422. Forskalling til Murbjælke, der senere vil blive skalmuret.

Har Bjælkerne Plade fornedet (Fig. 423), saa Skraastiverne vanskeligt kan anbringes, maa Flagerne afstives mod hinanden ved Revler foroven og ved Bolte (§ 485) fornedet og midtvejs. Enten kan man lade de lodrette Revler

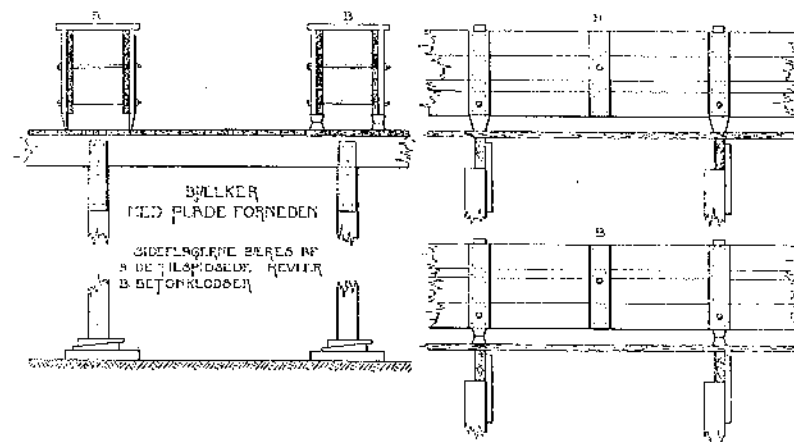


Fig. 423.

staa paa Forskallingen (Fig. 423 A) og senere fyldte de Huller, som de efter lader, eller man kan stille Flagerne paa smaa Dobbelt-pyramider af Cementmørtel (Fig. 423 B), der forbliver i Pladen.

Hvis Bjælken ikke er beregnet for at bære Pladen, men kun f. Eks. en paa Pladen staaende Mur (Fig. 424), bør den udføres uden Forbindelse med Pladen. Arbejdet bliver derved lettere, men man bruger mere Beton og Tid, da

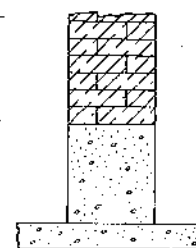
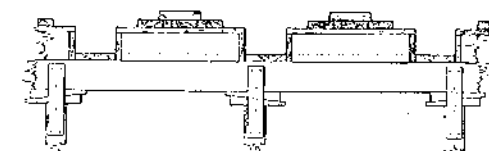


Fig. 424.



Bjælkeformen først kan opstilles og Jærnet indlægges, efter at Pladen er blevet nogenlunde haard.

Endelig viser Fig. 425 Forskallingen til et Kassetloft. Det vil ses, at de paaforede Brædder er høvlede smig paa Kanten for at lette Afskallingen.

Flade Kassetter i en Plade kan fremstilles ved Paaforing af Brædder, som Fig. 425 viser, men man kan ogsaa nøjes med af Lister at danne en Ramme og fylde denne med Slagge-Gibs-Mørtel; dette er navnlig praktisk, naar Kassetterne findes i en Tønde- eller Kuppelhvælving<sup>1)</sup>.

Fig. 425.

#### 4. Søjleforskalling.

484. Søjler forskalles med lodrette Brædder paa de tre Sider (Fig. 426), medens den fjerde til en Begyndelse holdes aaben og først lukkes, efterhaan-

<sup>1)</sup> B. u. E 1912, S. 82.



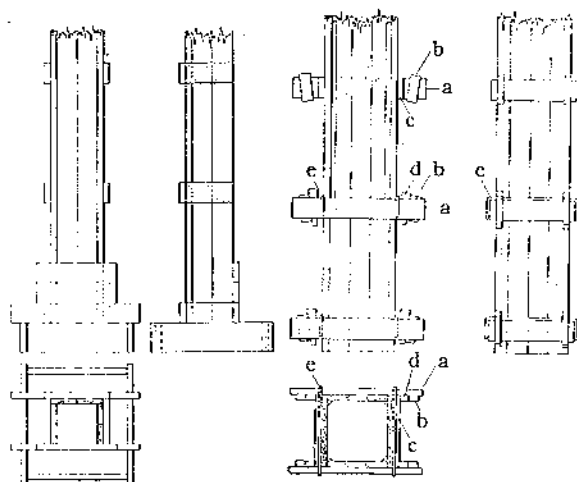


Fig. 426.

Fig. 427.

sørger Lukningen af Søjleens 4. Side, sker det gerne ved Paasømning af korte vandrette Brædder (Fig. 426); besørger Lukningen af Tømrerne, bruges 50<sup>cm</sup> høje Flager (Fig. 427), for at Tømrerne ikke skal løbe for ofte til og fra. I Fig. 426 er Søjlefloden forudsat støbt sammen med Søjlen, men hyppigst opstilles Søjleformen paa den forud støbte Søjleflod.

Den vaade Beton udøver et betydeligt **Sidetryk**, som Formen maa kunne modstaa uden at give sig, ellers bliver Søjlerne sværere forneden end foroven, som det ofte kan iagttages, naar Formen er daarligt samlet. Jo højere og sværere Søjlen er, des bedre maa Flagerne derfor sammenholdes forneden, og des mere Grund er der til at fordele Støbningen over flere Dage, saa at den nederste Del af Søjlen faar Tid til at størkne, inden der støbes videre. Det Sidetryk, som flydende Beton udøver, er ved Forsøg fundet som Regel at være lig med Trykket af en Vædske med Vægtfylde 1,37. Sidetrykket aftager med Vandmængden, og for meget tør Beton kan regnes med en Vædske af Vægtfylde 1,13<sup>1)</sup>.

Har man mange spinkle Søjler at udføre paa et Sted, hvor Forskallingens Opstilling volder Vanskelighed, kan det være praktisk at støbe dem liggende med udragende Jærn og stille dem paa Plads samtidig med at Nabodelenes Forskalling opstilles; den almindelige Fremgangsmaade vil dog som Regel give smukkere Arbejde.

**485.** Formen til en spinkel Søjle (Fig. 426) kan samles alene med Som, men ofte spændes den desuden sammen med en Tvinger (Fig. 428) paa hver Revle (Fig. 429). En særlig solid Form, hvis Flager er sammenspændt med Bolte gennem Revlerne er vist paa Fig. 430. Her bliver de vandrette Brædestykker skudt ned fra oven i False, dannede af de trekantede Hjørnelister og to udvendige Lister.

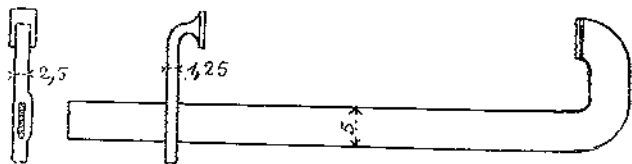


Fig. 428.

den 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<sup>cm</sup>. Hjørnesømmene vanskeliggør Afskallingen, men selv om man bruger særlige Midler til at sammenholde Flagerne (Fig. 427-31), kan de ikke undværes, i alt Fald ikke, naar Bræddetykkelsen kun er 3<sup>cm</sup>, som næsten altid her i Landet.

Hvis Betonarbejderne selv be-

Fig. 427 viser Forskallingen til en sværere Søjle samlet med Kiler og Klammer. De lange Revler *a* er forsynede med en paasømet Klamp *b*; mellem denne og de korte Revler *c* inddrives Kilen *d*. I Tværetningen holdes Flagerne sammen af Klammerne *e*, der udsmedes af 15<sup>mm</sup> Firkantjærn.

Er Søjlen meget svær (Fig. 431), vil de vandrette

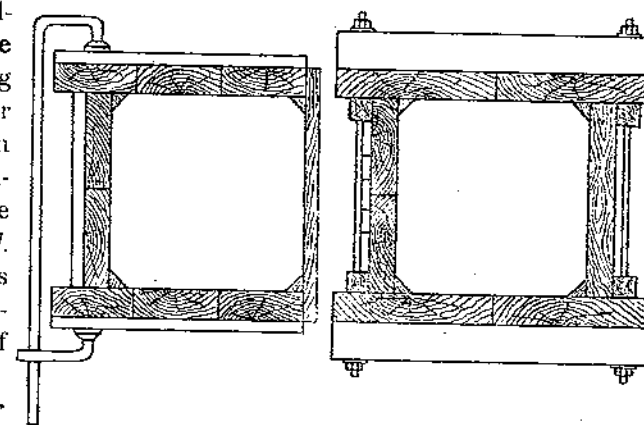


Fig. 429.

Fig. 430.

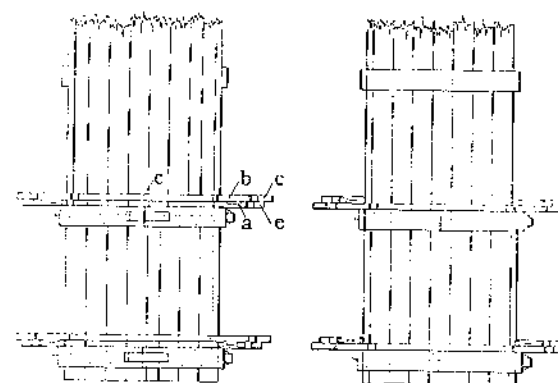


Fig. 431.

Revler blive stærkt paavirkede til Bøjning i en vandret Plan, saaledes at Søjle's 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*. Figuren viser desuden, hvorledes

de modstaaende Revler kan afstives indbyrdes ved Hjælp af Jærntraad *g*, der strammes med Kilerne *h* (Fig. 432); men Traaden giver sig og skærer sig ind i Træet, og Enderne kan senere give Anledning til Rustpletter. Bolte (gerne 12,5<sup>mm</sup> i Diameter)

er langt at foretrække, hvad Stivhed angaar, men de er lovlige dyre at efterlade i Konstruktionen; skal de fjernes, maa de indfedtes, og man maa omhyggeligt undgaa at stampe paa dem, og de maa slaas ud, saasnart Betonen er størknet.

Rammernes Antal kan formindskes ved mellem dem og Revlerne at opstille lodret Tømmer, der bærer fra Ramme til Ramme.

**486.** De trekantede Hjørnelister, som ses i flere af Figurene, skal ikke blot sikre Søjleflagerne nøjagtige Stilling og skaffe Tæthed, men man ønsker som Regel at bryde fritstaaende Søjle's Hjørner, dels af Hensyn til Brandsikkerheden (§ 64), dels fordi de skarpe Hjørner let beskadiges, naar der er Færdsel omkring Søjlen. Har man skarpe Hjørner og ru Forskalling og støber man i varmt Vejr, hvormed følger tørre Forme, kan det hændes, at man ved Afskallingen finder, at Søjle's Hjørner er revnede fra. Grunden hertil er,

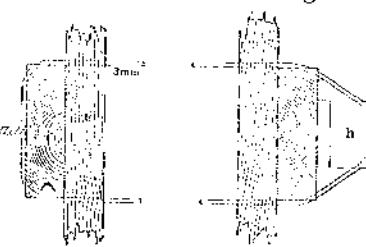


Fig. 432.

<sup>1)</sup> Ing. 1913, S. 52.

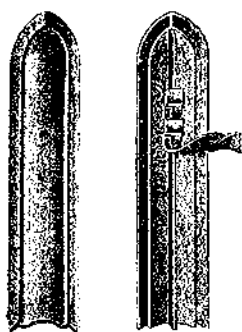


Fig. 433.

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 Forskallingen høvlet, vil noget saadant næppe ske. Skal Søjletværsnittet være en regulær 8-Kant, erstattes den trekantede Liste med et skraatstillet Brædt. Staar Søjlerne paa et særlig udsat Sted, beskyttes Hjørnerne med Staallister som den i Fig. 433 viste; de anbringes i Formen inden Støbningen.

Hvis en Søjle fortsætter sig gennem flere Etager, maa man naturligvis paase, at Formen opstilles rigtigt i Forhold til Søjlen underne.

## 5. Brug af høvlet og pløjet Forskalling.

487. Hvis Konstruktionen ikke skal pudses, fremstilles Forskallingen gerne af høvlede og pløjede Brædder, saa at Overfladen bliver jævn. Med savskaarne Brædder kan dette vanskeligt opnaas, thi Bræddernes Tykkelse varierer altid noget, og da de alle ligger an mod Rideplankerne eller Revlerne, bliver Oversiden ujævn; desuden vil Brædderne kunne høje sig i forskellig Grad.

Hvis Brædderne pløjes uden at høvles, faar man en fortræffelig stiv Forskalling med jævn Overside<sup>1)</sup>, men Luven vil blive indstøbt i Betonen og vil ved Afskallingen enten blive siddende i dennes Overflade eller rive den i Stykker. Dette undgaas ved Brug af Brædder, der er høvlede, som Regel paa begge Sider.

Saafernt Forskallingen er høvlet, bliver dens Inderside efter Opstillingen ofte smurt ind med Sæbe, Karbolineum eller Olie, for at Betonen ikke skal hænge for stærkt i<sup>2)</sup>. Smørelsen hindrer Mørtelen i at trænge ind i Træets Porer; derved lettes Afskallingen 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.

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.

Selv en høvlet Forskalling efterlader Indtryk i Betonen, navnlig hidrørende fra Fugerne. Skal dette undgaas, maa Træet beklædes med Gibs, Blik eller Linoleum. Papir kan ikke bruges; selv om det mættes med Olie, krymper det sig, naar det dækkes med den vaade Beton.

De Indtryk, som Brædderne efterlader i Betonen, behøver dog slet ikke at virke skæmmende, men kan tværtimod udnyttes arkitektonisk, naar blot Arbejdet udføres smukt med lige brede Brædder og regelmæssige Stød. De regelmæssige Fugeaftryk vil da tilsløre Skjolder og lign., som kan være i Fladen, og give den et harmonisk Liv.

## 6. Udsparinger og Indstøbninger.

488. Udsparing af Smaahuller for Rørledninger og lign. kan ske ved Træpropper, men disse bør lægges i Vand længe forud, da de ellers kan bulne

<sup>1)</sup> Da Brædderne er ulige tykke, vil Rideplanken eller Revlerne ikke kunne ligge an mod dem alle, og Fladen forbliver derfor ikke altid plan under Støbningen.

<sup>2)</sup> Mineralolier er at foretrække, da de ikke som vegetabiliske og navnlig animalske Olier angriber Cementen. Spørgsmaalet er dog uvæsentligt paa Grund af de smaa Olemængder, der kommer til Anvendelse. Undertiden bruges Hestefedt spædt op med Petroleum.

ud efter Betonens Størkning og sprænge denne. Gibspropper er bedre; de kan formes som Fig. 452 b viser, saa kan de blive siddende i Konstruktionen, hvis det viser sig, at man ikke faar Brug for Hullet. Ofte bruges Rør af Jærn eller Ler, der bliver siddende i Hullet som en Bøsning. Til Fastgørelse af Transmissioner kan indstøbes T-Jærn<sup>1)</sup>

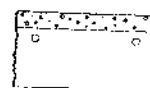


Fig. 433,1.

eller særlige Profiljærn (§ 80) i Bjælkerne. Man kan ogsaa udspare Tværhuller i disse ved Indstøbning af Gasrør (f. Eks. 1 1/2" i Diameter) med regelmæssig Afstand (f. Eks. 1<sup>m</sup>); man har da frie Hænder til senere at hænge noget op, hvor man vil (Fig. 433,1). Bolte, der skal indstøbes, bør have langt Gevind og to Møtrikker, saa at de kan befæstes til Forskallingen, som Fig. 434 viser. Til elektriske Ledninger kan der indstøbes tynde Staalsrør, gennem hvilke Ledningerne senere trækkes. Naar Pladerne ikke er meget tynde, indlægges de i disse ovenpaa Pladens Armering eller i alt Fald mellem denne og den neutrale Akse, saa de ikke svækker Trykzonen, og de forsynes med en Bøjning i hver Ende, der stikkes ned gennem borede Huller i Forskallingen, eet inde ved Muren og eet ved Lampestedet<sup>2)</sup>.

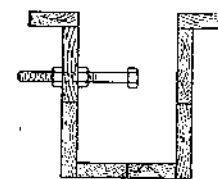


Fig. 434.

## B. Jærnarbejdet.

### 1. Jærnets Tildannelse.

489. Saasnaar Jærnet er leveret, bør det prøves (§ 75<sup>3)</sup>); derefter paabegyndes Tildannelsen, der gerne sker samtidig med at Forskallingen opstilles.

Det svære Jærn købes saa vidt muligt i de rette Længder (§ 76); er det for langt, maa det afhugges

med en Mejsel eller, hvis Diameteren ikke er alt for stor, afklippes. Fig. 435 viser en Saks med indstilleligt Anslag, Fig. 436 en mere primitiv. Det spinkle Jærn til Pladerne overklippes nemmere med en Saks som Fig. 437, hvis Virke-

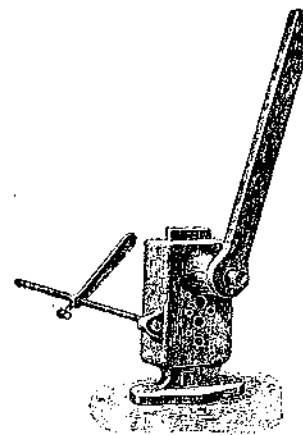


Fig. 435.

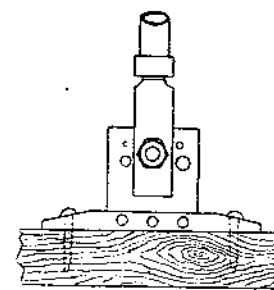
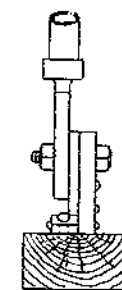


Fig. 436.



maade tydeligere fremgaar af Fig. 438. 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

<sup>1)</sup> B. u. E. 1912, S. 242.

<sup>2)</sup> I tynde Ydermure eller Tage er slige Rør udsatte for Afkøling, og da deres Indre er i Forbindelse med Stueens Luft, kan der, hvis denne er varm og fugtig, danne sig Fortætningsvand i Rørene, der efter kortere eller længere Tids Forløb gennemtrænger Isoleringen og giver Anledning til Kortslutning. Af Rørene findes der forskellige Systemer, Simplex, Perfecta m. fl. De er sort lakerede og leveres aabne, stuksvejste eller laploddede: de aabne Rør bør dog næppe bruges til Indstøbning. Den ydre Diameter er 13, 16 eller 19 mm; for henholdsvis aabne, svejste og laploddede Rør var Prisen før Krigen: 11,4, 22 og 27 Øre pr. m.

<sup>3)</sup> De schweiziske Statsbaner forlanger (1915) mindst to Prøver for hver Stangdiameter, dog ikke under to Prøver for hver 15 t.

lægges ind; og Vægstangsforbindelserne medfører, at Klippingen kan udføres med en meget stor Kraft. Saksen i Fig. 437 har en noget anden Form paa Kæberne, idet disse kan vendes, naar den ene Side er blevet for stærkt beskadiget.

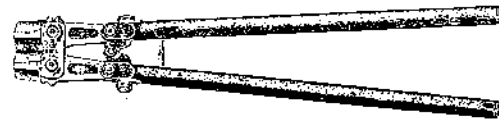


Fig. 437.

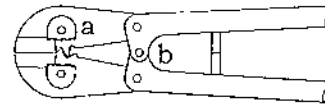


Fig. 438.

Kan man ikke faa Jærnet af den fornødne Længde, støder man det ved Krogning og Overdækning (§ 42); Svejsning bruges sjældent<sup>1)</sup>.

490. Efter Afkortningen skal Jærnet bøjes i Overensstemmelse med Detailtegningerne, hvis Hovedmaal dog bør korrigeres paa Stedet. Bøjningen sker gerne koldt, selv ved 40 mm Rj. Paa Bøjestedet mister Jærnet en betydelig Del af sin Sejghed, saa det ikke taaler at rettes ud igen eller at blive udsat for Møkkertslag; skal en fejl Bøjning rettes, bør det ske varmt, naar Jærnet ikke er meget spinkelt; Skørheden vokser med Diameteren. 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 Konstruktionens Brudlast forringes.

491. Bøjningen af det svære Jærn foregaar paa et langt smalt Bord, ved hvis ene Ende det i Fig. 439 viste Bøjeapparat er befæstet. Det bestaar af en

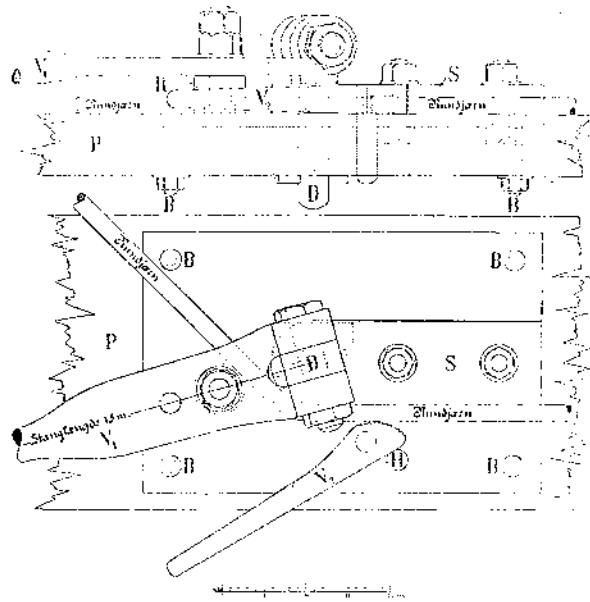


Fig. 439.

svær Jærnplade, der er nedladt i Bordet og fastholdt af de 4 Bolte B med forsænkede Hoveder. Midt paa Pladen er fastboltet Jærnstykket S, hvis venstre Ende er afrundet, og som kan udveksles med andre med større eller mindre Krumningsradius, eftersom det Rundjærn, der skal bøjes, har en større eller mindre Diameter. I Cirkelns Centrum sidder Dornen D, hvis øvre Ende er udsmedet til et Øje, der gaar op mellem de to Øjer paa Vægstangen V<sub>1</sub> og forbindes med disse ved en Bolt. Vægstangen er 1,5 m lang og kan forlænges med et Stykke Gasrør. Paa det flade Stykke sidder

<sup>1)</sup> Svejssteder bør saavidt muligt lægges paa de mindst udsatte Punkter, og inden Svejsningen maa Enderne stukkes op, saa Svejsstedet ikke bliver tyndere end Stangens normale Tværsnit. Svejsningen skal udføres meget omhyggeligt, uden Overhedning, og hvert enkelt Svejssted bør besigtiges, ligesom enkelte Bøje- eller Trækprover er at anbefale. Ofte aflaster man Svejsstedet ved at lægge et Par korte, spinklere Stænger paa Siderne af det.

Jærnets Form har man optegnet med Kridt paa Arbejdsbordet, og naar Jærnet lægges oven paa Tegningen, kan man mærke det med Kridt paa de Steder, hvor Bøjningen skal ske. Naar Rundjærnets Diameter overstiger en vis Størrelse, maa Rullen R flyttes ud i det ydre Hul, og V<sub>2</sub> flyttes ud i Hullet H.

Ved Optegningen af Skraajærnene 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 (se f. Eks. Fig. 70), maa Skraajærnenes Højde paa samme Maade afpasses, saaledes at Bjælkens Jærn løber ind lige over eller lige under Dragerens.

492. Til de spinkle Jærn i Pladerne bruges Bøjeapparatet kun ved Fremstillingen af de eventuelle Endekroge, mens de øvrige Bøjninger udføres, efter at Jærnet er lagt paa Plads og ved Hjælp af en ca. 50 cm lang Tang (Fig. 440). Efter at Jærnet er lagt ud paa Forskallingen, bindes Fordelingsjærnet fast i det første Felt (tilhøre paa Fig. 440), og Opbøjningen ved den første Bjælke foregaar da som Figuren viser, idet Arbejderen med venstre Haand holder Jærnet nede ved a. Jærnet bøjer sig da samtidig forneden 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<sup>1)</sup>.

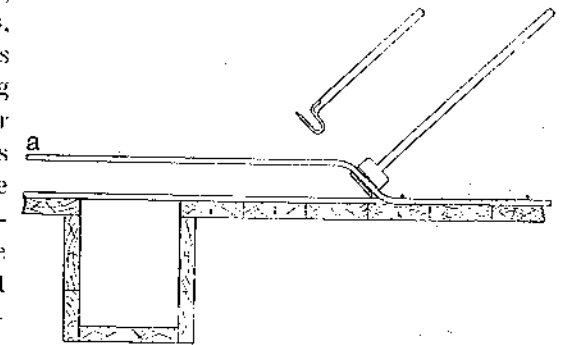


Fig. 440.

<sup>1)</sup> I Stedet for Tangen brugtes tidligere en langskaffet Krog (Fig. 441); ved Benyttelsen stod Arbejderen oprejst trædende paa Jærnet med den ene Fod. Man brugte ogsaa at bøje Jærnet for Udlægningen enten i en Skruestik eller, hvis man havde mange ens Stænger, omkring Bolte befæstede i en Planke af haardt Træ (Fig. 442). Boltene kan ogsaa sidde paa Klemplader der kan fastspændes, hvor det skal være, paa to Jærnhjælper (Fig. 443), hvis indbyrdes Afstand ligeledes kan varieres. Sværere Jærn bøjes varmt eller i en Skruepresse som Fig. 444.

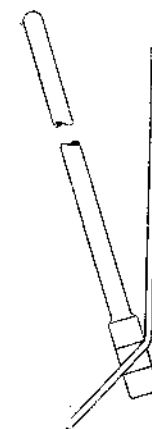


Fig. 441.



Fig. 442.



Fig. 443.

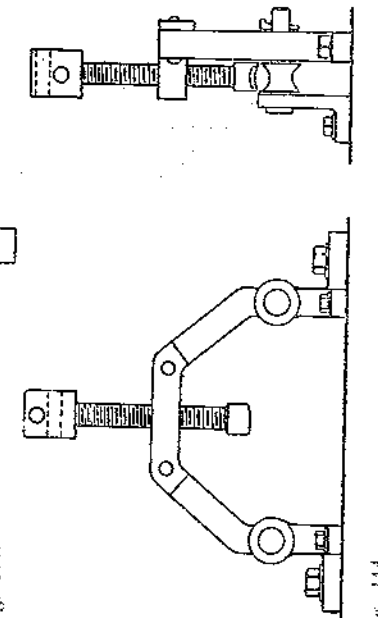


Fig. 444.

493. Søjlebaandene fremstilles, som Fig. 445 viser, ved med en Nøgle at svøbe dem om Dorne af samme Diameter som Søjlejærnene. Efter Fremstillingen

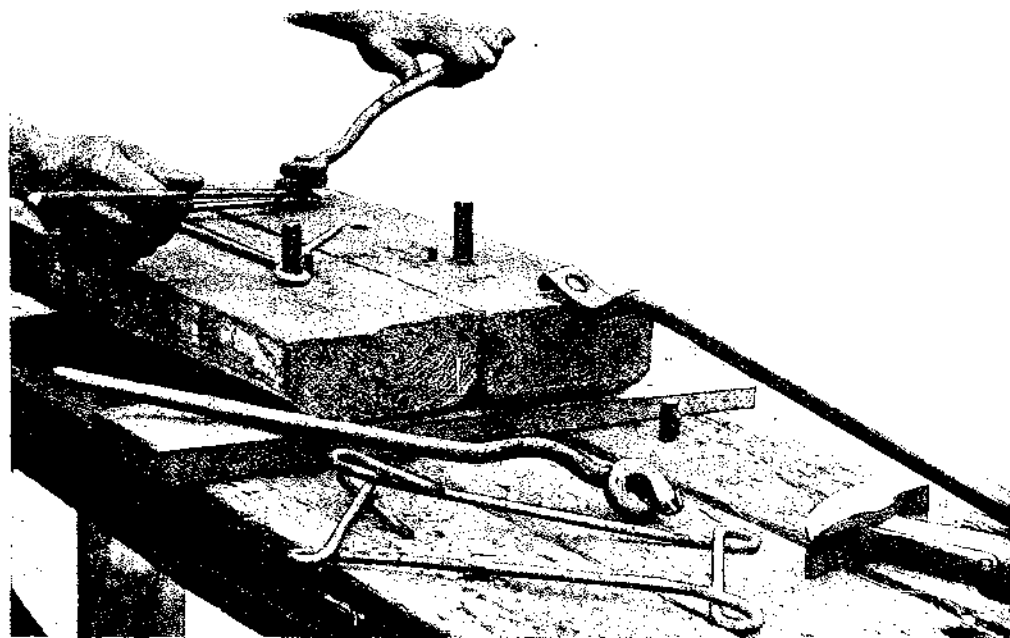


Fig. 445.

bankes de med en Hammer ind paa Søjlejærnene, mens disse ligger vandret, hvivende paa to Bukke. Skal Søjlejærnene have Kroge i begge Ender, maa den ene Krog fremstilles efter Samlingen, hvilket kan ske paa Bukkemaskinen

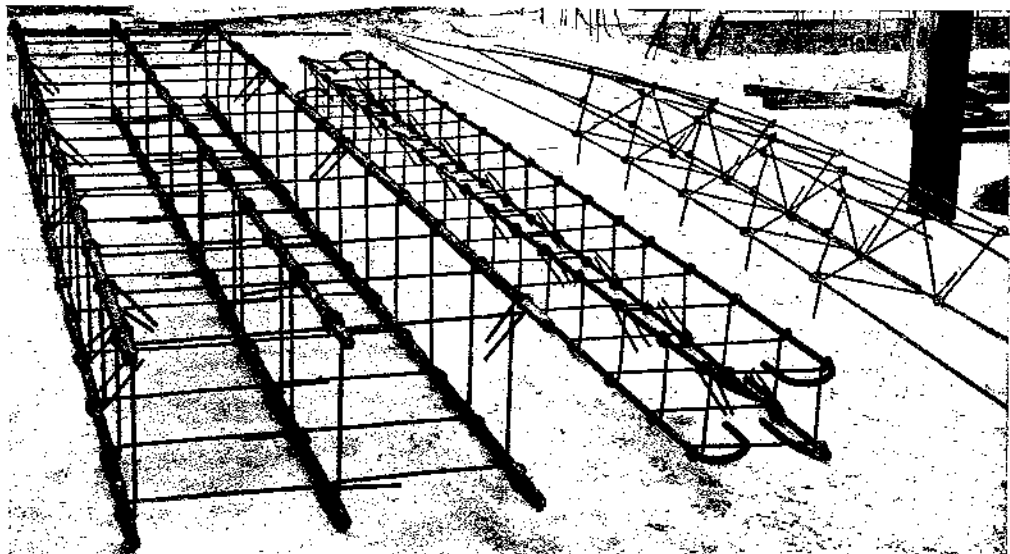


Fig. 446.

(Fig. 439), idet Krogen bøjes udefter og bagefter drejes ind paa Plads. Det er meget vigtigt, at Søjlebaandene bevarer deres Plads under Støbningen, og bru-

ger man ikke stramt siddende Slynghaand, men Ringbaand eller almindelige Bøjler, maa de fastbindes til alle Søjlejærnene med mindst 2<sup>mm</sup> tyk Traad. Bliver Slynghaandenes Øjer for store, er det, fordi Spillerummet mellem Dornen og Nøglens Knast er for rigeligt. Fig. 446. viser forskellige Jærnskeletter samlede med Slynghaand.

Almindelige Rundjærnsbøjler fremstilles paa tilsvarende Maade (Fig. 447) ved at lægge det afklippede Stykke langs Dornene a og b og bøje det om Dornen c.

Baandjærnsbøjler kan bøjes om Dornen uden Brug af Nøgle<sup>1)</sup>. Ønskes den paa Fig. 344 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. 448 for en lukket Bøjles Vedkommende. Dornene er med Kramper fastgjort til Arbejdsbordet og ved Hjælp af et Stykke Fladjærn hævet lidt over dette;

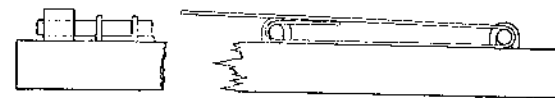


Fig. 448.

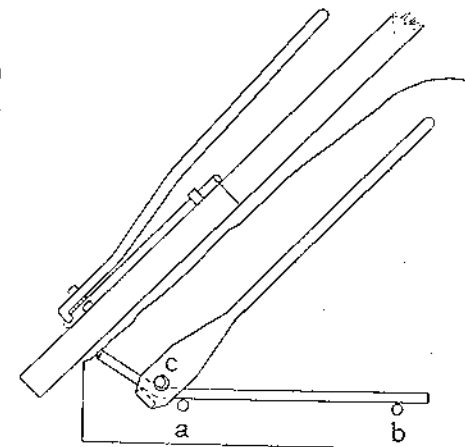


Fig. 447.

Bøjningen sker med Haanden, og den ene Gren bøjes først under Montering.

Fremstillingen af Bøjler og Søjlebaand sker ved et særligt, lille Bord.

## 2. Jærnets Indlægning i Formen.

494. Naar Formen er færdig og Søjlerne støbt op til Bjælkernes Underside, armeres Bjælkerne. Ligger Jærnene i flere Lag, eller er der krydsende Bjælker, maa Jærnene nedlægges i den rette Rækkefølge. Bøjlerne, hvis Plads er afmærket paa Forskallingen, indlægges gerne bagefter, idet de i vandret Stilling føres ind under Jærnene, rejses op og fastbindes (Fig. 449). Forhol-

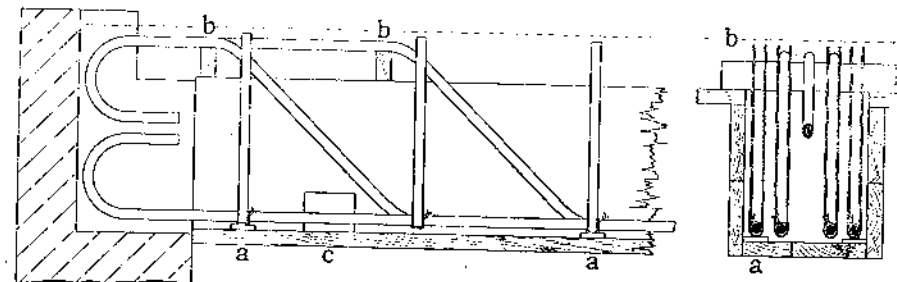


Fig. 449.

dene kan dog medføre, at Bøjlerne maa anbringes først og Længdejærnene lægges ned i dem, eller at Jærnskelettet maa nedlægges som et samlet Hele.

Derefter hæves Jærnene op fra Forskallingen, bedst ved Hjælp af smaa Fliser, a, (Fig. 449) af brændt Ler eller stærk Cementmørtel, 5<sup>cm</sup> i Sidelinie og af den Tykkelse, som det dækkende Mørtellag skal have. Fliserne bør forde-

<sup>1)</sup> Undertiden erstattes Dornen med en Gruppe Søm.

les saaledes, at der ikke kommer mange i samme Tværsnit, hvorved Bjælkens Trækside svækkes. De ophøjede Jærn støttes med Trælister, *b*, eller med et oplodset Brædt, som Fig. 450 viser. Paa dette Billede ses Bjælken at udgaa

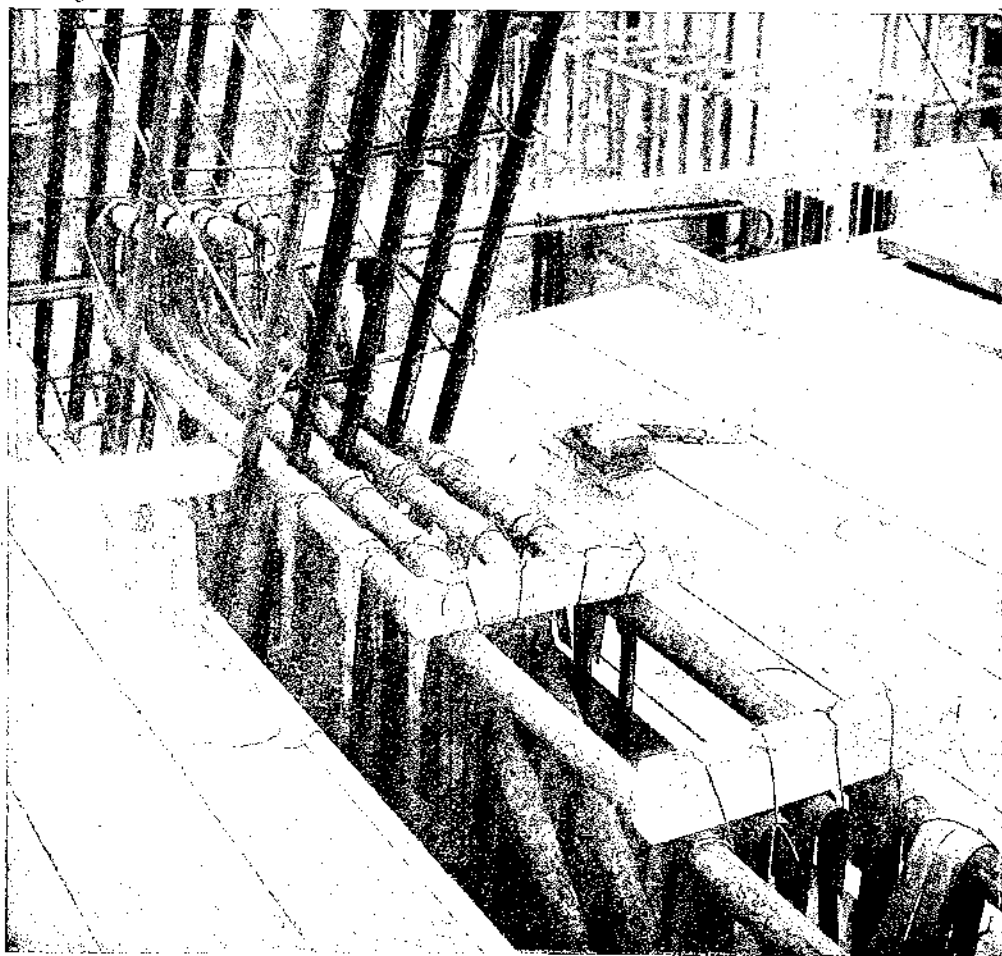


Fig. 450.

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. 345 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. 451), der slynges om hver enkelt Bøjlegren og fastsømmes i Forskallingen.



Fig. 451.

Naar Armeringen er fuldendt, skylles Formen ren, bedst med en Vandslange; Snavset skylles ud gennem et Hul *c* (Fig. 449), som derefter lukkes. I Mangel af Vandtryk maa

Skyllningen ske med Spande, og det kan da være vanskeligt at faa fjernet smaa Stumper Bindetraad, der er taabt ned i Formen, og som kan give Anledning til Rustpletter. Slige Stumper fjernes da bedst med en Hesteskomagnet, 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.

495. Efter at Bjælkerne er støbte (Fig. 452) udlægges **Pladens Armering**, som nærmere beskrevet ved Fig. 440. Ogsaa her bruges Lerfliser, *c*, til at

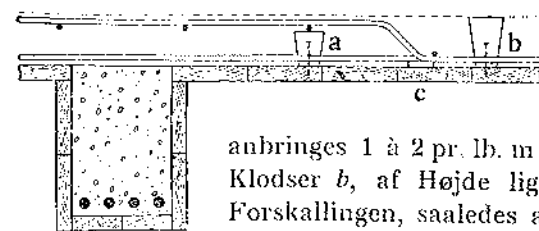


Fig. 452.

hæve Nettet fra Forskallingen. Det ophøjede 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 Forskallingen, saaledes at der kommer 1 pr. m<sup>2</sup>; derved sikrer man sig, at Pladetykkelsen bliver den rette. I Klodserne

bør være indstøbt et Messingsøm eller en Messingskrue, hvormed de befestes i Forskallingen, eller ogsaa maa man bruge den i Fig. 423 B viste Form, der er mere stabil. Naar Armeringen er fuldendt, skylles Forskallingen ren, som omtalt under Bjælkerne.

Fig. 453 viser Armeringen i en Trappeplade færdig til Støbning, kun mangler den øvre Forskalling, der skal forhindre Betonen i at skride ned; Bjælkerne ved Siden er ganske lave og støbes derfor samtidig med Pladen.

Ved Armeringen af **Hvælvinger** med Jærn i bægge Sider har man ikke, som ved Bjælker, Sideflager 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 op paa Forskallingen i samlet Tilstand og forbindes der med de øvrige Grupper ved Hjælp af Fordeleingsjærnet. Denne Fremgangsmaade er navnlig paa sin Plads, naar Arbejdet er regelmæssigt, Jærnene spinkle og Afstanden mellem de to Jærnnæt ikke for stor<sup>1)</sup>.

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. 454). Samlingen sker ved Ombinding eller Omvikling med 2—3 mm tyk Traad, der

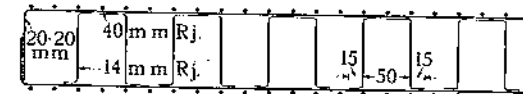


Fig. 454. Afstandsholder fra Buchroen ved Hedehusene

<sup>1)</sup> Afdøde Afdelingsingeniør Schierbeck har indført denne Metode ved Statshavnens Broantag, hvor den senere er udviklet videre af Ing. A. M. Poulsen (Ing. 1913, S. 613; 1917, S. 367).





Fig. 453. Folketingstrappen paa Christiansborg.

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.

## C. Støbearbejdet.

### 1. Støbningens Udførelse.

496. Betonen blandes paa Maskine (§ 90); hvis man undtagelsesvis bruger Haandblanding, bør Cementmængden forøges med 20 %. Forskallingen bør være fuldendt, inden Støbningen begynder, for at man kan overbevise sig om,

at alt flugter. Desuden bør Cementen være prøvet (§ 82). Ved Indstøbningen skal Jærnet være rent, frit for Fedt, Jord, Snavs og løse Rustskaller. Under Støbningen skal der være en kyndig Støbeformand til Stede, og de eventuelle Kiler under Forskallingen bør efterses og om fornødent drives efter.

Den bedste Støbetid er om Vinteren i Tøvejr. Forskallingen 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 Undgaaelsen af Svindrevner. Den værste Støbetid er solhede Sommerdage. Forskallingen 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 Sommervarmen kommer, vil Temperaturudvidelsen forøge de alt tilstedeværende Trykspændinger. I sommerstøbt Beton er Faren for Svindrevner stor, thi naar Vinterkulden kommer, vil Sammentrækningen forøge de alt tilstedeværende Trækspændinger.

I Temperaturer under  $-3^{\circ}$  bør der dog ikke støbes, med mindre man bruger varmt Vand eller paa anden Maade hæver Temperaturen, og den nystøbte Beton bør beskyttes mod Kulden. Man maa aldrig bruge frosne Materialer eller støbe mod frossen Beton eller indstøbe Jærn med Is paa.

497. I Amerika bruges undertiden en saa flydende Beton, at den kan fordeles ved det saakaldte Gravitationssystem. Betonelevatoren løfter Betonen tilvejs og tømmer den i et Trug, hvorfra den gennem flyttelige Trærender, hvis Heldning kan gaa helt ned til 1:5, ledes til Forbrugsstederne, hvor den direkte løber ned i Formen; Arbejderne har da kun at »pumpe« i den med en Lægestump. Denne Fremgangsmaade giver en uhomogen og svag Beton og bør ikke efterlignes.

I Evropa føres Betonen fra Elevatoren til Støbestedet i Trillebøre eller tohjulede Karrer, idet der dannes en Kørebane af Træflager, der er saa brede, at de fanger den Beton, der spildes under Kørslen. Kørebanen ender i en med opstaaende Rande forsynet Støbebakke, paa hvilken Betonen væltes ud, og hvorfra den fordeles med Skovl under stadig Stampning. Ved nogenlunde hurtig Tilførsel bør der for hver Mand, der skovler, være mindst een Mand, der stamper. Baade Støbebakken og Køreflagerne skal være forsynede med saa høje Ben (helst af Jærn), at de kan hvile paa Forskallingen 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. Ved Støbning af Plader med opbøjede Jærn kan man bruge mindre Flager af lignende Art som Stade for Arbejderne, der ellers let træder de opbøjede Jærn ned.

Betonen skal være saa vaad, at den kan trænge ind overalt mellem Jærnene og Bøjlerne. Beton bliver som bekendt 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, saa man ikke overdriver Vandtilsætningen. Men ved Jærnbeton maa Betonens Knusningsstyrke komme i anden Række og Jærnets fuldkomne Indstøbning i første.

Man nødes derved til at arbejde med en saa vaad Beton, at en stærk Komprimering ved Hjælp af Stampning, saaledes som den finder Sted ved jordfugtig Beton, er udelukket. Alligevel bør man ikke forbigaa denne Proces; ved at stikke og stampe i Betonen 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. Af samme Grund er det godt at bevæge Jærnene lidt i Massen, efter at de er dækkede.

Navnlig er det vigtigt at stampe grundigt langs Formens Sider, hvor Modstanden mod Betonens Nedsynkning er stor; her bruges en spadeformet Stemper (Fig. 455). Inde i Bjælkerne bruges den i Fig. 456 viste med kvadratisk Plade, saafremt der er Plads til at arbejde med den, ellers en med smal

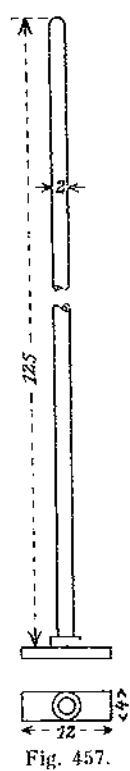


Fig. 457.

Plade (Fig. 457) eller en saakaldet *Passe-Partout* (Fig. 458), der har en Næse i hver Ende, der er henholdsvis 1 og 2 cm tyk, saa den kan komme ind mellem Bøjlerne.

Betonen skal være grødaglig, ikke flydende. Hvis der under Støbningen samler sig Søer af Vand paa Overfladen, er Betonens 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 hel tør Beton.

Den Lettelse i Arbejdet, som opnaas ved at overdrive Vandtilsætningen, købes meget dyrt. Faar Arbejderne Loy at bestemme Vandmængden, kan man paaregne, at Betonens Trykstyrke synker til Halvdelen af, hvad den bliver, naar Vandmængden er passende. Skal en bestemt Trykstyrke overholdes, nødes man derfor (§ 96) til at fordoble Cementmængden, som normalt udgør 375 kg pr. m<sup>3</sup> hårdnet Beton (§ 89). Koster Cementen 6 Kr. pr. 100 kg, som den gjorde i Sommeren 1917, fordyres 1 m<sup>3</sup> Beton med 22½ Kr., en Fordyrelse, som, selv om den halveres, er ganske urimelig i Forhold til Værdien af det Arbejde, der spares (§ 347). Det maa derfor fraraades at lade Støbearbejdet udføre i Akkord, mens Forskallings- og Jærnarbejdet uden Skade kan udføres paa denne Maade.

498. Man begynder som Regel med at støbe **Søjlefødderne**, og efter nogle Dages Hærdning opstilles Søjleformene paa dem og afstives mod hinanden eller mod Jorden, hvis man ikke samtidig opstiller Forskallingen til Etageadskillelsen, hvilket dog er at anbefale. Derpaa indsættes det forud tildannede Jærnskelet; kun naar dette er for tungt til at transporteres som Helhed, samles det inde i Formen. Skelettet centrereres ved Indlægning af Lerfliser mellem det og Formen. Staar Søjlen i fri Luft, og skal den ikke pudses, maa man nøje paase, at Bindetraadens Ender holdes saa langt fra Overfladen, at de ikke kan ruste.

Naar Formen er skyllet ren, paasættes den nederste, 50 cm høje Flage, Betonen fyldes i med Spaude under stadig Stampning, navnlig langs Formens

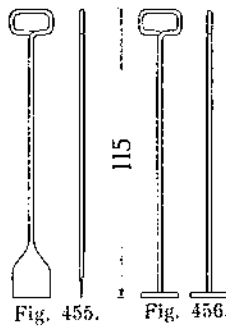


Fig. 455.

Fig. 456.

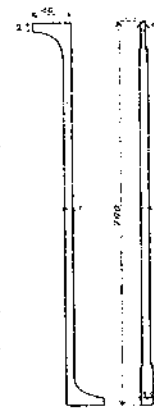


Fig. 458.

Sider, og naar Flagens Overkant er naaet, gaas over til den næste Søjle, saa Betonen i den første faar nogen Tid til at sætte sig. Jo vaadere Betonen 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 Forskallings- og Støbearbejdet bliver billigere, naar den fjerde Søjleflage opstilles som Helhed, og Støbningen foretages fra oven. Betonen maa da være vaadere, og under Ifyldningen pumpes der i den med en Lægte. Metoden bør imidlertid ikke bruges, thi for det første forskyder Søjlebaandene sig let under Betonens Nedstyrtning og under Pumpningen, og for det andet bliver Betonen svag paa Grund af den store Vandmængde, navnlig foroven, hvor det hydrostatiske Tryk er ringe; nede efter 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 Betonen mindre vaad, opstaar der let store Støbehulheder.

499. Naar Søjlerne er støbt og **Bjælkerne** armerede, dækkes Bjælkekassens Bund med Mørtel af samme Kvalitet som den, der indgaar i Betonen; derved opnaar man at faa en uhullet Underside og at forøge Jærnets Glidspænding (§ 29). Derpaa støbes Bjælken op under stadig Stampning, navnlig langs Formens Sider. Betonen 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 Betonen bliver daarligere gennemarbejdet og skrider ud og vælter Bøjlerne, ligesom den fremstampede Cementslam vil løbe ned ad Skraaningen og samle sig i betydelige Mængder.

Støbningen afsluttes ved Pladens Underside, og umiddelbart derefter aftørres de ophøjede Jærn og Bøjlerne med en Sæk, inden den Mørtel, der er 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.

500. 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, Forskallingen dækkes med Mørtel, og Støbningen fortsættes med almindelig Beton til Betonklodsernes Overside.

Baade Mørtel og Beton udlægges bedst i regelmæssige Bælter af ½—1 m Bredde, og Mørtelen bør højst ligge 1 Time, inden den dækkes med Beton.

Pladebetonen kan godt være noget tørre ved Bjælkebetonen, og til Komprimeringen kan man bruge et Slagbrædt (Fig. 459),

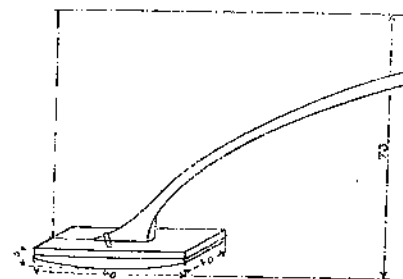


Fig. 459.



blive 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 Transversalkraften er mindst, altsaa hyppigst i Bjælkens Midte. Ved at sømme trekantede Lister paa Flagen (Fig. 461) 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. 462 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.

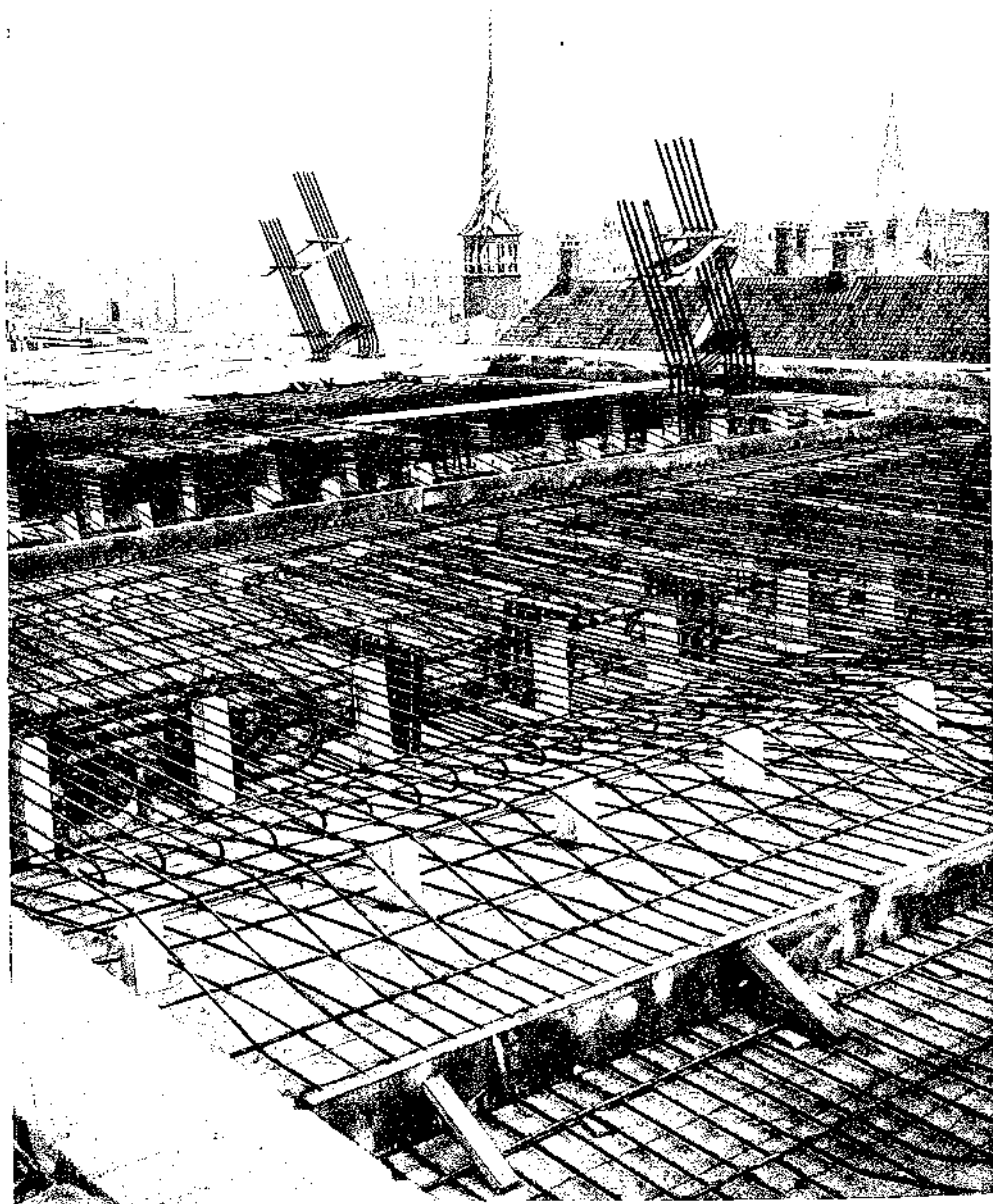


Fig. 465

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. 463 viser, og lægges bedst i Pladens Midte, hvor Transversalkraften er mindst. Det bør ikke falde sammen med et eventuelt Skel i Bjælken;



Fig. 463.

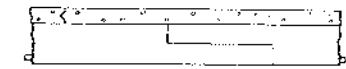


Fig. 464.

ved at forsætte det (Fig. 464), opnaar man lignende gode Forhold som i Fig. 462.

Fig. 465 viser Armeringen i flade Hvælvinger færdig til Indstøbning. Støbeskellene ligger i Hvælvingstoppene, hvor de begrænsende Brædder ses opstillede. Strækningen mellem de to Toppe udstøbes paa een Dag. Skel-Brædderne her mangler den trekantede Liste, men denne ses paa Fig. 466, der viser et tilsvarende

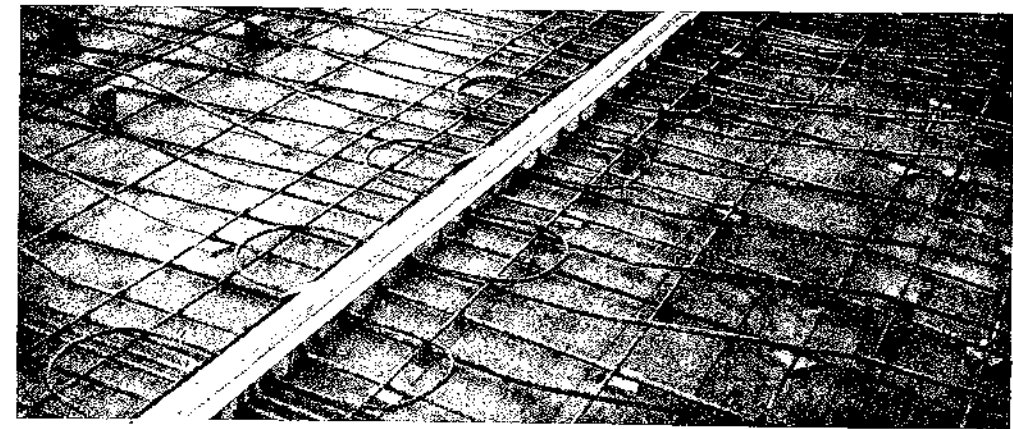


Fig. 466.

Støbeskel, i hvilket der yderligere er indlagt et bølgebøjet Knudejern, 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.

506. Inden Støbningen fortsættes mod en gammel Betonflade, bør denne overkastes med Cementmælk<sup>1)</sup>. Hvis Støbningen kun afbrydes for en Nat, kan Tilstøbningen udføres saaledes, at Skellet næsten ikke bliver synligt, men hengaar der lang Tid, vil Forstallingen 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.

#### D. Afskallingen.

507. Jo længere Tid man opsætter Afskallingen, desto stærkere bliver Konstruktionen; 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 afskalle, navnlig

<sup>1)</sup> Den i Amerika undertiden brugte Afsyring af den gamle Betonflade med fortyndet Sulfur (B. u. E. 1908, S. 23) bør ikke efterlignes.



ved Udførelse af store ensartede Arbejder, hvor de samme Former kan bruges flere Gange.

I saadanne Tilfælde vil man i Sommerhalvaaret som Regel kunne fjerne Sideflager, der intet har at bære, efter 3 Døgns Forløb, mens bærende Dele af Formen som Pladeforskallingen og Bjælkernes Bundbrædt først bør fjernes efter 3 + 3 L Døgns Forløb, hvor L er Pladens eller Bjælkens Fritliggende i Meter; udover 28 Døgn behøver man dog aldrig at lade Forskallingen blive siddende. For Søjle-Forskallinger, 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<sup>1)</sup>.

Man skal dog ikke blindt stole paa disse Regler, men i hvert enkelt Tilfælde undersøge Betonens Haardhed og erindre, at Betonen hærdner langt hurtigere om Sommeren end om Vinteren. Dersom der indtræder Frost under Hærdningen, maa Afskallingsfristen forlænges med Frostperioden. I en Bygning med flere Etager maa man naturligvis være meget varsom med at afskalle de nedre Etageadskillelser, paa hvilke Forskallingen for de øvre Etageadskillelser hviler. 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 Konstruktionen blive i Formen saa længe som muligt. Derved beskytter man den mod Svindrevner (dette gælder navnlig tynde Plader) og forringer Faren for, at Bjælke- og Søjlehjørner skal rives af ved Afskallingen. Det bedste er at vente, til Formen er tørret saa stærkt ind, at den helt har løsnet sig fra Betonen.

Afskallingen maa 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.

Efter Afskallingen bør alle Jærndelevære skjulte, og hverken Plader eller Bjælker hænge.

## E. Overfladebehandling.

508. De afskallede Konstruktioner bør fremtræde med skarpe Kanter, jævne (eventuelt plane) Flader og uden Huller eller blottet Jærn. Efter Afskallingen bør alle Flader efterses, og eventuelle Huller fyldes 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.

Den videre Behandling afhænger af, om Fladen skal pudses eller ej. 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 Pudslade savner. Da Puds paa Beton ofte er lidet holdbar overfor Stød og Vejrpaaevirkning, bør Friluftskonstruktioner, samt Konstruktioner der er udsat for Overlast, helst ikke pudses.

<sup>1)</sup> De schweiziske Normer (1909) kræver 3 Døgn for Sideflager, mens de bærende Dele af Forskallingen skal staa i henholdsvis 10, 20 og 30 Døgn, eftersom Spændvidden er 0, 3, 3-6 og over 6 m. Ved Temperaturer under + 5° skal Fristerne forlænges. De tyske Bestemmelser (1915) tillader, naar Vejret er mildt, at Søjler og Bjælkesider afskalles efter 3 Døgn, alm. Plader efter 8 Døgn, store Plader og Bjælkeundersider efter 3 Uger.

**Skal Overfladen pudses**, bør man ikke bruge høvlet Forskalling, da Mørtelen ikke binder godt til den glatte Flade. Man renser Fladen med Kost, vander den, udkaster Cementmørtel 1:2 paa den og pudser derpaa med Kalkmørtel<sup>1)</sup>.

**Skal Overfladen ikke pudses**, maa man helst bruge høvlet og pløjet eller i alt Fald pløjet Forskalling; dog er det ikke absolut nødvendigt, thi naar Tømmerne gør sig Umage, kan de ogsaa fremstille pæne Flader med almindelige ru Brædder. Eventuelle Grater kan fjernes med Mejsel og ved Afskuring med en Karborundumsten. Derefter vandes Fladerne og stryges med Cementmørtel 1:1 (\*Svumning\*), der atter afgnides med en Sæk, saa at blot Smaaporerne fyldes. Sluttelig hvidtes ofte. Se ogsaa § 8.

Betonens Udseende kan forskønnes ved til Overfladen at bruge **ædlere Tilslagstoffer** end de almindelige, idet man enten paafører dette Overfladelag som Puds eller tilvejebringer det ved at sløbe med en særlig Beton langs Forskallingen<sup>2)</sup>.

509. Skal Gulvflader forsynes med et **Slidlag af Cementmørtel**, bliver de som Regel kun raat afrettede ved Støbningen, paa samme Maade, som hvis de skal have Slidlag af andet Materiale (§ 500), og Mørtelbidlaget paalægges først, efter at Lofter og Vægge er pudsede. Man renser og skyller da Gulvet omhyggeligt og udlægger Trælister, der ved Smaakiler hæves op, saa deres Overside bliver nøjagtig vandret og kommer til at ligge i Koten for det færdige Gulv; derefter paaføres Mørtelen og afrettes i Overensstemmelse med Listerne. Senere paa Dagen eller Dagen efter, naar Mørtelen er størknet og taaler Færdsel, lages Listerne op, og Renderne fyldes med Mørtel, hvorefter hele Fladen **afrives** med et Rivebrædt af Træ. Denne Efterbehandling er nødvendig, thi den størknede Overflade er ikke helt plan, eftersom Mørtelen synker noget sammen, inden den størkner, og ikke lige meget overalt.

Vil man have en særlig slidfast Overflade (f. Eks. i Lokaler, hvor Støvdannelse saa vidt muligt skal undgaaes) bruges **Glitning** med Staal<sup>3)</sup>.

Under Udtørringen svinder Pudslaget og er tilbøjeligt til at skille sig fra Betonen; Pudsens bør derfor holdes vaad i lang Tid og bør fremstilles af groft Sand. Blandingsforholdet er 1:2 à 1:1, det sidste er kun at foretrække i

<sup>1)</sup> Indendørs bruges undertiden Bastardmørtel af 1 Maal CM (1:3) blandet med 1 à 3 Maal KM til Udkastning. Naar dette Lag er hvidtørt, pudses med KM. For at faa Kalkpuds til at sidde bedre fast, har man med Held bestrøet Forskallingen med knust Granit inden Støbningen (B. u. E. 1912, S. 349). Awallit og Mørtella 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.

<sup>2)</sup> Den førstnævnte Fremgangsmaade er brugt til Boulevardbanens Indfavningsmure. 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. Naar Porfyriten er størknet, kradses Overfladen op med et Savblad.

Jeg har søgt af dansk Materiale at fremstille en Beton, der egner sig til Ophugning, og som i ophugget Stand har et livligt Udseende. Knust Granit har ofte været anvendt, men Fladen bliver ret død, og Udseendet skæmmes hyppigt af Cementens hvide Udslag, som det er vanskeligt helt at undgaa. Jeg har derfor anstillet nogle Forsøg med knust, hvid Kalksten, og Resultatet var meget lovende. Materialet bliver nu benyttet til Buebroen ved Hedehusene og til Façadebeton i det nye Elektricitetsværk ved Kalybodstrand.

<sup>3)</sup> Glitning foretages umiddelbart efter Afrivningen, altsaa naar Mørtelen er nystørknet. Med det huarde 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. Glitning er betydelig dyrere end Afrivning. *Master Builder Concrete Hardner* er et fint, mineralsk Pulver, der forøger Slidfastheden, naar det blandes i Mørtelen eller i den Cement, der paadrysses. Se ogsaa *Bygge-materialer* 1911, § 1152.



Forbindelse med særlig groft Sand f. Eks.  $\frac{1}{16}$ " Granitskærver. Tykkelsen er gerne  $2-2\frac{1}{2}$  cm, den bør ikke være for ringe, thi ganske vist vokser Pudslagets Tilbøjelighed til at løsne sig med Tykkelsen<sup>1)</sup>, saafremt Svindet er det samme, men i Virkeligheden er Svindet aftagende med voksende Tykkelse, og sker der en Adskillelse, er Følgerne værst for det tynde Pudslag, som vil knuses under Færdslen, mens et tykt Lag godt kan holde, selv om det ligger løst<sup>2)</sup>.

Hvis Slidlaget paalægges samtidig med Støbningen, er der ingen Fare for, at det skal løsne sig, og Tykkelsen kan reduceres til 1 cm, men Fremgangsmaaden har flere Ulemper. For det første er det vanskeligt at beskytte Overfladen mod Beskadigelse under Bygningens videre Opførelse; for det andet er Listernes Udlægning og Pudsens Afretning meget besværlig, naar man ikke har en fast Flade at arbejde paa, men nystøbt Beton, og for det tredje er Sammensynkningen efter Afretningen større, fordi ogsaa Betonen sætter sig.

Skal der Linoleum paa Gulvet, er det mest praktisk 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<sup>3)</sup>.

## F. Prøvebelastning.

510. Hvis Bygherren ikke har ladet Arbejdet kontrolere under Udførelsen, plejer han at underkaste en Del af Konstruktionen en Belastningsprøve, ved hvilken ogsaa Nedbøjningen undertiden maales. Slige Prøver bør ikke udføres tidligere end nødvendigt; Betonen bør ikke være under 6 Uger gammel<sup>4)</sup>.

Prøvelasten kan passende sættes til  $1\frac{1}{2}$  Gange den bevægelige Last, naar den paaføres et saa stort Areal, at den størst mulige Spænding opstaar i det Led, der skal prøves. Krydsarmerede Plader skal saaledes belastes over det Hele, almindelige Plader mindst over et Kvadrat med Sidelinie lig Spændvidden, Bjælker over hele Spændvidden og fra den ene Nabobjælke til den

<sup>1)</sup> Byggematerialer 1911, § 1028.

<sup>2)</sup> Hvor der kun er gaaende Færdsel, er et 2 cm tykt, glittet Slidlag af  $\frac{1}{16}$ " Granitskærver i Blfh. 1:1 fortræffeligt.

<sup>3)</sup> En saadan Mørtel kan fremstilles af Savsmuld, Kork og Magnesiacement (Byggematerialer 1911, § 1235); man kan nemt ridse i denne Masse, men den er dog haard nok til ikke at modtage Indtryk af almindelige Møbler: naar den er bleven tør, udlægges Linoleet løst paa den (klæbes ikke) og stiftes fast langs Sømmene med hovedløse Messing- eller Staalstifter. Inden Mortelens Udlægning bør den nederste Strimmel af Murens Puds asfalteres, ellers kan Klormagniumsopløsningen suges op i Pudsens 50 cm højt og mer, og da Saltet er meget vandsugende, kommer der vaade Pletter, der navnlig i fugtigt Vejr træder stærkt frem; den asfalterede Stribe dækkes af Fodlisten. I Stedet for at asfaltere kan man ogsaa sætte en Træliste langs Væggen. Jærnrør og lign., der føres gennem Mørtellaget, bør asfalteres, da dette virker stærkt læren de Som Eksempel paa Leveringsbetingelser anføres: Blfh. 1 Maal Magnesit til 3 Maal Savsmuld; Tørstofferne skal blandes paa Maskine til Fuldkommenhed; Klormagniumsopløsningen skal holde 20-22° Beaumé, og der maa kun tilsættes den absolut nødvendige Mængde; Magnesiten skal være friskbrændt og af bedste og reneste Kvalitet; Savsmuldet skal være af friskt Træ og sigtet gennem Sigte Nr. 30; der forlanges 1 Aars Garanti.

Placid er en Mørtel, der udelukkende bruges til Linoleumsunderlag, og som ikke har Magnesiamentens uheldige Egenskaber.

Har man afrettet Gulvet med Cementmørtel, og er Arbejdet mangelfuldt udført, eller har Fladen lidt Skade bagefter, jævnes den med Spartelmasse, som er en Blanding af Gips, Kridt og Rugmelislister. De to sidste Bestanddele sammenblandes gerne hjemme hos Linoleums-paalæggeren og føres i Baljer som en lyserød Dejg til Arbejdsstedet, hvor det blandes med Gibsen umiddelbart for Paalægningen.

<sup>4)</sup> Dette forlanges af de schweiziske Normer (1909), der ogsaa forbyder at anbringe Nyttelasten paa et tidligere Tidspunkt. En Konstruktions Brudbelastning (incl. Egenvægt) skal mindst være 3 Gange saa stor som den Last (incl. Egenvægt), Konstruktionen er beregnet for.

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 ensformig fordelte. Vil man f. Eks. nøjes med at belaste en Bjælke fra Plademidte til Plademidte, skal Belastningen pr. Kvadratmeter være 33 % større, end naar man belaster mellem bægge Nabobjælkerne. Derimod gaar det ikke an at erstatte en ensformig fordelt Last med en halv saa stor Enkeltkraft i Bjælkens Midte, thi i sidste Tilfælde bliver Forskydningsspændingerne kun halvt saa store som i første.

511. Prøvebelastninger af denne Art har kun en **begrænset Værdi**. De viser, at Konstruktionen kan bære den paagældende Last, men intet som helst ellers. Man kan ikke af smaa Nedbøjninger slutte, at Konstruktionen kan bære meget mere, inden den gaar i Stykker. Jeg sætter, man prøver 2 T-Bjælker med samme ydre Dimensioner og samme Længdearmring, 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 Lastforøgelse<sup>1)</sup>. Man faar altsaa kun at vide, at Konstruktionen kan bære Prøvelasten, men derimod intet om Sikkerhedsgraden. Kun ved omhyggelig Projektering og omhyggelig Kontrol med Materialer og Arbejde sikrer man sig en god Konstruktion<sup>2)</sup>.

512. **Nedbøjningerne** er altid meget smaa, naar Konstruktionen er god, f. Eks.  $\frac{1}{1000}$  af Spændvidden, 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. 467)<sup>3)</sup>. Den bestaar af en lille Rulle af

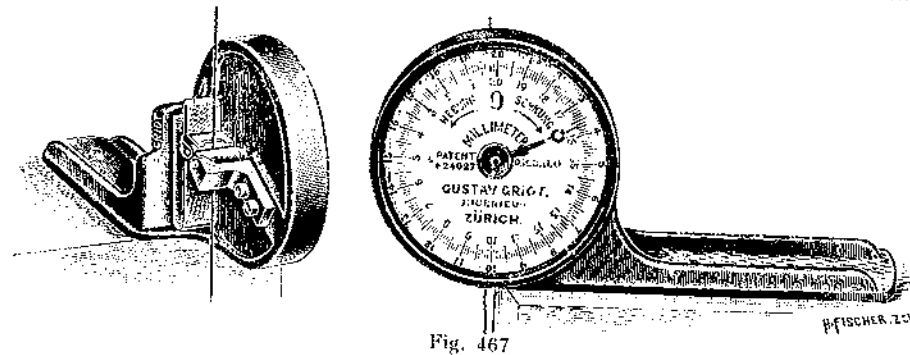


Fig. 467

Aluminiumbrønce, der bærer en Viser, hvis Længde er 10 Gange Rullens Radius. En lignende Rulle sidder paa en Pjer, 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

<sup>1)</sup> Saaledes gik en Bjælke, armeret med lige Jærn uden Kroge, i Stykker ved  $\sigma_j = 1480$  ut (som Følge af Jærnenes Glidning), en Bjælke armeret efter alle Kunstens Regler med Kroge, Skraajærn og Bøjler ved  $\sigma_j = 2958$  ut, mens Nedbøjningen var ens for bægge Bjælker ved  $\sigma_j = 1200$  ut (D. A. f. E., Heft 27).

<sup>2)</sup> Om Muligheden af at gennemlyse en Konstruktion med Røntgenstråler se B. u. E. 1916, S. 205.

<sup>3)</sup> Nogle andre Maaleapparater er omtalte i T. F. T. Af. f. J. 1911, S. 27 og B. u. E. 1911, S. 377.

den anden Ende belastes med et Par Kilogram. Apparatet fastskrues paa en Buk eller lignende. Fig. 468 viser tre forskellige Anordninger. Ved A er

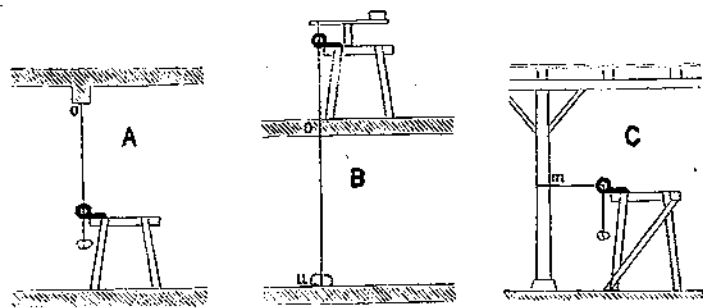


Fig. 468.

Apparatet opstillet under den Bjælke, der skal belastes; naar denne sænker sig, 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 Resultatet end nødvendigt. Er Forsøget langvarigt, saa Temperaturen synker  $1^{\circ}$  mellem Begyndeises- og Slutningsaflæsningen, og er Afstanden  $l$ , vil Traaden forkorte sig  $\frac{1}{50000} \cdot l \cdot l$ , der altsaa maa adderes til den maalte Nedbøjning. Den tynde Traad antager nemlig straks Luftens Temperatur, medens de massive Understøtninger for Konstruktionen næppe paavirkes væsentligt. Kommer der Solskin paa Traaden midt under Forsøget, kan Fejlen blive meget betydelig.

Træbukken, der bærer Apparatet, maa have en til Omgivelserne svarende Fuglighedsgrad. 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.

**513. En Beregning af Nedbøjningen** lader sig ikke udføre, da man ikke kender den sande Værdi af  $E_b$  og af den strakte Betons Medvirken; desuden er Konstruktionens Indspændingsgrad som Regel ubekendt, og ved en T-Bjælke véd man ikke hvor stor en Del af Pladen, der er medvirkende<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Er  $M_x$  Bjælkens Moment i et vilkaarligt Punkt, kan man i Henhold til den almindelige Elasticitetsteori bestemme Nedbøjningskurven som Momentkurve for en tænkt Bjælke, hvis Belastningskurve har Ordinaterne  $M_x/EI$ , og hvis Understøttingsmaade vælges saaledes, at Momentet bliver Nul i de Punkter, hvor den virkelige Bjælkes Nedbøjning er Nul. For en simpelt understøttet Bjælke, belastet med  $P$ 's jævnt fordelt, findes Midtpunktets Nedbøjning at være: 
$$y = \frac{5}{384} \frac{P \cdot l^3}{E_b \cdot I_b}$$
 I denne Formel indføres ofte  $E_b = 140\,000$  at, mens  $I_b$  bestemmes under Forudsætning af, at Betonen er revnet (altsaa af (116) eller (118), hvis Tværsnittet er rektangulært). Derved 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 (351), idet man, hvis Tværsnittet er rektangulært, sætter  $b = b_0$ ; for T-Bjælker sættes  $b$  lig den nyttige Bredde, som det er tilladeligt at regne med ved Dimensionering. Er  $P$  en Enkeltkraft, virkende i Afstanden  $x$  fra nærmeste Leje, bliver Midtpunktets Nedbøjning: 
$$y = \frac{1}{100} \frac{P \cdot l^3}{E_b \cdot I_b}$$

Man kan derfor ikke foreskrive en Maksimumsværdi for Nedbøjningen, men man kan forlange, at denne skal være elastisk; en større blivende Nedbøjning tyder paa mangelfuld Konstruktion eller Udførelse. Dersom man vil undersøge den blivende Nedbøjning, maa man naturligvis sørge for, at Konstruktionen ikke belastes inden Prøven.

Efter de danske Normer (1913) kan Resultatet af en Prøvebelastning betragtes som tilfredsstillende, naar Lasten har ligget paa i 24 Timer, og der i de sidste 8 ikke har vist sig nogen Tilvækst til Nedbøjningerne, og naar der i det hele ikke er fremkommen nogen væsentlig blivende Formforandring; i Tvivlstilfælde bør Prøvebelastningen gentages, og der maa da ikke vise sig nogen Forøgelse af de blivende Formforandringer. Efter de schweiziske Statsbaners Bestemmelser (1915) maa den blivende Nedbøjning af Bjælkebroer højst udgøre  $\frac{1}{5000}$  af Spændvidden eller, saafremt Spændvidden er under 5 m, højst 1 mm. De tyske Bestemmelser (1915) fordrer, at af den totale Nedbøjning, der har indstillet sig ved en 12 Timers Prøvebelastning, skal  $\frac{3}{4}$  være elastisk, saaledes at den blivende Nedbøjning 12 Timer efter Aflastningen højst maa udgøre  $\frac{1}{4}$  af den totale.

**514. Resultaterne af Bach og Grafs Nedbøjningsmaaling** findes sammenstillede i D. A. f. E., Heft 27. Af disse fremgaar:

Jø større  $q$  er, desto mindre Indflydelse har den øjeblikkelige Værdi af  $\sigma_b^t$  paa Nedbøjningskurven, og des utydeligere bliver derfor Knækket i denne som Følge af Revnedannelsen.

Naar  $\sigma_j$  bestemmes under Forudsætningen  $\sigma_b^t = 0$  og  $n = 15$ , vil der fremkomme blivende Nedbøjninger ved  $\sigma_j = 2-500$  at; jø større  $q$  er, des tidligere fremkommer de, fordi Betonens Bøjningsspændinger ved en given Værdi af  $\sigma_j$  er voksende med  $q$ . Bjælker med samme  $q$  vil, saalange  $\sigma_j < ca. 1000$  at, bøje sig lige meget ned uden Hensyn til, om Armeringen består af svære eller spinkle Jærn og uden Hensyn til, om der er Bøjler og Skraajærn i eller ej; først ved større Spændinger mærkes Bøjlernes og de spinkle Jærns forringende Virkning paa Nedbøjningen.

Tørt hærdnede Bjælker bøjer sig stærkere end vaadthærdnede, 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).

## G. Dilatationsfuger.

**515.** I udstrakte Jærnbetonkonstruktioner indlægges undertiden Dilatationsfuger med 20-40 m Afstand, for at Betonens Volumenforandringer ved Udtørring og Temperaturvariationer kan skaffe sig Luft i dem (§ 169-71)<sup>1)</sup>. Man bliver derved fri for nogle indre Kræfter, men faar til Gengæld en Bevægelse i Fugen, hvilket ofte kan berede Vanskeligheder.

Fugen lægges bedst midt gennem en Søjle (Fig. 469); undertiden har man undladt at dele Søjlen (Fig. 470), 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.

Hvis Dilatationsfuger anvendes, maa de føres gennem hele Konstruktionen med alt fast Tilbehør, thi lader man noget være gennemgaaende, vil det revne som Følge af Bevægelsen. I en muret Bygning med Jærnbeton-

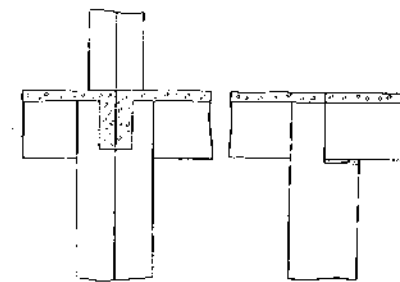


Fig. 469.

Fig. 470.

hvor  $c$  er Ordinaten i Punktet  $x$  til Nedbøjningens Influenslinie og findes i efterfølgende Tabel (Bjornstad og Frost: Jærnbeton, S. 138):

$x:l =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
$c =$	0,312	0,617	0,910	1,185	1,435	1,650	1,830	1,965	2,050	2,085

Er Bjælken helt eller delvis indspændt, og er Lejemomenterne  $M_1$  og  $M_2$  (Fig. 210), kan man først se bort fra disse Momenter, altsaa regne Bjælken simpelt understøttet og bestemme Midtpunktets Nedbøjning som ovenfor og derefter addere  $\frac{1}{16} \frac{l^2}{EI} \cdot (M_1 + M_2)$ , hvor  $M_1$  og  $M_2$  vil være at indføre med deres negative Fortegn.

<sup>1)</sup> I aabne Cykelbaner har man lagt Dilatationsfugerne med 25-35 m Afstand maalt langs Inderkredsen (B. u. E. 1913, S. 4). Om Dilatationsfuger i Svømmebassiner, se B. u. E. 1908, S. 410.

etageadskillelser 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 Dilatationsfuger under slige Forhold.

**516.** Desuden er Jærnbetonkonstruktionernes **Monolit** en saa fordelagtig Egenskab, at man saavidt muligt ikke bør bryde den. Medens en statisk bestemt Konstruktion hyppigst vil styrte ned, hvis et enkelt Led svigter, saa vil den statisk ubestemte Konstruktion i mange Tilfælde kunne klare sig, idet Kræfterne fordeler sig paa en anden Maade, hvorved det svage Led i større eller mindre Grad aflastes. Den monolitiske Konstruktion er ogsaa stivere overfor dynamiske Paavirkninger fra den bevægelige Last eller svingende Maskiner. At gøre Konstruktionen statisk bestemt alene for at undgaa indre Kræfter eller for at forenkle Beregningen kan derfor ikke anbefales.

**517.** Den væsentligste Grund til at indlægge Dilatationsfuger er Ønsket om at undgaa **uregelmæssige Svindrevner**, og for at disse ikke alligevel skal danne sig paa Strækningen mellem Fugerne, bør denne Strækning om muligt støbes i eet Træk. Skæmmende Svindrevner kan imidlertid undgaaes uden Brug af Dilatationsfuger 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 Trækkraften, saa at Revnen kun aabner sig i ringe Grad. 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.

Man kunde mene, at det var nødvendigt at give Dilatationsfugerne en vis Vidde af Hensyn til **Varmeudvidelse**, men dette er under normale Forhold unødvendigt. Man kan nemlig gaa ud fra, at Konstruktionen i Udtøringsperioden vil svinde ca. 0,3 mm pr. m<sup>3</sup>; den befinder sig da i samme Tilstand som om den var afkølet 30° under Støbetemperaturen, og Temperaturen skal allsaa stige 30°, førend der kommer Trykspændinger i Konstruktionen, og større Temperaturstigninger behøver man ikke at regne med her i Landet<sup>1)</sup>.

**518.** Ved **Dimensionering** af Husbygningskonstruktioner ser man som Regel bort fra de indre Kræfter, som Betoneus Svind og Temperaturvariationer fremkalder.

Efter **de tyske Bestemmelser** (1915) skal der ikke regnes med Temperaturspændinger i Husbygningen undtagen ved vidtspændte Ramme- og Buekonstruktioner, der er at beregne for en Temperatursvingning af ±15° i Forhold til Middeltemperaturen ved Støbningen. Dette sidste gælder ogsaa for Bro- og lignende Konstruktioner. I de Tilfælde, hvor der skal regnes med en Temperatursvingning, skal der ogsaa regnes med et Svind svarende til et Temperaturfald af 15°. Resultatet bliver allsaa, at der skal regnes med en Temperaturstigning af 15° og med et Temperaturfald af 30°. Konstruktioner, hvis Tværmaal ikke er under 70 cm eller som er beskyttede ved Paafyldning el. lign., skal beregnes for samme Svind, men kun for en Temperatursvingning af ±10°. **De schweiziske Normer** (1909) foreskriver, at der skal regnes med en Temperatur-

<sup>1)</sup> Se Ing. 1911, S. 447.

<sup>2)</sup> Svære Betonkonstruktioner bruger lang Tid om at blive gennemvarmede, og en kortvarig, høj eller lav Lufttemperatur vil derfor kun forplante sig til Overfladen. Ved Maalinger i en meget svær Dæmning fandt Merriman (B. u. E. 1909, S. 341), at i et Punkt, der laa i D<sup>m</sup> Afstand fra den nærmeste Overflade, var Temperaturforskellen i Aarets Løb km:  $\frac{T}{3 \cdot \sqrt[3]{D}}$ , hvor T er Forskellen mellem Aarets største og mindste Lufttemperatur. Antages denne at svinge mellem ±20 og ±40° C, allsaa 60° C, faas:  $\frac{60}{3 \cdot \sqrt[3]{D}}$  eller i Midten af en 2 m tyk Hvælving: 20°. Formlen gælder dog kun for 0,15 m < D < 6 m.

variation af ±15° i Forhold til Middeltemperaturen ved Støbningen, men forøger samtidig de tilladelige Spændinger med 20%. dog som Maksimum 70 og 1500 at. Normerne angiver endvidere, at det maksimale Svind kan sættes til  $\frac{1}{4}$  mm/m, og at det kan sidestilles med et Temperaturfald paa 20° (der regnes med Temperaturudvidelseskoefficienten 1:80 000). Saafremt der regnes med Svindet, allsaa med et Temperaturfald af 35°, maa de tilladelige Spændinger forøjes med 50%, dog ikke udover de nævnte Maksimalværdier. **De schweiziske Statsbaner** har 1915 udstedt omtrent ligelydende Regler, der dog ikke tillader at forøje Spændingerne, men derimod at sætte Svindet til kun  $\frac{1}{6}$  mm/m, naar der støbes paa den i § 517 omtalte Maade med aabne Bælter, der tidligst fyldes 14 Dage efter, at det sidste Afsnit er støbt færdigt.



for Tagværker, Tryk paa en vinkelret truffen Flade . . . . . 125 kg/m<sup>2</sup>  
 (for en Flade, der danner en Vinkel  $\alpha$  med Vindretningen, regnes det vinkelret paa  
 Fladen rettede Tryk til  $125 \sin \alpha = 125 \frac{h}{s}$  kg/m<sup>2</sup>; se i øvrigt 7).

for Ydervægge, Tryk paa en lodret Flade . . . . . 75 kg/m<sup>2</sup>  
 for Tagkonstruktioner over aabne Skure o. lign. regnes ogsaa med et lodret  
 opad virkende (Indvendigt) Tryk paa 50 kg/m<sup>2</sup> af Horisontalprojektion.

**7. Tabel over Sne- og Vindtryk.**

Til Lettelse ved Beregning af Sne- og Vindtryk paa Tage er i efterfølgende Tabel indført  
 saammenhørende Værdier af  $h:s$ ,  $h:l$ ,  $\alpha$ , lodret Snetryk pr. m<sup>2</sup> af Tagets Horisontalprojektion,  
 lodret Vindtryk pr. m<sup>2</sup> af Tagets Horisontalprojektion (= vandret Vindtryk pr. m<sup>2</sup> af Tagets  
 Vertikalprojektion = Vindtryk normalt paa den skraa Tagflade pr. m<sup>2</sup> af denne) og lodret Sne-  
 og Vindtryk pr. m<sup>2</sup> af Tagets Horisontalprojektion, alt i kg.

$h:s$	$h:l$	$\alpha$	Sne	Vind	Sne + Vind	$h:s$	$h:l$	$\alpha$	Sne	Vind	Sne + Vind
1,00	$\infty$	90° 00'	0	125	125	0,48	0,55	28° 40'	65	60	125
0,96	3,43	73° 40'	0	120	120	0,44	0,49	26° 10'	70	55	125
0,92	2,35	67° 00'	0	115	115	0,40	0,44	23° 30'	75	50	125
0,88	1,85	61° 40'	0	110	110	0,36	0,39	21° 10'	75	45	120
0,84	1,55	57° 10'	0	105	105	0,32	0,34	18° 40'	75	40	115
0,80	1,35	53° 10'	0	100	100	0,28	0,29	16° 20'	75	35	110
0,76	1,17	49° 30'	10	95	105	0,24	0,25	13° 50'	75	30	105
0,72	1,04	46° 00'	20	90	110	0,20	0,20	11° 30'	75	25	100
0,68	0,93	42° 50'	30	85	115	0,16	0,16	9° 10'	75	20	95
0,64	0,83	39° 50'	40	80	120	0,12	0,12	6° 50'	75	15	90
0,60	0,75	36° 50'	50	75	125	0,08	0,08	4° 40'	75	10	85
0,56	0,68	34° 00'	55	70	125	0,04	0,04	2° 20'	75	5	80
0,52	0,61	31° 20'	60	65	125	0,00	0,00	0° 00'	75	0	75

For  $h:s < 0,40$  kan man se bort fra Vindtrykkets vandrette Komposant og regne med det i  
 6. Spalte angivne Sne- og Vindtryk, der behandles paa samme Maade som Snetrykket.

**8. Jordtryk.**

Under almindelige Forhold kan Trykket i kg pr. lob. vandret Meter af en plan, lodret  
 Støttemur sættes til  $\frac{1}{2} Vh^2$ , hvor  $V$  er Jordens Vægt udtrykt i kg/m<sup>3</sup>, og  $h$  er Jordens Højde  
 over Murens Underside, udtrykt i Meter. Kraften regnes vandret virkende og fordelt saaledes  
 over Højden  $h$ , at den er Nul foroven og  $\frac{1}{2} Vh$  kg pr. m<sup>2</sup> forneden.  $V$  kan sættes til 2000 kg/m<sup>3</sup>  
 indbefattet Vægten af eventuel Brolægning, Menneskebelastning, Hjultryk, der ikke overstiger  
 1 t, el. lign. Hvis der findes større Belastninger paa Jorden i mindre Afstand fra Muren end  
 $2h$ , skal der regnes med det derved eventuelt forårsagede større Jordtryk.

**9. Vægt af Stoffer, der lagres i Bygninger.**

Naar Stofferne lagres i Sække, sættes Vægten til 80% af den nedenfor anførte Vægt. I  
 Parentes er tilføjet Vinklen, som den naturlige Skrånt danner med en vandret Plan.

kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
Benzin . . . . . 700	Kaffe i Sække . . . . . 470	Petroleum, Motorolie . . . . . 900
Byg (30°) . . . . . 600	Kalksten (Brudsten til Ce- ment) (45°) . . . . . 1800	Pærer . . . . . 350
Bøger (se ogsaa Reoler) . . . . . 800	Kartofler . . . . . 700	Raafosfat . . . . . 1600
Cement (20°) . . . . . 1500	Koks til Varmeovne (45°) . . . . . 400	Reoler med Bøger o. lign. . . . . 500
Chilisalpeter . . . . . 1300	Kul (Gaskul) (45°) . . . . . 800	Roer . . . . . 700
Fejeskarn fra Huse . . . . . 660	Kul til Varmeovne (45°) . . . . . 700	Rug (30°) . . . . . 750
Frø af Hør og Raps . . . . . 650	Kultjære . . . . . 1275	Salt (Kogsalt) . . . . . 750
Gryn . . . . . 650	Kod . . . . . 800	Sand . . . . . 1700
Græs og Kløver . . . . . 350	Majs (30°) . . . . . 725	Singel, Ærtsten (35°) . . . . . 1600
Gødning . . . . . 850	Malt (25°) . . . . . 550	Skærver (40°) . . . . . 1600
Gødningskalk (30°) . . . . . 1250	Mel af Byg og Rug . . . . . 700	Sojabønner (30°) . . . . . 720
Havre (30°) . . . . . 500	- Havre . . . . . 600	Sukker (Puddersukk.) (35°) . . . . . 800
Hvede (30°) . . . . . 750	- Hvede . . . . . 800	Superfosfatmel . . . . . 1000
Hø og Halm, løst . . . . . 100	Oliekager . . . . . 1000	Thomasfosfatmel . . . . . 2000
- - - , presset . . . . . 350	Palmekærner . . . . . 700	Tørv . . . . . 600
Is . . . . . 750	Papir (se ogsaa Reoler) . . . . . 1100	Æbler . . . . . 300
Jordnødder . . . . . 400		Ærter (30°) . . . . . 850

I Lagerbygninger bør den tilfældige Belastning, der lægges til Grund for Beregningen, til  
 enhver Tid gøres bekendt for Brugeren ved tydelige Opslag paa et synligt Sted i hver Etage.

**10. Tilfældig Belastning paa Etageadskillelser, Trapper o. lign.**

- I Boliger, Kontorer, mindre Butikker, samt som Regel i Tagetager . . . . . 200 kg/m<sup>2</sup>
- Løftrum, der paa Grund af ringe Højde eller Adgangsforholdene (f. Eks. Hanebjælke-  
lofter uden Trappeadgang) eller Bygningens Anvendelse (f. Eks. Kirkelofter) kan  
paaregnes kun i ringe Grad belastede, mindst . . . . . 100 -
- Skoleværelser . . . . . 300 -
- Varehuse (Stormagasiner) . . . . . 400 -
- Kirker, Teatre, Koncertsale og andre Forsamlingsale med faste Siddepladser . . . . . 400 -

- I Foyerer, Gymnastik-, Bal- og Forsamlingsale uden faste Siddepladser . . . . . 500 kg/m<sup>2</sup>
- Gaarde uden Indkørsel samt hævede Gaarde, mindst . . . . . 500 -
- Porte og Gaarde med Indkørsel, for saa vidt Hjultryk paa mindst 1 t ikke er far-  
ligere, mindst . . . . . 800 -
- Gennemgange og paa Trapper til Boliger, Kontorer, mindre Butikker og Tagetager . . . . . 300 -
- Gennemgange og paa Trapper i Skoler og Varehuse . . . . . 400 -
- Gennemgange og paa Trapper til Forsamlingsale . . . . . 500 -
- Paa Allaner . . . . . 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 hævede Gaarde, Legepladser  
el. lign. . . . . 200 -

Belastningen fra lette Skillerum (Maksimalvægt 100 kg/m<sup>2</sup>) kan enten føres i Regning ved, at  
 Etageadskillelsens tilfældige Belastning forøges med 100 kg/m<sup>2</sup>, eller maa gøres til Genstand for  
 særlig Beregning.

I Beboelseshuse, Varehuse og Forretningsbygninger kan ved Beregning af Dimensionerne for  
 saadanne Konstruktionsdele, som er bestemt til at optage den tilfældige Belastning fra mere end  
 2 Etager, som f. Eks. Søjler, Dragere, Vægpillere, Fundamenter og lign., en Formindskelse af  
 Belastningen finde Sted efter følgende Regel:

Den tilfældige Belastning af Taget, øverste og næstøverste Etage indsættes med fuld Værdi;  
 for de følgende Etagers Vedkommende kan den tilfældige Belastning formindskes med 10% for  
 den første, 20% for den anden, 30% for den tredje og 40% for de følgende Etager.

**II. Tilladelige Spændinger.**

**11. Byggegrund.**

Hvor Trykfordelingen paa Fundamentets Underflade ikke er meget uensformig, kan det til-  
 ladelige Middeltryk ved Fundering i frostfri Dybde efter Grundens Beskaffenhed regnes til  
 2-4 kg/cm<sup>2</sup>. Som Vejledning ved Fastsettelsen inden for de nævnte Grænser af det i hvert enkelt  
 Tilfælde tilladelige Middeltryk kan man gaa ud fra følgende Værdier:

1. for meget god Byggegrund, f. Eks. fastlejret, tørt eller middelfugtigt, groft Sand  
og Grus . . . . . 4 kg/cm<sup>2</sup>
2. for god Byggegrund, f. Eks. fastlejret, meget fugtigt groft Sand og Grus, eller  
fastlejret, ikke meget fugtigt Sand og Grus med indtil ca.  $\frac{1}{2}$  Ler, eller fast,  
nogenlunde rent Ler, der ikke er udsat for at udblødes . . . . . 3 -
3. for temmelig god Byggegrund, f. Eks. finere, tørt Sand eller meget fugtigt  
Sand og Grus med indtil ca.  $\frac{1}{3}$  Ler, eller fugtigt Sand og Grus med forholdsvis  
mere Ler . . . . . 2 -

I Tilfælde, hvor en korrekt Beregning af største Kanttryk gennemføres, f. Eks. ved Skorstene,  
 Støttemure o. lign., kan den tilladelige Værdi af Kanttrykket regnes til  $\frac{1}{2}$  Gange de ovenfor  
 angivne Værdier.

Saafernt Funderingsdybden er større end 1 m, kan den tilladelige Paavirkning forøges med  
 Vægten af den afgravede Jord. En Overskridelse af de anførte Paavirkninger ved særlig fast  
 Byggegrund eller ved særlig stor Funderingsdybde maa specielt motiveres.

(Resten af dette Stykke omhandler Pæle, men gives ikke, da det samme indholdes i  
 Bogens § 156 med Undtagelse af følgende: Træpæle dimensioneres efter Reglerne i § 156 under  
 Anvendelse af Søjleformlen i efterfølgende Stykke 19, hvor  $r_0$  sættes til 35<sup>mm</sup> for Fyr og Gran.  
 Beregningen bedømmes efter Formel (54), men det kræves, at  $G_R > 0,75 G_P$ .)

**12. Beton.**

Trykspændingen maa ikke overskride  $\frac{1}{7}$  af Tærningestyrken efter 28 Døgn's Hærdning (mindst  
 20 cm Tærninger) og højst være 35 kg/cm<sup>2</sup>.

Naar Trykstyrken ikke undersøges, og naar der bruges Singel eller Skærver af Natursten, maa  
 følgende Trykspændinger ikke overskrides:

Blandingsforhold 1:2:4, 1:3:5, 1:3:6, 1:4:6, 1:4:7, 1:4:8
Trykspænding 25, 19, 17, 15, 14, 13 kg/cm <sup>2</sup> .

For Piller og Vægge, hvis frie Højde ( $l$ ) overskrider 8 Gange det mindste Tværmaal ( $b$ ), skal  
 ovenstaaende Spændinger multipliceres med  $(2 - l:8b)$ . Hvis Piller er kors-, te- eller vinkel-  
 formet, regnes  $b$  lig mindste Side i det omskrevne Rektangel.

I Fundamenter fremstillede af Mursteusskærver i Blandingsforhold 1:4:7 maa Trykspændingen  
 ikke overskride 8 kg/cm<sup>2</sup>.

Forskydningspændingen maa ikke overskride  $\frac{1}{10}$  af den tilladte Trykspænding.

**13. Natursten (Monolither).**

Naar Materialets Trykstyrke undersøges, er den tilladelige Trykspænding  $\frac{1}{15}$  af denne.  
 Naar Materialet ikke undersøges, er følgende Trykspændinger tilladte.

Granit . . . . . 75 kg/cm <sup>2</sup>	Stærke Sandsten . . . . . 30 kg/cm <sup>2</sup>
Marmor og stærke Kalksten . . . . . 30	Svage do. (Cotta) . . . . . 15 -
Kridtsten . . . . . 5 -	



Naar den frie Højde (*h*) overskrider 8 Gange det mindste Tværmaal (*b*), skal ovenstaaende Spændinger multipliceres med  $(2 - 1/8b)$ .

14. Murværk.

	Trykspænding.
Fuldbrændte Mursten, Molersten, Kalksandsten i Kalkmørtel	7 $\frac{kg}{cm^2}$
Fuldbrændte Mursten, Molersten, Kalksandsten i Bastardmørtel	11 —
Fuldbrændte Mursten, Molersten, Kalksandsten i Cementmørtel	15 —
Mergelklinker og tilsvarende stærke Sten i Bastardmørtel	18 —
Mergelklinker og tilsvarende stærke Sten i Cementmørtel	25 —

Det forudsættes, at Stenene i de tre første Poster har en gennemsnitlig Styrke af mindst 150  $\frac{kg}{cm^2}$ , og at Stenene i de to sidste Poster har en gennemsnitlig Styrke af mindst 300  $\frac{kg}{cm^2}$ . Hvis sidstnævnte Sten ikke er synlig klinkbrændte, skal deres Styrke undersøges. Kalkmørtelen maa ikke indeholde under 8 % Kalkhydrat. Cementmørtelen maa ikke være magrere end 1:3. Bastardmørtelen skal mindst indeholde 1 Maal af denne Cementmørtel for hvert Maal Kalkmørtel.

For Kvadernurværk af Natursten i Cementmørtel maa Trykspændingen ikke overstige  $\frac{2}{3}$  af den tilladte Spænding for Stenene og højst være 50  $\frac{kg}{cm^2}$ .

Naar Naturstenene kun danner en Skal, der er bagmuret med Mursten eller bagstøbt med Beton, maa Spændingen ikke overstige den for Bagmuren eller Bagstøbningen tilladte.

For Piller og Mure, hvis frie Højde (*h*) overskrider 8 Gange det mindste Tværmaal (*b*), skal ovenstaaende Spændinger multipliceres med  $(2 - 1/8b)$ . Hvis Pillen er kors-, te- eller vinkelformet, regnes *b* lig mindste Side i det omskrevne Rektangel.

15, 16, 17, 18. Jærnbeton, Staal og Jærn.

(Angaaende disse Materialer henvises til Originaludgaven).

19. Træ.

Den tilladelige Paavirkning regnes til:

	Fyr og Gran	Eg
Træk	100 $\frac{kg}{cm^2}$	125 $\frac{kg}{cm^2}$
Bøjning	75 —	100 —
Tryk $\pm$ Fibrene (= $r_0$ )	50 —	75 —
— $\perp$ —	20 —	30 —
Forskydning $\pm$ Fibrene	10 —	15 —

Søjler beregnes efter Formlerne:

$$\begin{aligned} \text{Fyr} \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{F} = r_0 \cdot \left(1 - \frac{1}{16} \frac{L}{i}\right) \text{ for } \frac{L}{i} < 0,8 \\ \text{og} \\ \text{Gran} \left\{ \begin{array}{l} \text{nodv. } I = \frac{1}{16} PL^2 \text{ for } \frac{L}{i} > 1. \end{array} \right. \end{array} \right. & \quad \text{Eg} \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{F} = r_0 \cdot \left(1 - \frac{1}{16} \frac{L}{i}\right) \text{ for } \frac{L}{i} < 0,8 \\ \text{nodv. } I = \frac{1}{16} PL^2 \text{ for } \frac{L}{i} > 0,8, \end{array} \right. \end{aligned}$$

hvor *L* er den frie Længde i m, der efter Omstændighederne kan regnes til 0,75 à 1,0 Gange den virkelige Længde.

For Bjælker maa den beregnede Nedbøjning ikke overstige  $\frac{1}{400}$  af Spændvidden. Elasticitetskoefficienten regnes herved til 100 000  $\frac{kg}{cm^2}$ .

I Interimskonstruktioner kan baade de tilladelige Paavirkninger og de efter Søjleformlerne fundne Bæreevner multipliceres med efter Omstændighederne 1,5 à 2,0.

Ved Omsætning af Trædimensioner regnes 1 Tomme = 2,5 cm.

III. Andre Bestemmelser.

20. Overdækning af Muraabninger.

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. 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. Naar denne Betingelse ikke er opfyldt, maa hvert Tilfælde undersøges for sig.

21. Skorstene.

Skorstene o. lign. skal, selv om de er sammenbyggede med eller ligger i Læ af andre Bygninger, beregnes for det under 6 angivne Vindtryk som virkende i hele Højden.

For murede Skorstene maa største Trykspænding, naar der ved Beregningen ses bort fra Trækspændingen, ikke overskride 11  $\frac{kg}{cm^2}$  (som i 14 angivet), naar der anvendes fuldbrændte Sten i Bastardmørtel, eller 15  $\frac{kg}{cm^2}$ , naar der anvendes haardbrændte Sten i Bastardmørtel, og desuden maa, under samme Beregningsforudsætning, ingen Fuge aabne sig længere end ind til Diameteren, vinkelret paa Vindretningen.

For Jærnbeton-Skorstene maa Trykspændingen i Betonen ikke overskride 30  $\frac{kg}{cm^2}$ , Trækspændingen i Jærnet højst naa til 900  $\frac{kg}{cm^2}$ .

I et Tillæg til ovenstaaende Normer findes Regler for Murtykkelser og Træbjælkelag.

Liste over Bogstavsymboler.

Længder i m er betegnet med et stort Bogstav, Længder i cm med et lille Bogstav. Normal-spændinger er betegnede med  $\sigma$  (den tilladelige Spænding med  $s$ ), forskydnings Spændinger er betegnede med  $\tau$  (den tilladelige Spænding med  $t$ ); Paavirkningsmaaden fremgaar af en øvre Indeks (*b* = Bøjning, *c* = Tryk, *f* = Forskydning, *l* = Træk, *v* = Vridning), Materialet er angivet ved en nedre Indeks (*b* = Beton, *j* = Jærn); den øvre Indeks er dog som Regel udeladt ved Betonens Trykspænding ( $\sigma_b$ ) og Jærnets Trækspænding ( $\sigma_j$ ) og ved de tilsvarende Størrelser, der svarer til Materialets normale Paavirkningsmaade.

<i>B</i>	= en Længde (m)	<i>N</i>	= en Normalkraft (kg)
<i>C</i>	= 1) Cement 2) Celsius	<i>P</i>	= en Kraft (kg)
<i>C</i>	= en Trykkraft (kg)	<i>P<sub>B</sub></i>	= Brudlasten for en Konstruktion (kg)
<i>D</i>	= en Længde (m)	<i>P<sub>E</sub></i>	= den kritiske Søjlelast (kg) (§ 122—3)
<i>E</i>	= en Elasticitetskoefficient (at)	<i>P<sub>R</sub></i>	= den Last (kg), der giver Revner i en Konstruktion.
<i>E<sub>b</sub>, E<sub>b</sub><sup>c</sup></i>	= Betonens Trykelasticitetskoeff. (at)	<i>P<sub>b</sub>, P<sub>f</sub>, P<sub>j</sub></i>	= Priser (§ 345)
<i>E<sub>t</sub></i>	= " Træk "	<i>P<sub>i</sub></i>	= en Kraft (Tons)
<i>E<sub>j</sub></i>	= Jærnets Elasticitetskoefficient	<i>Q</i>	= en Transversalkraft (kg)
<i>F</i>	= et homogent Legemes Tværnsitsareal (cm <sup>2</sup> ) eller et Jærnbetonlegemes Tværnsitsareal omsat til Beton efter Formlen $F = F_b + nf$	<i>R</i>	= en Lejeraktion (kg)
<i>F<sub>b</sub></i>	= et Betonareal (cm <sup>2</sup> )	<i>R<sub>J</sub></i>	= Rundjærn
<i>F<sub>k</sub></i>	= Kærnetværsnittet i en bevirket Søjle (cm <sup>2</sup> )	<i>S</i>	= Sand
<i>FG<sup>c</sup>, FG<sup>t</sup></i>	= Jærnets Flydegrænse ved Tryk og Træk (at)	<i>S<sup>c</sup>, S<sup>f</sup>, S<sup>t</sup>, S<sup>v</sup></i>	= et Materiales Tryk-, Forskydnings-, Træk- og Vridningsstyrke (at)
<i>G</i>	= et Legemes Egenvægt (kg)	<i>S<sup>bc</sup></i>	= Betonens Trykstyrke (at) bestemt ved Bjælker
<i>H</i>	= 1) en Højde (m), 2) et Horizontaltryk (kg)	<i>S<sub>b</sub><sup>t</sup>, S<sub>j</sub><sup>t</sup></i>	= Betonens og Jærnets Trækstyrke (at)
<i>I</i>	= et Tværnsits Inertimoment (cm <sup>4</sup> )	<i>S<sub>gl}</sub></i>	= Glidespændingen (at) (§ 17)
<i>I<sub>b</sub></i>	= Inertimomentet (cm <sup>4</sup> ) af et Jærnbetontværsnit, naar Jærnarealet tænkes erstattet af et <i>n</i> Gange saa bredt Betonareal	<i>Si</i>	= Singel
<i>I<sub>j</sub></i>	= Inertimomentet (cm <sup>4</sup> ) af et Jærnbetontværsnit, naar det trykkede Betonareal tænkes erstattet af et <i>n</i> Gange saa smalt Jærnareal	<i>Sk</i>	= Skærver
<i>I<sub>S</sub></i>	= Inertimomentet (cm <sup>4</sup> ) af et Søjletværsnit	<i>St</i>	= Sten
<i>L</i>	= en Længde (m)	<i>T</i>	= en Trækkraft (kg)
<i>M, M'</i>	= et højende eller vridende Moment (kgcm, naar ikke andet er nævnt)	<i>V</i>	= en Vertikalkraft (kg)
<i>M<sub>i</sub></i>	= et tænkt (ideelt) højende Moment (kgcm, naar ikke andet er nævnt)	<i>W</i>	= et Tværnsits Modstandsmoment (cm <sup>3</sup> )
<i>M<sub>100</sub></i>	= et højende Moment (kgm pr. lb. m)	<i>W<sub>b</sub></i>	= Modstandsmomentet (cm <sup>3</sup> ) af et Jærnbetontværsnit, naar Jærnarealet tænkes erstattet af et <i>n</i> Gange saa bredt Betonareal
<i>M<sub>S</sub></i>	= en Søjles højende Moment (kgcm)	<i>W<sub>i</sub></i>	= do. do., naar Tværnsnittet er tænkt (ideelt)
<i>a</i>	= 1) en Længde (cm), specielt en Plades eller Bjælkes totale Højde, en kvadratisk Søjles Sidelinie, 2) et Antal Jærnstænger	<i>W<sub>j</sub></i>	= Modstandsmomentet (cm <sup>3</sup> ) af et Jærnbetontværsnit, naar det trykkede Betonareal tænkes erstattet af et <i>n</i> Gange saa smalt Jærnareal (i § 238—42 har <i>W<sub>j</sub></i> en noget anden Betydning)
<i>at</i>	= Atmosfære = kg/cm <sup>2</sup>	<i>W<sub>S</sub></i>	= et Søjletværnsits Modstandsmoment (cm <sup>3</sup> )
<i>b</i>	= en Længde (cm), specielt en Plades eller Bjælkes Bredde, Nyttlebredden af en T-Bjælkes Hoved	<i>f'</i>	= et tænkt Jærnareal (cm <sup>2</sup> ) (§ 117)
<i>b<sub>0</sub></i>	= Bredden af en T-Bjælkes Krop (cm)	<i>f<sub>B</sub></i>	= en Bjælkegruppens Tværnsitsareal (cm <sup>2</sup> )
<i>c</i>	= 1) en Længde (cm), specielt Tykkelsen af en T-Bjælkes Plade, 2) en Konstant	<i>f<sub>100</sub></i>	= et Jærnareal (cm <sup>2</sup> pr. lb. m)
<i>d</i>	= en Længde (cm), specielt et Rundjærns Diameter	<i>f<sub>i</sub></i>	= et tænkt (ideelt) Jærnareal (cm <sup>2</sup> )
<i>e</i>	= 1) en Længde (cm), specielt en Krafts Ekscentricitet, 2) Grundtallet for de naturlige Logarithmer	<i>f<sup>c</sup></i>	= et trykket Jærnareal (cm <sup>2</sup> )
<i>f</i>	= et Jærnareal (cm <sup>2</sup> )	<i>g</i>	= en jævnt fordelt Last (kg pr. Længdeenhed eller Arealenhed)
		<i>h</i>	= en Højde (cm), specielt Afstanden fra det strakte Jærns Tyngdepunkt til Tværnsnittets trykkede Rand
		<i>h<sup>c</sup></i>	= Afstanden fra det trykkede Jærns Tyngdepunkt til Tværnsnittets trykkede Rand (cm)
		<i>h<sup>t</sup></i>	= Afstanden fra det strakte Jærns Tyngdepunkt til Tværnsnittets strakte Rand (cm)
		<i>i</i>	= et Tværnsits Inertiradius (cm)

$k$	= 1) en Konstant, 2) en Længde (cm)	$s_j$
kg	= Kilogram	$t$
$l_s$	= en Længde (cm)	$t$
$l_s$	= en Søjles Længde (cm)	$b$
m	= Meter	$l_{bj}$
$m$	= 1) et Tværsnits Momentarm (cm) (§ 201), 2) en Konstant, 3) det Poissonske Tal	$l_j$
$n$	= et rent Tal, specielt $E_j : E_b$ (§ 102)	$u$
$o$	= Omkredsen (cm) af Jærnene i en Bjælke (§ 371)	$v$
$p, q$	= en jævnt fordelt Last (kg pr. Længdeenhed eller Arealenhed)	$w$
$r$	= en Længde (cm)	$y$
$s$	= 1) en tilladelig Normalspænding (at), 2) en Længde (cm)	$z$
$s_b$	= den tilladelige Beton-Trykspænding (at)	
$s_b^t$	= den tilladelige Beton-Trækspænding (at)	
$s_E$	= den tilladelige Beton-Trykspænding for Søjler (at) (§ 124)	
$\sigma$	= en variabel Størrelse, specielt $i^2 : F$ (§ 129)	$\sigma_F$
$\beta$	= $x : h$ (§ 202) m. m.	$\sigma_b, \sigma_b^t, \sigma_b^c$
$\gamma$	= 1) $\sigma_j : \sigma_b$ (§ 204), 2) et Materiales Vægt i kg/m <sup>3</sup>	$\sigma_b^t, \sigma_b^c$
$d_{11,2}$	= Jærnets Brudforlængelse (% <sub>a</sub> ) maalt paa Længden $11,3l_f$	$\sigma_b^t, \sigma_b^c$
$\epsilon$	= en Længdeforandring pr. Længdeenhed	$\sigma_j, \sigma_j^t$
$\epsilon_{Brud}$	= Brudværdien af $\epsilon$	$\sigma_j^c, \sigma_j^t$
$\epsilon_b$	= Betonens Sammentrykning pr. Længdeenhed	$\sigma_{js}^c, \sigma_{js}^t$
$\epsilon_b^t$	= Betonens Forkængelse pr. Længdeenhed	$\sigma_s$
$\epsilon_j, \epsilon_j^t$	= Jærnets Forkængelse pr. Længdeenhed	$\tau$
$\epsilon_j^c$	= Jærnets Forkortelse pr. Længdeenhed	$\tau_b$
$\epsilon_s$	= Betonens Svind pr. Længdeenhed	$\tau_{bj}$
$\lambda$	= en Længdeforandring (cm)	$\tau_j$
$\mu, \mu^t$	= $1/\alpha \beta (3 - \beta)$ (§ 205)	$\eta$
$\sigma$	= en Normalspænding (at)	
$\sigma_{Brud}$	= Brudværdien af $\sigma$ (at)	
$\sigma_E$	= den kritiske Søjlespænding (at) (§ 122-4)	

= den tilladelige Jær-Trækspænding (at)  
 = Tons  
 = den tilladelige Beton-Forskydningspænding (at)  
 = den tilladelige Adhæsionsspænding (at)  
 = den tilladelige Jær-Forskydningspænding (at)  
 = 1) en Længde (cm), specielt Tyngdepunktsliniens Afstand fra Tværsnittets trykkede Rand (§ 435), 2) en Usikkerhedskoefficient  
 = en Vinkel  
 = en ukendt Længde (cm), specielt den neutrale Akses Afstand fra Tværsnittets trykkede Rand  
 = en Længde (cm), specielt en Udbøjning  
 = 1) Trykresultantens Afstand fra den neutrale Akse (cm), 2) en variabel Størrelse

= Jærnets Flydegrænse (at)  
 = en Beton-Trykspænding (at)  
 = en Beton-Bøjningsspænding (at)  
 = en Beton-Trækspænding (at)  
 = en Beton-Trækspænding (at) fremkaldt ved Svind  
 = en Jær-Trækspænding (at)  
 = en Jær-Trykspænding (at)  
 = en Jær-Trykspænding (at) fremkaldt ved Svind  
 = en Svindspænding (at) i Betonen  
 = en Forskydningspænding (at)  
 = Betonens Forskydningspænding (at) (§ 354)  
 = Adhæsionsspændingen (at) mellem Beton og Jærn (§ 20)  
 = Jærnets Forskydningspænding (at)  
 = 1) Jærprocenten (§ 109 og 202) 2) en Prøvestangs Indsnøring (%<sub>a</sub>) paa Brudstedet

## SAGREGISTER.

H = Husbygningsnormerne (Side 288).

A	§	§	§
<b>Adhæsionsspænding</b>		Støttemure . . . . . 45, 308, H 8, 11	Priser paa Beton 347, 474, 497
Brudværdi, se Glidspænding		Svinghjul . . . . . 2	Priser paa Sand . . . . . 84
Fordeling langs Stangen 20, 377		Svømmebassiner . . . . . 515	Prøvelegemers Antal 248, 502
normal og tangential . . . . . 17		Søjler, se dette	Rumfangsspænding 167, se Svind
tilladelig, se dette		Tage . . . . . H 4, 6, 10	Saltilsætning . . . . . 15
ved Bøjning 371-82, 422, 423-5, 429		Teatre . . . . . 67, H 10	Sand . . . . . 14, 83-4, 509, H 1, 9
Afskalling, se Forskalling		Tekstilfabriker . . . . . 4	Sidetryk . . . . . 484
Afstandsholdere 495, se Fliser		Transformatorhuse . . . . . 58	Skærver . . . . . 61-2, 85, H 1, 9
Akkordarbejde . . . . . 497		Trapper 62, 95, 495, H 3, 10	Stagger . . . . . 61, 85, H 1
Ankerplader, se Jærn		Trækstænger 46, 177-8, 193-4	Stampning 30, 497, 499, 501
<b>Anvendelser</b>		Trykkrier . . . . . 4	Støbning, se dette
Automobilkarosserier . . . . . 2		Tunneler . . . . . 13, 515	Svind, se dette
Baade, se Fartøjer		Vandbeholdere 13, 61, 192, 301, 308, 504	Sætning . . . . . 498, 505
Bjælker, se dette		Vandbygning 3, 14, 86, 88-9, 152	Tilladelig Spænding, se dette
Bjerge, kunstige . . . . . 2, 475		Varmtvandsbeholdere . . . . . 61	Transport . . . . . 497
Bolværker . . . . . 152		Vægge . . . . . 62-3, 515, H 2, 12	Trykarbejdslinie . . . . . 99-102
Brandmure . . . . . 63		Ydermure . . . . . 58, H 6	Trykelasticitet 99-102, 109-10, 221, 223
Broag . . . . . 152		A-Polygon . . . . . 402	Trykstyrke 61, 84, 96, 224, 229-32, 243-9, 386, 497, 503
Broer 2, 11, 95, 152, 178, 295-6, 404, 495, 504, 513, 518		Armering, se Jærn	Trækelasticitet . . . . . 166
Bryggerkar . . . . . 3		Asbestcement . . . . . 2, 70	Trækstyrke 84, 165, 386, 503
Cykelbaner . . . . . 515		Assurance, se Forsikring	Tværvidelse . . . . . 111
Døre, brandsilte . . . . . 62		Awallit . . . . . 508	Udbytte . . . . . 89
Etageadskillelser 4-5, 9, 507, H 3, 10		<b>B</b>	Vanding . . . . . 503
Fabriker . . . . . 2, 95, 475, 508		Baadjærn, se Jærn	Vandtilsætning 27, 86, 481, 497, 500
Fartøjer . . . . . 3-3.3, 192		Begyndelsesspændinger . . . . . 180	Varmeledningsevne 58, 60, 517
Fundamenter 108, 160-1, 163, H 10, 11, 12		Belastning, se Vægt	Varmudvidelse . . . . . 59, 517
Funderingspæle, se dette		<b>Beton</b>	Vridningsstyrke . . . . . 433
Hvælvinger 495, 505, se Forskalling, Jærnprocent		Afretning . . . . . 500, 509	Vægt . . . . . H 1
Hængestænger, se Trækstænger		Afrivning . . . . . 509	Ærtesten . . . . . 85, H 9
Kedelindmuring . . . . . 60		Afsyring . . . . . 506	Bevirkede Bjælker 311, 326, Pæle 153, 155, Støbejærn 141, Søjler 111, 116, 136-141
Kranfodder . . . . . 2		Blanding . . . . . 90, 496	Bindetraad, se Jærn
Lagerbygninger . . . . . H 9		Blandingsforhold 14, 28-9, 87, 154	<b>Bjælker</b>
Ledningsmaster . . . . . 185		Bredde . . . . . 314, 423.1	bevirkede, se dette
Ligtister . . . . . 10		Bøjningsstyrke . . . . . 143, 386	Bredde . . . . . 314, 423.1
Maskinstativer . . . . . 2		flydende . . . . . 497	Bøjler, se dette
Orgelpiber . . . . . 2		Forskydning, se dette	dobbelt armerede 311, 341-4, 370, 494
Panserplader . . . . . 2		Granitimitation . . . . . 508	enkelt armerede . . . . . 309-40
Plader, se dette		Grus 84, se Sand	Forskalling, se dette
Pontoner . . . . . 3, 3.1		Haandblanding . . . . . 496, 502	Forskydning, se dette
Pramme, se Fartøjer		Hærdningstid 502, se Afskalling	Glidlejer . . . . . 515
Pæle, se Funderingspæle		Højdeklodser . . . . . 483, 495	Højde . . . . . 315, 345-52
Røgtanaler . . . . . 60-1		Kalksten . . . . . 61-2, 85, 508	Indspænding, se dette
Skibe, se Fartøjer		Kontrollbjælker, se dette	Inertimomenter, se dette
Skorstene . . . . . 60-1, H 6, 11, 21		Murstensskærver . . . . . 61, H 1	Jærndiameter 197, 311, 374, 423.1, 429
Støre . . . . . 58, H 6		Nøddesten . . . . . 85	
Stalde . . . . . 58		Overfladebehandling 8, 500, 508-9	
Statuer . . . . . 2			

Konsolbjælker 255, 286, 369, 373-4, 426	Konsoller 105, 324-6, 368-9, 423-2	kontinuerlige 256-73, 277-88, 323, 423	Lejedybde . . . . . 316, 423.1	Lejebjælker . . . . . 316	Murbjælker 311, 425, 483, H 20	Nedbojning, se dette	nyttig Pladebredde . . . . . 312	Opbojning, se Skraajærn	ottkantede . . . . . 214	Profiljærn, se Jærn	rektangulære 213, 309-11, 354-7, 367-70, 425-6	Revner, se dette	Skraajærn 412-22, 423.3, 424.2	Spændvidde . . . . . 253, 256, 280	Støbning . . . . . 499, 501, 505	Stød i Jærn . . . . . 42, 44, 489	T-formede 296, 312-52, 363-70, 387-8, 396, 413, 423-4, 437, 450, 472-3	tilladelige Spændinger, se dette	trekantede . . . . . 353	Trykarmring, se dobbelt arm.	variabel Højde, se Forskydning	vinkelformede . . . . . 328	Blandingsforhold, se Beton	Brandarmering . . . . . 69	Brandforsøg . . . . . 62, 65, 71	Brandisolering af Jærnkonstruktioner . . . . . 70	Brandsikkerhed 4, 62, 85, 375	Brudforlængelse 173, 179-81, se Beton	Bræddegulv . . . . . 66	<b>Bøjler</b>	diagonale . . . . . 105, 116	Fastbinding . . . . . 493-4	faste . . . . . 399	Fremstilling . . . . . 493	i Bjælker 328, 389-411, 413, 418-9, 423-4, 494	i Knætpunkter . . . . . 199, 328	i Plader . . . . . 199, 290, 398, 405	i Søjler . . . . . 105, 115-9, 493	lukkede . . . . . 399, 493-4	Nakkebøjler . . . . . 40, 375	Virkemaade 389-95, 397, 410-11
<b>C</b>																																									
Cementens Kvalitet . . . . . 81	— Lagring . . . . . 82	— Prøvning 81, 82, 496	Cementmælk . . . . . 29, 500, 506	Clapeyrons Ligninger . . . . . 258	Compressol Fundering . . . . . 164	Considère se Kroge																																			
<b>D</b>																																									
Dilatationsfuger . . . . . 169, 515-8	Dæklag, se Jærnets Afstand fra Overfladen																																								
<b>E</b>																																									
Egenvægt, se Vægt.	eksecentrisk, se Tryk, Træk																																								

Elasticitetskoefficient 110, se Beton, Jærn	Elektricitet . . . . . 115-6	elektriske Ledninger . . . . . 488	Enkeltkræfters Fordeling 296, 303, H 8	Eulers Formel . . . . . 122-3, 127
<b>F</b>				
Flammeskæring . . . . . 9	Fliser . . . . . 494-5, 498	Forankringslængde 33, 42, 44, 381	Fordelelsjærn, se Jærn	Forme, se Forskalling
Forsikringspræmie . . . . . 67	<b>Forskalling</b>	af Bjælker 482-3, rektangulære 483	» Hvælvinger . . . . . 481, 483	» Murbjælker . . . . . 483
» Plader . . . . . 475-81	» Søjler . . . . . 106, 484-6, 498	Afskalling . . . . . 477, 507	Afsværtning . . . . . 476, 478	Bolte 476, 481, 483, 485, 488
Breddenimensioner 475, 479	Buestillinger . . . . . 481	Bølgeblik . . . . . 475	dobbelt . . . . . 481	flyttelig . . . . . 482
Gibs . . . . . 487-8	Hjørnelister . . . . . 486	høvlet . . . . . 482, 486-7, 508	Indstøbninger . . . . . 488	Jærnblik . . . . . 475-6, 482, 487
Jærntraad . . . . . 485	Jærntraadvæv, se Jærn	kalket . . . . . 487	Kassetteclofter . . . . . 482-3	Kiler . . . . . 478, 485
Kilerammer . . . . . 485	Klammer . . . . . 474, 485	Klamp . . . . . 475	Linoleum . . . . . 487	Papir . . . . . 487
pløjet . . . . . 487, 508	Priser . . . . . 347, 474, 479	Rensning . . . . . 494-5	Revler . . . . . 482, 484	Rideplankeafstand . . . . . 475, 480
Rideplankeunderlag . . . . . 478-9	ru . . . . . 474, 487	Skruer . . . . . 474, 477	Smøring . . . . . 487	Staalrør . . . . . 478
Stolpeafstand . . . . . 475, 479, 482	Stolpeafstand . . . . . 476	Stolpeforbrug, -lasker . . . . . 476	Stolper . . . . . 475-9, 482-3	Stolper paa Beton . . . . . 476
Stolper paa Jord . . . . . 476, 478	Som . . . . . 474, 477, 485	Tryk paa Sidelra . . . . . 476	Træpropper . . . . . 488	Tvingere . . . . . 474, 485
Tømmerstilladser . . . . . 476	Udsparinger . . . . . 488	Vanding . . . . . 494	<b>Forskydning</b>	Forsøg 369, 385-8, 390, 392-4, 396-7

Revner 358, 362, 365, 369, 386-90, 396	Spændinger	Bjælker med variabel Højde 367-9	dobbelt armerede Plader 370	Hovedspændinger . . . . . 359-60	krydsarmerede Plader . . . . . 357	lodrette . . . . . 355, 395	Plader . . . . . 354-62, 364-9	rektangulære Bjælker 354-62, 367-70	skraa Trækspændinger 358-60	Søjler . . . . . 98	T-Bjælker 363-70, 387-8, 396, 413	T-Bjælkers Hoved 364-6, 396, 423.5.	tilladelige se dette	vandrette . . . . . 354	vilkaarligt Tværnsnit . . . . . 370	Styrke . . . . . 98, 385-8	Trajektorier . . . . . 361	Friktionsvinkler . . . . . H 9	Frost . . . . . 14, 85, 496, 507	Fundamenter, se Anvendelser	<b>Funderingspæle</b> . . . . . 88, 152-64	beviklede, se dette	Compressol, se dette	Eksplodingspæle . . . . . 164	Friktionspæle . . . . . 156	Havvand . . . . . 14	Maspæle . . . . . 164	Mosebund . . . . . 152	Priser . . . . . 153, 155	Rammedybde . . . . . 157	Simplexspæle . . . . . 164	Skraapæle . . . . . 162	Spnsspæle . . . . . 153, 157	Strauszpæle . . . . . 164	Trækpæle . . . . . 158	Træpæle . . . . . H11	under Søjler . . . . . 159, 428	gentagne Paavirkninger, se Varighedsforsøg
<b>G</b>																																						
Gibsforme, = propper, se Forskalling	Glidlejer, se Bjælker	Glidespænding 17-57, 397, 503	Glitning . . . . . 509	Gravitationssystem . . . . . 497	Griots Maaler . . . . . 512	Griots Tabeller . . . . . 260	Grus, se Beton	Gulvpuds, se Puds																														
<b>H</b>																																						
Havvand . . . . . 14, 86	Hennebique . . . . . 16	Hjultryk, se Enkeltkræfter	Hovedspændinger, se Forskydning	Huller i krydsarm. Pl. . . . . 302	Højdeklodser, se Beton																																	

<b>I</b>																															
Indspænding, delvis 278, 373, 424, fuld 255, 276, i Mur 276, 323	Indstøbningslængde, se Forankringsl.	Inertimomenter 213-4, 370, 437, 452	influenslinier for kontinuerlige Bjælker 261-2, for Nedbojninger 513	Isolering, se Brand, Lyd																											
<b>J</b>																															
Jordtryk . . . . . H 8	Jærn	afdrejet . . . . . 25, 38	Afkortning . . . . . 489	Afstand fra Overfladen 13-4, 36, 65, 197, 399, 491, 494																											
Afstand i Bjælker . . . . . 35-7, 314	Ankerplader . . . . . 46-54	Baadjærn 76, 398-9, 404, 493	Bandtraad . . . . . 76, 495, 498	Brudforlængelse . . . . . 75, 77-8																											
Bulhelsen, se Vulstjærn	Bærejærn . . . . . 107	Bøjler, se dette	Bojning . . . . . 77, 490-3	Bølgejærn 56, se Zig-zag-J.																											
Cupjærn . . . . . 56	Diamondjærn . . . . . 56	Elasticitetskoefficient . . . . . 74	Flydegrænse . . . . . 74-5, 77-8	Fordelelsjærn . . . . . 197-8, 296																											
Hjørnelister, se Forskalling	Indlægning i Formen . . . . . 494-5	Indslæmning . . . . . 29	Johnson, se Knudejærn	Jordahlske Skinner . . . . . 80																											
Kahnjærn . . . . . 79	Knudejærn 56-7, 79, 176, 383, 505	Krumningsradius . . . . . 38, 415	Lagerjærn . . . . . 76	Leveringsbetingelser . . . . . 75-6																											
Leveringstid . . . . . 76	Lugjærn . . . . . 56	Længder . . . . . 76, 489	Monierjærn . . . . . 74	Overvægt, se Vægt																											
Pladegitter . . . . . 200	Pris . . . . . 76-7, 153, 347, 474	Profiljærn 34, 80, 196, 198, 213, 295, 384, 474, 488, H 3	Proportionalitetsgrænse . . . . . 74	Provestænger . . . . . 75, 489																											
Ransomejærn . . . . . 56	Rensning . . . . . 25, 496, 499	Retning . . . . . 490	Rundjærn . . . . . 76	rustent . . . . . 17, 25																											
Rør . . . . . 488	Skraajærn, se Bjælker, Plader	Specialjærn 18, 56, 79, 80, 176, 383-4, 505	Staal, blødt 74, haardt . . . . . 77	Strækmetal, se Pladegitter																											
Støbejærn, se beviklet	Svejsjærn . . . . . 74	Svejsning . . . . . 489	Thacherjærn . . . . . 56	tilladelig Spænding, se dette																											
Traadvæv . . . . . 84, 71, 73, 475	Trækstyrke . . . . . 74, 78	Tværmaalstolerance . . . . . 75	Vortejærn . . . . . 79	Vulstjærn . . . . . 384																											
Vægt . . . . . 76, H 1	Zig-zag-Jærn . . . . . 199, 505	Øjstænger . . . . . 55	Jærnbjælker, se Profiljærn	Jærnporlændtemcht . . . . . 81																											
Jærnprocent i Plader 202, i Søjler 135, i Hvælvinger 454, i Trækstænger 177-8, kritisk 227, 244, 251																															
<b>K</b>																															
Kalksten, se Beton	Kalk-Trass-Beton . . . . . 11	Karborundum . . . . . 508	Kogeprove . . . . . 81	Konsol, se Bjælker, Plader																											
Kontrolbjælker 94, 243-8, 426, 502-3	kritisk, se Jærnprocent	Kroge 38-45, 63, 155, 197, 374-81, 491, 493	Krumningsradius, se Jærn	krydsarmeret, se Plader																											
Kærneradius . . . . . 436	Kogegrus . . . . . 84	Køreflager . . . . . 497																													
<b>L</b>																															
Last, se Vægt	le Chateliers Prove . . . . . 81	Lejetryk 253-7, 261-5, 271, 281	Ler i Sandet . . . . . 84	Linoleum . . . . . 66, 487, 509, H 1																											
Lydforplantning . . . . . 5, 196	Lynafledning, Lynrør . . . . . 18																														
<b>M</b>																															
Magnesiamørtel . . . . . 509, H 1	Master Builder . . . . . 509	Modstandsmomenter 215-7, 294	Moler-Cement . . . . . 14	Moler-Sten . . . . . 72, H 1, 2																											
Monier . . . . . 10, 74	Monolitet . . . . . 4, 516	Mortella . . . . . 508	Mosebund . . . . . 152	Murbjælker, se Bjælker																											
Mushroom, se Paddehatsystem	Mörschs Gitterteori . . . . . 410-1, 429	Mørtel om Jærnene 29, 499-500	Mørtelslidlag, se Slidlag																												
<b>N</b>																															
Nakkebøjler, se Bøjler	Nedbrydning . . . . . 8	Nedbojning . . . . . 179, 511-4	Nyttehøjde . . . . . 201	Nyttelast, se Vægt																											
<b>O</b>																															
Olie . . . . . 32, 167, 487	overarmerede, se Plader	Overfladebehandling, se Beton																													

<b>P</b>																															
Paddehatsystemet . . . . . 308,1	Parabolisk Trykdiagram 100-1, 229-32, 242	Passé-Partout . . . . . 497	Perfeeta Rør . . . . . 488	Perforator . . . . . 164																											
Placid . . . . . 509	<b>Plader</b>	Højler se dette	Dimensioneringstabeller 206-7, 212, 216	dobbelt armerede 289-94, 370, 493																											
enkelt armerede 106-252, 354-62, 373, Dimensioneringstestempler 208-10, 215, 217, 286, 319, 357	Fordelelsjærn se Jærn	Form og Armering . . . . . 196-200	Forskalling se dette	Forskydning se dette																											
Højdeklodser se Beton	Indspænding se dette	inertimomenter se dette	Jærndiameter 197, 372-80, 429	Jærnets Bojning 492, Indlægning 495, 500																											
Jærnprocent se dette	Konsoller . . . . . 198, 365, 368-9	Konsolplader 286, 369, 373, 375	kontinuerlige 198, 210, 256-73, 277, 286, 301, 305, 319	krydsarmerede 296-308, 357, 373																											
Lejedybde . . . . . 196	Modstandsmomenter se dette	overarmerede . . . . . 229	Opbojning se Skraajærn	Profiljærn se Jærn																											
Revner se dette	simpelt understøttede 196, 208-9, 253-1, 357, 373	Skraajærn . . . . . 198, 412-22	Spændvidde 196, 253, 256, 280	Støbning . . . . . 500-1																											
Stød i Jærn 33, 42, 198, 489	tilladelige Spændinger se dette	Trykarmring se dobbelt armerede	Tykkelse . . . . . 196	vinkelformede . . . . . 199																											
Poissons Tal . . . . . 111	Porfyrit . . . . . 508	Prismestyrke . . . . . 98	Priser paa Jærnbeton 2, 347, 474	Profiljærn se Jærn																											
Provebelastning . . . . . 503, 510-4	Provebjælker se Kontrolbjælker	Provelegemer se Beton, Jærn	Puds . . . . . 508-9	Pæle se Funderingspæle																											
<b>R</b>																															
Reaktioner se Lejetryk	rektangulært Trykdiagram 233-5, 241	<b>Revner</b> (se Forskydning)	Armering mod 176-8, 185, 188, 191-3, 505																												

Bjælker 21, 44, 192, 318, 323, 399  
 Mure og Vægge . . . 169-70  
 i Plader 21, 44, 170, 192, 218, 224, 226, 318, 505, 507  
 i Puds . . . . . 509  
 i Søjler . . . . . 183, 486  
 Indflydelse paa Nedbøjning 179  
 Revnelast 21, 187, 190-1, 318  
 Rustdannelse ved . . . 11-2  
 Sikkerhed mod 178, 180, 218, 226, 283, 396  
 Spændingstilstand ved . 175-6  
 Svindrevner 169-71, 185, 496, 503, 505, 507, 517  
 uaynlige . . . . . 12, 173-4  
 Ribbeplader 312, se T-Bjælker  
 Ringbaand . . . . . 105, 493  
 Ritters Formel . . . . . 124-31  
 Rustbeskyttelse . . . 11-5, 86, 105  
 Rustent Jærns Glidespænding 25  
 Rustpletter . . . . . 485, 494, 498  
 Rystelser . . . . . 4, 77, 92, 95, 502  
 Røntgenstråler . . . . . 511  
 Rørledningers Gennemførelse 488

**S**

Sand se Beton  
 Sikkerhedskoefficient 92, 94-5, 178, 192, 250-2, 282, 396  
 Simplexrør . . . . . 488  
 Skraajærn se Bjælker, Plader  
 Skærver se Beton  
 Slagbriekt . . . . . 500  
 Slagger se Beton  
 Slidlag . . . . . 66, 509, 111  
 Slyngbaand . . . . . 105, 493  
 Søjler . . . . . 45  
 Snetryk se Vægt  
 Spartelmasse . . . . . 509  
 Spundspæle se Funderingsp.  
 Sprinklers . . . . . 69, Flg. 267,1  
 Spændinger se Adhæsiionsp., Begyndelsessp., Glidesp., Svindsp., Temperatursp., tilladelige  
 Spændingsstadier . . . . . 222  
 Stampning, se Beton  
 Stillads, se Forskalling  
 Strækmetal se Jærn  
 Støbebakke . . . . . 497  
 Støbeformand . . . . . 496  
 Støbejærn se bevilked  
 Støbepause . . . . . 500  
 Støbeskel . 388, 499, 504-6, 517  
 Støbning 54, 496-503, 517, se Bjælker, Plader, Søjler

Støbning i Vand . . . . . 108  
 Stød i Jærn se Bjælker, Plader, Søjler  
 Stødbærende se Forankringsfl.  
 Stødvirkning . . . . . 77, 92  
 Svejsning se Jærn  
 Svindets Størrelse 167, 183-4, 517-8  
 Svindrevner se Revner  
 Svindspændinger 109, 113, 168-71, 250, 496, 518  
 Svumning . . . . . 508  
**Søjler**  
 bevilkede se dette  
 Bøjler se dette  
 centralt paavirkede . . 103-41  
 cirkulære . . . . . 103  
 Dilationsfuger . . . . . 515  
 Dimensionering 130-5, 142-44, 451-3, H 10  
 ekscentrisk paavirkede 142-51, 435-7, 451-3, 461-2, 472  
 fabriksstøbte . . . . . 484  
 Foden 106-7, 374, 427, 484, 498  
 Forskalling se dette  
 Forskydning se dette  
 Hængesøjler se Trækstænger  
 Indspændingsgrad . . . 123-5  
 Inerlimomenter se dette  
 Jærnarbejdet . . . . . 493, 498  
 Jærndiameter . . . . . 104  
 Jærnprocent se dette  
 Kroppen . . . . . 103-5  
 Længde . . . . . 135  
 Mellemsøjler . . . . . 144, 148-50  
 ottokantede . . . . . 138, 214, 437  
 rektangulære 130, 437, 452-3, 461-3, 467  
 Styrke 97, 109, 112-16, 126, 143  
 Støbning . . . . . 481, 498, 505  
 Stød i Jærn . . . . . 104, 427, 489  
 Søjlebaand 105, se Bøjler  
 T-formede . . . . . 437, 472  
 tilladelig Spænding se dette  
 Udbojning . . . . . 120-34, 512  
 Ydersøjler . . . . . 144, 151

**T**

T-Bjælker se Bjælker  
 Temperaturspændinger 59, 374, 413, 517-8  
**tilladelige Spændinger**  
 Adhæsiions . . . . . 33, 42, 94-5  
 Beton, Forskydning 94, 365, 396, H 12

Beton, Tryk i Søjler 94-5, 124, 144, 156, H 10, 12  
 Beton, Tryk ved Bøjning 94-5, 206, 250-2, 308.1, 311, 415, 518, H 21  
 Beton, Træk 95, 178, 192, 218, 439  
 Beton, Vridning . . . . . 439  
 Byggegrund . . . . . H 11  
 Jærnb, Forskydning . . . . 396  
 Jærn, Træk 92-3, 95, 192, 206, 250-2, 308.1, 383, 518, H 21  
 Murværk . . . . . H 14, 21  
 Natursten . . . . . H 13  
 Profiljærn . . . . . 295  
 Tolerance . . . . . 208, 322  
 Træ . . . . . H 11, 19  
 Tjære . . . . . 3.2, 3.3, 14  
 Trajektorier . . . . . 361  
 Transmissioner . . . . . 80, 488  
 Transversalkraft . . . . . 259, 356  
 Trass . . . . . 11  
 Trækelasticitet . . . . . 179  
 Træk, ekscentrisk 438, 440, 446, 449, 461, 464, 470-1  
 Trækpæle se Funderingsp.  
 Trækspændinger se tilladelige  
 skraa . . . . . 358  
 Trækstyrke . 177, 180, 191, 197  
 Træ som Armering . . . . . 1  
 Trykarmring se Bjælker, Plader  
 Tryk, ekscentrisk 142-4, 435-73  
 Tværsnitskonstanter . . . . 212

**V og W**

Vandtilsætning se Beton  
 Varighedsforsøg . . . . . 19, 25, 92  
 Varme- se Beton  
 Vedligeholdelse . . . . . 2  
 Vindtryk . . . . . H 6-7  
 Winklers Tabeller . . . . . 267  
 Vridning . . . . . 431-4  
**Vægt**  
 bevægelig Last . . . . . H 10  
 Byggematerialer . . . . . H 1  
 Etageadskillelser . . . . . H 3  
 Fyld . . . . . H 1  
 Isolationsstoffer . . . . . H 1  
 Jord H 1, se Jordtryk  
 Jærnbeton . . . . . 90, H 1-2  
 Mure, Vægge . . . . . H 2  
 Singel . . . . . H 1, 9  
 Sne . . . . . H 5, 7  
 Tage . . . . . H 4  
 Trapper . . . . . H 3  
 Varer . . . . . H 9  
 Vind se Vindtryk

**Rundjærnstabel.**

Dia- meter m/m	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Stk.	Dia- meter m/m	Vægt pr. m i kg	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11			12
	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>			
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	18,40	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	66,35	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	25,66	34,21	42,76	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	76,03	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	236,62	50	15,413

