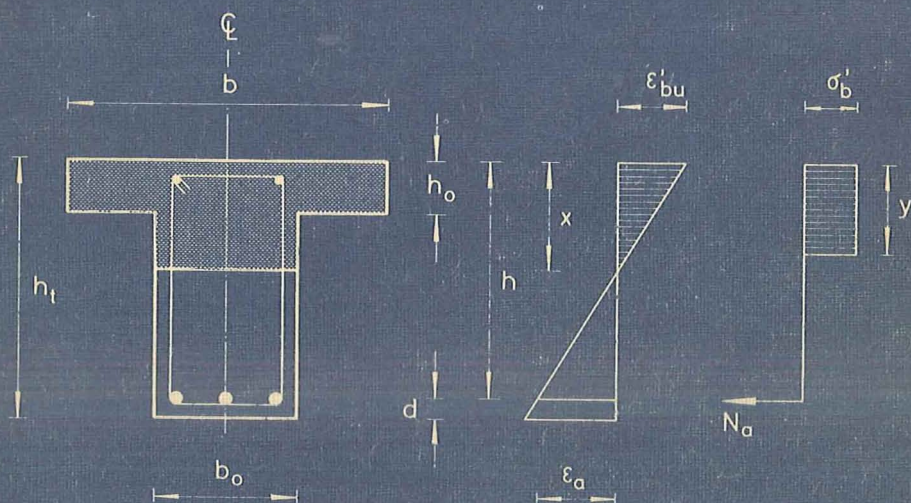


TROELS BRØNDUM-NIELSEN

BETONKONSTRUKTIONER I



TROELS BRØNDUM-NIELSEN

BETONKONSTRUKTIONER I

LABORATORIET FOR BÆRENDE KONSTRUKTIONER
DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE
1969

FORORD

I Forbindelse med Forelæsningerne over Jernbeton ved Danmarks tekniske Højskole i Efteraarsemestret 1968 og Foraarssemestret 1969 udarbejdedes nogle foreløbige Kompendier, "Jernbeton I" og "Jernbeton II". Det var tilsigtet, at disse senere skulde kompletteres og omarbejdes. Da Oplaget af "Jernbeton I" imidlertid opbruges langt hurtigere end forventet, maatte den foreliggende Bog udarbejdes som en i det væsentlige uændret Udgave af de tidligere Kompendier, idet der dog er indført en Del Rettelser og Tilføjelser. Bogen omfatter det Stof, som dækkedes af baade "Jernbeton I" og "Jernbeton II".

Ved Udarbejdelsen har jeg haft værdifuld Assistance af Medarbejdere ved Laboratoriet for Bærende Konstruktioner, især Lektor, Civilingeniør E. Skettrup, Civilingeniør Jacob Rehling og Frk. Ebba Bengaard.

København, August 1969.

Troels Brøndum-Nielsen

Indholdsfortegnelse

	<u>Side</u>
Forord	
Bogstavsymboler	
1 Indledning	1
2 Beton	4
2.1 Betonteknologi	4
2.2 Betons Trykstyrke	4
2.3 Betons Trækstyrke	7
2.4 Betons Styrke ved flerakset Paavirkning	9
2.5 Betons Trykstyrke ved Udmattelsespaavirkning	10
2.6 Betons Spændings-Tøjnings Relation	12
2.7 Betons Svind	14
2.8 Betons Krybning	19
2.9 Betons Tværdeformation	24
2.10 Betons Varmeudvidelse	25
2.11 Betons Rumvægt	25
3 Armering	26
3.1 Rundjern	26
3.2 Ribbestaal	29
3.21 Dansk Kamstaal	29
3.22 Tentorstaal	32
3.23 Svenske Kamstaal	35
3.3 Svejste Armeringsnet ..	36
3.4 Armeringens Trækstyrke ved Udmattelsespaavirkning ..	36
3.5 Staalets Elasticitetskoefficient	37
3.6 Staalets Relaksation	37

	<u>Side</u>
4 Brugs- og Brudstadiet	38
5 Partialkoefficientprincippet	39
6 Snitkraftbestemmelse	45
6.1 Spændvidder	45
6.2 Statisk ubestemte Konstruktioner	45
6.3 Dobbeltspændte Plader	48
7 Dimensionering og Beregning af Bæreevne, Spændinger og Deformationer	50
7.1 Centralt Tryk	50
7.2 Centralt Træk	55
7.3 Bøjning og ekscentrisk Normalkraft	56
7.31 Materialerne forudsat lineær-elastiske	56
7.31.1 Rektangulært Tværsnit paavirket til ren, symmetrisk Bøjning	59
7.32 Brudstadie-Beregning	66
7.32.1 Betonens Deformationer	66
7.32.2 Betontrykspændingernes Fordeling	66
7.32.3 Spænding i Trækarmeringen	70
7.32.4 Centralt Tryk	70
7.32.5 Trykarmering	71
7.32.6 Træknormalkraft med lille Ekscentricitet	71
7.32.7 Varslet og uvarslet Brud	71
7.32.71 Underarmeret Tilstand	71
7.32.72 Normaltarmeret Tilstand	72
7.32.73 Overarmeret Tilstand	72
7.32.74 Balance-Tilstand	73
7.32.8 Generelt Beregningsprincip	73

	<u>Side</u>
7.32.9 Brudkombinationer af Moment og Normalkraft ..	74
7.32.91 Enkeltsymmetrisk, rektangulært Tværsnit paavirket af ekscentrisk Normalkraft i Symmetriplanet	86
7.32.10 Dimensionering af enkeltsymmetrisk, rektangulært Tværsnit paavirket af en i Symmetriplanet beliggende Normalkraft med stor Ekscentricitet	92
7.32.11 Dimensionering af enkeltsymmetrisk, rektangulært Tværsnit paavirket af en i Symmetriplanet beliggende Tryk-Normalkraft med lille Ekscentricitet	98
7.32.12 Rektangulært, enkeltarmeret Tværsnit paavirket til ren Bøjning	101
7.32.121 Beregning uden Hensyn til Trykarmering	101
7.32.1211 Dimensionering	103
7.32.1212 Beregning af Brudmoment for givet Tværsnit ...	106
7.32.1213 Overgang mellem normaltarmeret og underarmeret Tværsnit	107
7.32.1214 Bestemmelse af maksimalt Brudmoment for givet Betontværsnit	107
7.32.122 Beregning med Hensyntagen til Trykarmering ...	110
7.32.1221 Dimensionering	110
7.32.1222 Beregning af Brudmoment	114
7.33 Effektiv Trykflangebredde	117
7.34 T-Bjælker, Brudstadie-Beregning	119
Beregning af Brudmoment for givet Tværsnit ...	121
7.34.2 Dimensionering	124
7.34.3 Overgang mellem normaltarmeret og underarmeret Tværsnit	126

iv	Indholdsfortegnelse	<u>Side</u>
7.4	Forskydning	128
7.41	Det urevnede Stadium	128
7.42	Revnedannelse	131
7.43	Forskydningsarmering	132
7.43.1	Bøjler	140
7.43.2	Opbøjet Trækarmring	143
7.43.3	Maksimal Forskydningsarmerings-Afstand	146
7.44	Bue-Virkning	148
7.45	K.W. Johansens Teori	150
7.46	Nyere Forsøgsresultater	151
7.47	Forslag til Dimensionering af Forskydnings- armering	156
7.48	Variabel Bjælkehøjde	159
7.49	Forskydning i T-Bjælke-Flanger	162
	Taleksempel 7.49.1	168
	Taleksempel 7.49.2	168
7.5	Søjler	170
7.51	Rankine-Formlen	170
7.52	Revnernes Betydning	172
7.53	Virkning af Betonens Krybning og Svind	172
7.54	Forhaandskrumning	173
7.55	Søjletrykkets Excentricitet	173
7.56	Praktiske Søjleberegninger	174
	Taleksempel 7.56.1	180
8	Konstruktiv Udformning	182
8.1	Forbindelse mellem Armering og Beton	182
8.2	Armeringstængers Forankringsevne	185
8.3	Armeringens Forankring og Stød	186
8.4	Svejste Stød	191
8.5	Kontakt-Stød i Trykarmering	193

	Indholdsfortegnelse	v
		<u>Side</u>
8.6	Muffe-Stød i Trækarmring	193
8.7	Armerings-Krumninger	194
8.8	Dæklag	196
8.9	Afstande mellem Armeringstænger	198
9	Konstruktionselementer	201
9.1	Plader	201
9.1.1	Plader og Skiver	201
9.1.2	Enkeltspændte Plader	201
9.1.3	Dobbeltspændte Plader	202
9.1.4	Hvælving-Virkning	202
9.1.5	Membran-Virkning	203
9.1.6	Kontinuerlige Plader	203
9.1.7	Simpelt understøttede Pladerande	204
9.1.8	Hjørner	205
9.1.9	Gennemgaaende Armering	205
9.1.10	Opbøjning af Pladearmring	205
9.1.11	Minimale Armerings-Diametre	207
9.1.12	Maksimal og minimal Afstand mellem Armerings- stænger	207
9.1.13	Minimal Armering	207
9.1.14	Minimale Pladetykkelser	208
9.1.15	Forskydning	209
9.1.16	Huller og Udsparinger	209
9.2	Bjælker	211
9.2.1	Bjælkehøjde	211
9.2.2	Bjælkebredde	211
9.2.3	Huller i Bjælkekroppen	212
9.2.4	Trykarmering	212
9.2.5	Forankring og Stød	213

	<u>Side</u>
9.2.6 Forskydningsarmering	213
Taleksempel 9.2.6.1	217
9.3 Søjler	220
9.3.1 Bæreevne	220
9.3.2 Søjletværsnit	220
9.3.3 Aksialarmering	222
9.3.4 Bøjler	223
9.3.5 Beviklede Søjler	224
9.3.6 Støbeskel i Søjler	225
9.3.7 Stød i Aksialarmering	226
9.3.8 Søjle-Bjælke-Forbindelser	228
9.3.9 Forbindelse mellem Søjle og Fundament	229
9.3.10 Uarmerede Søjler	230
9.4 Fundamenter	231
Litteratur	233
Emnefortegnelse over Litteratur	245
Forfatterindex	249
Alfabetisk Emneliste	255
Appendiks Nr. 1	263
Appendiks Nr. 2	264
Appendiks Nr. 3	265
Appendiks Nr. 4	266

BOGSTAVSYMBOLER

Det er tilstræbt at bringe de anvendte Bogstavssymboler i størst mulig Overensstemmelse med det Forslag til internationale Bogstavssymboler, som er udarbejdet af den europæiske Betonkomité CEB (Comité Européen du Béton).

Spændinger betegnet σ' regnes positive som Trykspændinger.

Spændinger betegnet σ regnes positive som Trækspændinger.

Tøjninger betegnet ϵ' regnes positive som Forkortelser.

Tøjninger betegnet ϵ regnes positive som Forlængelser.

Iøvrigt anvendes hyppigt følgende Indices etc.:

- a betegner Armering
- b betegner Beton
- k som Index til σ betegner karakteristisk Brudspænding
- m betegner Middelværdi
- u betegner Brudværdi
- $\bar{\sigma}$ betegner tilladelig Spænding
- σ^* betegner formel Brudspænding
- Δ som Præfiks betegner Tilvækst

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
A A'	Tværsnitsarealer af Træk- og Trykarmering	7.32.7	7.32.5	51 86-87
A _t	Tværsnitsareal af Forskydningsarmeringsstang		7.43.6	134
A ₁	$\frac{\sigma_b^* b h_o}{\sigma_a}$		7.34.6	120
B	Tværsnitsareal af Beton			51
B _t	Transformeret Betonareal		7.31.9	57
dA, dB, dB _t	Infinitesimale Elementer af A, B og B _t		7.31.7	57

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
B_1, B_2	Arealer, der benyttes ved Beregning af Fundamenter		9. 4.1	232
C	Cementmængde pr. m ³ Beton		2. 7.2	16
E_a E'_a	Staals Elasticitetskoefficient for Træk og Tryk		3. 5.1 7. 1.3	37 51
E'_b	Betons Elasticitetskoefficient for Tryk		2. 6.1	13
E'_{bo}	Elasticitetskoefficient svarende til Arbejdsliniens Tangent i Begyndespunktet		7. 51.5	170
E'_{bt}	Formel Elasticitetskoefficient ved Beregning af totale Tøjninger (incl. Krybning)		2. 8.13	23
I I'_ξ I'_η	Inertimoment om henholdsvis Tyngdepunktsakse, ξ -Akse og η -Akse		7. 34.14 7. 31.10 7. 31.12	126 58 58
I_x	Inertimoment om vandret Tyngdepunktsakse (x-Akse)		7. 41.1	128
K	Kamstaal			29
K	Krumning af udbøjet Søjle		7. 56.2	176
M	Moment			75
M_a M'_a	Armeringskraftens (N_a eller N'_a) Moment med Hensyn til Undersidearmring			77 80
M_b	Betonnormalkraftens (N'_b) Moment med Hensyn til Undersidearmring			80

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
M_c	Tillægsmoment ved Søjleberregning hidrørende fra Udbøjningen		7. 56.1	175
M'_ξ M'_η	Moment om ξ - og η -Akse		7. 31.10 7. 31.12	58 58
M_{max}	Foreskrevet Maksimalmoment		7. 34.1	121
N N'	Træk- og Tryknormalkræfter		7. 2.1 7. 1.1	55 50
N'	Kritisk Søjletryk		7. 51.1	170
N_a, N'_a, N_b	Normalkræfter i Armering og Beton			80
N'_b	Tryknormalkraft i Beton	7. 43.1		133
N'_{bo}	Resultant af Betontrykspændinger	7. 49.2		163
N'^*	Nominel Brudlast (centralt Tryk)		7. 1.19	54
R	Rundjern			28
S	Betontværsnittets statiske Moment om Bjælkeoverkant		7. 34.16	126
S_x^p	Statisk Moment om x-Akse af den Del af Tværsnittet, der ligger under en vandret Linie gennem det betragtede Punkt		7. 41.2	128
T	Middeltemperatur		2. 8.8	22
T	Tentorstaal			33
T	Forskydningskraft		7. 41.2	128

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
T_a T_b	Forskydningskraft-Andel optaget af henholdsvis Armering og Beton			153
V	Vandmængde pr. m ³ Beton		2. 7.6	16
ϕ	Jerndiameter	8. 3.1		186
ϕ_t	Tværarmeringens Diameter			188
a	Konstant		2. 8.10	22
a	Momentcentrums Afstand fra Trækarmring	7. 32.5		84
b	Bredde af Betontværsnit	7. 31.2		60
b	Ribbeafstand	7. 33.1		117
b	Trykflangebredde	7. 34.1		119
b_o	Ribbebredde	7. 33.1		117
b_1, b_2	Flangebredde i T-Bjælke	7. 49.2		164
b_e	Effektiv Trykflangebredde	7. 33.1		117
c c_1, c_2, c_3	Konstanter		2. 5.1 7. 31.4	11 56
c_1	$\sqrt{\frac{1}{\mu \sigma_b}}$		7. 31.34	62
c_h	Tykkelse af Betondæklag	8. 7.1		194
d	Træk- og Trykarmerings Afstande fra Tværsnittets Kanter	7. 31.2		60
d'		7. 32.7		87
d_m	Fiktiv Tykkelse af Betontværsnit		2. 7.4	14

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
e	Normalkrafts Excentricitet i Forhold til Undersidearmring	7. 32.9		93
e	Normalkrafts excentricitet i Forhold til Tyngdepunktsaksen	7. 49.2		163
e_o	Normalkrafts Excentricitet i Forhold til Tværsnittets Midte	7. 32.9		93
e_b	Resulterende Betontrykspændings Momentarm i Forhold til Undersidearmring			80
f	Relativ fugtighed		2. 7.2	14
h	Armeringens Nyttehøjde	7. 31.2		60
h'	Afstanden mellem Over- og Undersidearmring	7. 32.7		87
h_o	Flangetykkelse i T-Bjælke	7. 33.1		117
h_t	Totalhøjde af Betontværsnit	7. 31.2		60
i	Det transformerede Betontværsnits mindste Inertiradius		7. 51.3	170
l	Spændvidde			56
l	Index, der angiver Bidrag fra opbøjet Længdearmring			157
l	Fri Søjlelængde		7. 51.1	170
l_d	Stødlængde	8. 3.2		187
p	Trykspænding i Forbindelse med krum Armering			194

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
P	Trækraft pr. Længdeenhed i T-Bjælke-Flange		7. 49. 1	163
P_1 P_2	Maksimal- og Minimalværdi af p		7. 49. 6 7. 49. 7	165 165
r	Krumningsradius	8, 7, 1		194
s	Index, der angiver Bidrag fra Bøjler			157
t	Betonens Alder i Døgn		2. 7. 9	17
t	Afstand mellem Forskydningsarmeringsstænger		7. 43. 6	134
t	Afstand mellem Tværarmeringsstænger		8. 3. 1	188
t_0	Given Værdi af t		2. 7. 11	17
t_0, t_1	Bøjleafstande	9. 2. 6, 1		214
t_f	Tiden i Døgn siden Belastningens Paaførelse		2. 8. 9	22
t_r	Betonens Alder (Døgn) paa Belastningstidspunktet		2. 8. 7	21
Δt	Antal Døgn med Middeltemperatur T		2. 8. 8	22
v'	Afstanden mellem Bjælkeoverkant og den vandrette Tyngdepunktsakse		7. 34. 14	126
x	Nulliniens Afstand fra Bjælkeoverkant	7. 31. 2		60
x	Afstand fra Bjælkeunderstøtning		7. 43. 2	132

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
y	Højde af Betontrykspændingszonen ved ensformig Spændingsfordeling	7. 32. 1g		67
y	Afstand fra vandret Tyngdepunktsakse		7. 41. 1	128
z	Afstand mellem N_a og N'_b		7. 43. 1	132
α	Betonens Varmeudvidelseskoefficient			25
α	Reduktionsfaktor for Betontrykspænding	7. 32. 1		68
α	Vinkel mellem Forskydningsarmering og Tyngdepunktsakse		7. 43. 5	134
α_f	Udtryk for Krybnings og Svinds Afhængighed af Betontværsnittets Dimensioner		2. 8. 1	19
α_r			2. 7. 1	14
β	$\frac{x}{h}$		7. 31. 2	60
β_f	Udtryk for Krybnings og Svinds Afhængighed af Vand-Cement-Forholdet		2. 8. 1	19
β_r			2. 7. 1	14
γ	$\frac{\sigma_a}{\sigma'_b}$		7. 31. 23	61
γ	Partialkoefficient			39
γ_a	Partialkoefficient for Armering		5. 5	40
γ_b	Partialkoefficient for Beton		5. 7	41
γ_{bd}	Partialkoefficient for Beton svarende til dynamisk Belastning		2. 5. 2	11

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
γ_g	Partialkoefficient for hvilende Belastning		5. 2	39
γ_q	Partialkoefficient for bevægelig Belastning		5. 2	39
γ_i γ_o	Supplerende Partialkoefficienter		5.11	44 42
δ	Variationskoefficient		5. 3	40
ϵ	Tøjning			
ϵ_a	Armeringens Tøjning regnet positiv som Forkortelse	3. 1.1		27
ϵ'_a	Armeringens Tøjning regnet positiv som Forkortelse			80
$\epsilon_{a, \max}$	Maksimal Armerings-tøjning			77
ϵ'_b	Betonens Tøjning regnet positiv som Forkortelse	2. 6.1		12
ϵ'_f	Krybningstøjning regnet positiv som Forkortelse		2. 8.1	19
ϵ'_r	Svindtøjning regnet positiv som Forkortelse		2. 7.1	14
ϵ'_{rr}	Resterende Svindtøjning regnet positiv som Forkortelse		2. 7.11	17
ϵ'_{bu}	Tværsnittets maksimale Værdi af ϵ'_b	7. 32.1		68
ζ	Krybningens Afhængighed af Betonens Alder		2. 8.1	19
ζ	Forankringsfaktoren			185
η	Talfaktor, der afhænger af Betonstyrken		7. 1.19	54

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
η	Ordinat i ξ - η Koordinat-system		7. 31.7	56
η	$1 - \frac{1}{3}\beta$		7. 31.19	61
θ	Faktor, der benyttes ved Beregning af Fundamenter		9. 4.1	232
n	Den normerede Variable for Gauss' Fordelingslov		5. 3	40
λ	Forkortelsessymbol		7. 56.11	178
μ	$\frac{1}{2}\beta\eta$		7. 31.29	62
ν	Poisson's Forhold			24
ω	$\frac{A' \sigma'_a}{B \sigma'_b}$		7. 56.8	177
ω'	$\frac{A' \sigma'_a}{B \sigma'_b}$		7. 56.9	177
ω_o	Armeringsforholdet		2. 7.1	14
ω_{to}	$\frac{A_t}{b_o t \sin \alpha}$		7. 43.7	134
ξ	Abscisse i ξ - η Koordinat-system		7. 31.7	56
ξ	Forholdet mellem Momentet fra Langtidslast og Totalmomentet			176
ρ	Udtryk for Tidsforløb af Svind og Krybning		2. 7.1 2. 7.9 2. 8.1	14 17 19
σ^*	Nominal Brudspænding			40

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
σ_a	Armeringsspænding (regnet positiv som Træk)	3, 1.1		27
σ_a, \max σ_a, \min	Øvre og nedre Værdi for σ_a		3. 4.1	36
σ_a^*	Nominel Træk- og Trykbrudspænding for Armering		5. 5	40
σ_a^{t*}			5. 6	40
$\sigma_a(10)$	Spænding i Armeringen svarende til $\epsilon_a = 10\%$ (evt. andre Talværdier)		7. 32.5	86
$\bar{\sigma}_a$	Tilladelig Armeringsspænding			62
σ_{ak}	Karakteristisk Træk- og Trykstyrke for Armering		5. 5	40
σ_{ak}^t			5. 6	40
σ_{am} σ_{am}^t	Middelværdi af Træk- og Trykstyrke for Armering	3. 22.2		34
σ_{ao}^*	Udsvingstyrken for Armering		3. 4.1	36
σ_b^t	Betontrykspænding			9
σ_b^t, \max σ_b^t, \min	Maksimal og minimal Betontrykspænding ved Udmattelsespaavirkning	2. 5.1	2. 5.1	10
σ_{b2}^t	Betontrykspænding svarende til p_2		7. 49.8	165
$\sigma_b^*, \sigma_b^{t*}$	Nominel Træk- og Trykbrudspænding for Beton		5. 7	41
$\bar{\sigma}_b^t$	Tilladelig Betontrykspænding			62
$\Delta\sigma_b^t$	Spring i Betonspændingen			22

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
σ_{bk} σ_{bk}^t	Karakteristisk Træk- og Trykstyrke for Beton		5. 8 5. 7	41
σ_{br}	Betontrækstyrke (Bøjningstrækstyrke)			7
σ_{br}^t	Betontrykstyrke (Cylinderstyrke)		2. 2.1	6
$\sigma_{br, 28}^t$	Cylinderstyrken efter 28 Døgn		2. 2.1	6
σ_{b1}	σ_1 Hovedspænding i Beton		7. 41.8	130
σ_{b2}	$-\sigma_2$ Hovedspænding i Beton		7. 41.9	130
σ_{jm}^t	Middelcylinderstyrke efter j Døgn		2. 6.1	13
σ_{jm}	Middelværdi af Styrke			40
σ_R	Karakteristisk Styrke		5. 3	40
σ_t^*	Nominel Spænding i Forskydningsarmering		7. 43.6	134
σ_x, σ_y	Normalspændinger i to paa hinanden vinkelrette Snit			130
$\sigma_{0,2}$	Armeringsspænding svarende til 0,2% blivende Forlængelse			26
σ_1, σ_2	Hovedspændinger		7. 41.3	130
τ	Forskydningsspænding		7. 41.3	130
τ_b	Forskydningsspænding i Beton		7. 41.2	128

Symbol	Betydning	Fig.	Ligning Nr.	Side
τ_0	Forskydningsspænding optaget af Betonen		7. 47; 2	156
τ_1, τ_2, τ_3	Forskydningsspænding i faste Punkter	9. 2, 6. 1		214
φ	Vinklen mellem Hovedsnittene og Snittene med Spændingerne σ_x og σ_y		7. 41. 4	130
φ	$\frac{A}{bh}$		7. 31. 21	61
φ_0	Udtryk for Krybnings Afhængighed af den relative Fugtighed		2. 1. 8	19
ψ	Udtryk for Svindets Afhængighed af den relative Fugtighed		2. 7. 1	14

1. INDLEDNING

De første Jernbetonkonstruktioner blev udført omkring Midten af forrige Aarhundrede; men først henimod Slutningen af Aarhundredet begyndte denne Konstruktionsform virkelig at faa Betydning. Denne Udvikling knytter sig især til Navne som Monier og Hennebique. I Danmark anvendtes Jernbeton første Gang i 1891 (til Dæk i Statens Museum for Kunst). I 1894 udførtes Fodgængerbroen ved Langelinie efter A. Ostenfeld's Projekt [66-6] ^{x)}. Jernbetonen har siden fundet stadigt stigende Anvendelse - i de senere Aar især i Forbindelse med Udviklingen af Spændbeton og Montagebyggeri - og er i Dag den mest anvendte Form for bærende Konstruktioner. Dette hænger sammen med Betonkonstruktionernes Økonomi og Modstandsdygtighed over for Brand, Korrosion, Vand, Vejrlig, Skadedyr, Svamp etc.

Beton fremstilles ved Blanding af Cement, Sand, Sten og Vand. I visse Tilfælde erstatter man Sten og eventuelt Sand med lette, porøse Materialer (f. Eks. ekspanderet Ler) for at opnaa en Reduktion af Rumvægten eller Varmeledningsevnen, i andre Tilfælde opnaas lignende Virkninger ved at tilsætte Stoffer, som fremkalder en kraftig Luftporedannelse i Betonen. Saadanne Letbetoners Egenskaber afviger væsentligt fra den almindelige Betons. Naar der i det følgende refereres til Beton, omfatter dette ikke Letbetoner, med mindre det specielt er nævnt.

Den frisk blandede Beton kan udstøbes i Forme, og efter en passende Hærdningstid dannes en stenagtig Masse, som kan have en betydelig Trykstyrke. Trækstyrken er derimod relativt ringe - ca. 10 - 15% af Trykstyrken. Dette Forhold er meget afgørende for Betonens Anvendelse i bærende Konstruktioner.

Kun en lille Procentdel af Betonkonstruktioner kan udformes økonomisk paa en saadan Maade, at der ikke opstaar væsentlige Trækspændinger i dem (med mindre man anvender Forspænding ^{xxx)}). For at imødegaa denne Mangel ved Beton indstøber man i den en Staalarming, som kan optage de Trækkræfter, som er nødvendige for at bevare Konstruktionens Ligevægt, naar Betonen revner paa Grund af Trækspændingerne. En saadan sammensat Konstruktion af Beton og Staalarming betegnes Jernbeton eller armeret Beton.

Ved Indførelse af denne Konstruktionsform er Betonens Anvendelses-

x) Henvisninger i kantet Parentes refererer til Litteraturfortegnelsen.

xx) Angaaende Forspænding henvises til [67-7], som indeholder en speciel Litteraturfortegnelse vedrørende Spændbeton.

omraade blevet udvidet til at omfatte næsten alle Former for bærende Konstruktioner.

Armeringen hindrer normalt ikke Betonen i at revne, hvis man ikke anvender Forspænding; men hvis Konstruktionen er hensigtsmæssigt udformet, vil Armeringen begrænse Revnevidden til en passende lav Værdi, hvilket er af Betydning for Konstruktionens Udseende og Deformationer og især for Armeringens Beskyttelse mod Korrosion, idet Betonen yder en god Korrosionsbeskyttelse, saalænge den er revnefri, eller Revnevidderne er tilstrækkelig smaa.

Det er af væsentlig Betydning for en effektiv Samvirken af Beton og Armering, at der er en god Forbindelse mellem disse to Materialer, saaledes at der kan overføres væsentlige Spændinger mellem dem. For at opnaa dette anvendes i Dag hovedsagelig Armering bestaaende af Staalstænger (Ribbestaal) forsynede med Fremspring (Ribber).

I Danmark skal Jernbetonkonstruktioner beregnes og udføres i Overensstemmelse med Dansk Ingeniørforenings Normer. De for Tiden (1968) gældende Normer er DS 411 [62-7]. Nye Normer er under Udarbejdelse, og da disse forventes at komme til at afvige væsentlig fra DS 411 har det ved Udarbejdelsen af den foreliggende Bog været tilstræbt at give en Redegørelse for Jernbetonens konstruktive Problemer, som ligger mest muligt paa Linie med, hvad man kan formode, at de kommende Normer vil kræve.

En Koordinering af de forskellige Landes Normer er af stor praktisk Betydning. Dette hænger blandt andet sammen med den øgede Eksport og Import af præfabrikerede Betonelementer. Paa skandinavisk Basis varetages disse Bestræbelser af Nordisk Betonforbund, som udarbejder fællesnordiske Rekommandationer for Jernbeton. Paa internationalt Plan behandles tilsvarende Spørgsmaal af Den europæiske Betonkomité, CEB (Comité Européen du Béton). I dette Arbejde deltager blandt andet de fleste europæiske Lande, USSR, USA, Canada, Sydamerika, Japan og Australien, saa det drejer sig om et Samarbejde af en langt mere international Karakter, end Komiteens Navn antyder. CEB har blandt andet udarbejdet internationale Rekommandationer for Jernbeton [64-1] og Spændbeton [66-5].

I visse Tilfælde forspænder man Armeringen som nærmere beskrevet i [67-7]. Man kan paa denne Maade praktisk taget eliminere

Trækspændinger i Betonen. Man taler i saa Fald om fuldstændig Forspænding. I andre Tilfælde anvendes en mere moderat Forspænding (delvis Forspænding), som ikke forebygger, at der opstaar Revner i Betonen.

Der har været en Tendens til at behandle Spændbeton og Jernbeton som to væsensforskellige Konstruktionsformer og til at favorisere Spændbetonen paa Jernbetonens Bekostning. Det forekommer mere logisk at betragte disse Konstruktionsformer under ét, d.v.s. som armeret Beton med mere eller mindre Forspænding. Den forspændte - eller delvis forspændte - Beton repræsenterer i saa Fald alle Grader af Forspænding med Jernbetonen som et Specialtilfælde (svarende til at Forspændingen er lig med Nul) og med den fuldstændigt forspændte Beton som den anden Grænse. Disse Synspunkter er ogsaa fremherskende baade i de Udvalg, som i Dag arbejder med de kommende danske Normer, og i CEB og i Nordisk Betonforbunds Normkomiteer.

2 BETON2.1 BETONTEKNOLOGI

Med Hensyn til Oplysninger om de Materialer, hvoraf Betonen blandes, Betonens Proportionering, Blanding, Komprimering, Hærdning etc. henvises til Materiallæren. Det samme gælder de mange forskellige Faktoreres Indflydelse paa Betonens Materialeegenskaber. Dog skal visse af disse Forhold, som især har Betydning for Betonens Virkemaade i bærende Konstruktioner, kort omtales i det følgende.

2.2 BETONS TRYKSTYRKE

Den af Betonens Materialeegenskaber, som især udnyttes i bærende Konstruktioner, er Trykstyrken. Denne afhænger blandt andet af Cementtype, Sand- og Stenmaterialer, Blandingsforhold inklusive Vand-Cement-Forholdet, Blanding, Komprimering, Hærdningsbetingelser og Betonens Alder.

I Henhold til DS 411 baseres Bedømmelsen af Betonens Trykstyrke paa Bøjningstrykstyrken bestemt ved Prøvebjælker eller Trykstyrken bestemt ved 20 cm Terninger. Man er dog ved at forlade disse Prøvemethoder til Fordel for Prøvning af Cylindre. En Del Lande holder dog endnu fast ved de terningformede Prøvelegemer. En Mangel ved disse er, at Betonens Tværudvidelse kombineret med Friktion mellem Prøvelegeme og Trykplader bevirker, at Spændingstilstanden afviger væsentligt fra den tilstræbte én-aksede. Denne Mangel mindskes ved Anvendelse af cylindriske Prøvelegemer, hvis Højde er større end Diameteren, og som trykkes i Akseretningen. Der henvises i denne Forbindelse til [62-1], p. 169-175.

CEB baserer Vurderingen af Betonens Trykstyrke paa 28 Døgn Styrken af Cylindre med 15 cm Diameter og 30 cm Højde trykket i Akseretningen, og dette vil formentlig ogsaa komme til at danne Grundlaget for de danske Normer, som for Tiden er under Udarbejdelse.

Trykforsøg med ligedannede Betonprøvelegemer af forskellige Størrelser resulterer i Værdier for Trykstyrken, der aftager med voksende Dimension af Prøvelegemet. Der skal i denne Forbindelse henvises til [64-1], I, p. 82, [62-1], p. 175 og [63-1], p. 229. I Tilfælde, hvor Styrken af 15 x 30 cm Cylindre ikke kendes, kan en tilnær-

met Værdi beregnes paa Basis af andre Styrketal ved Multiplikation med de Korrektionsfaktorer, som er angivet i Tabel 2.2.1, gengivet efter CEB [64-1].

Betonens Trykstyrke falder lidt med aftagende Prøvehastighed. Der henvises i denne Sammenhæng til [64-2], p. 16.

Tabel 2.2.1

Prøvelegemets Form	Dimensioner cm	Korrektionsfaktor
Cylinder	15 x 30	1,00
	10 x 20	0,97
	25 x 50	1,05
Terning	10	0,80
	15	0,80
	20	0,83
	30	0,90
Prisme	15 x 15 x 45	1,05
	20 x 20 x 60	1,05

Med Hensyn til Trykstyrkens Variation med Betonens Alder angiver CEB [64-1] de i Tabel 2.2.2 angivne Værdier i Relation til 28-Døgn Styrkerne.

Tabel 2.2.2

Alder i Døgn	3	7	28	90	360
Normal Portland-Cement	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Hurtighærdnende Portland-Cement	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

Den tilsvarende Styrkestigning er illustreret i Fig. 2.2.1

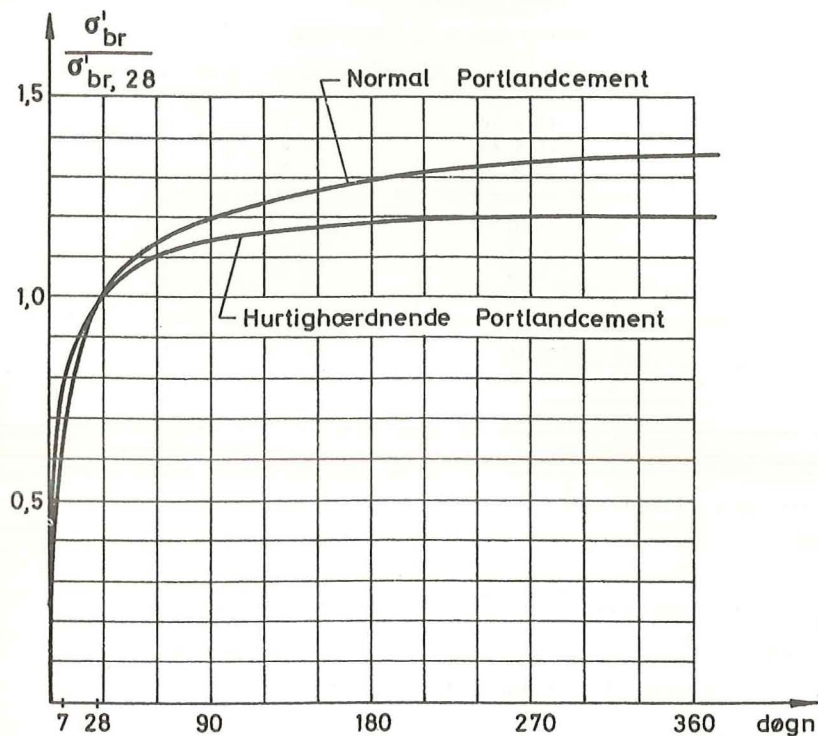


Fig. 2.2.1

2.3 BETONS TRÆKSTYRKE

Betons Trækstyrke er saa ringe, at man i langt de fleste Tilfælde ser bort fra den. Den har dog en Betydning ved visse statistiske Beregninger.

Trækstyrken afhænger i det væsentlige af de samme Faktorer som Trykstyrken og vokser med denne. Hvis man ikke disponerer over Resultater af Trækprøver, kan Trækstyrken σ_{br} tilnærmet beregnes ud fra Kendskabet til Trykstyrken (Cylinderstyrken) σ'_{br} . Der henvises i denne Forbindelse til [56-1].

Som et tilnærmet Udtryk angiver CEB [64-1], p. 88:

$$\sigma_{br} = 0,57(\sigma'_{br})^{2/3} \quad (2.3.1)$$

hvor σ_{br} og σ'_{br} indføres i kp/cm^2 . Her betegner σ_{br} Bøjningstrækstyrken, som CEB har valgt at basere Beregningerne paa, da det oftest er denne Egenskab, som er afgørende. Den rene, én-aksede Trækstyrke angiver CEB til 45 à 60% af σ_{br} .

En Grund til ikke at kræve nogen stor Nøjagtighed ved Beregning af Trækstyrken er, at det uensformigt fordelte Svind i Betonen - blandt andet hidrørende fra Betonens Inhomogenitet og fra den hurtigere Udtørring nær Ydersiderne - fremkalder lokale Trækspændinger, som vanskeligt kan tages i Regning. De samme Forhold motiverer, at man almindeligvis ser bort fra Trækstyrken og er iøvrigt medvirkende til, at Trækforsøg med Beton er behæftet med stor Spredning. Af andre Aarsager hertil skal anføres Vanskeligheder med at undgaa lokale Spændingskoncentrationer og utilsigtede Ekscentriciteter. Af disse Grunde erstattes de egentlige Trækforsøg i Dag ofte med de saakaldte Spalteforsøg, som udføres med Prøvelegemer af samme cylindriske Form som den, der benyttes ved Bestemmelse af Trykstyrken (Diameter 15 cm, Højde 30 cm), idet disse anbringes i en Trykprøvemaskine med deres Akse parallel med Trykpladerne. Herved opstaar under Prøvningen en tilnærmelsesvis ensformigt fordelt Trækspænding over Størstedelen af det Plan, som indeholder de belastede Frembringere. I [62-1], p. 49 er givet en nærmere Redegørelse for Forsøgsteknikken. Selv om Spændingstilstanden er udpræget flerakset, giver Prøvningen Værdier, som giver et godt Begreb om Trækstyrken.

Ved Laboratoriet for Bærende Konstruktioner er udviklet en Me-

tode til Trækprøvning af Betoncylindre, ved hvilken der opnaas en praktisk taget én-akset Spændingstilstand i Hovedparten af Prøvelegemet. Resultaterne af disse Forsøg maa anses for at give et ret nøjagtigt Udtryk for Betonens Trækstyrke. Tillige er opnaaet en Mulighed for at sammenligne denne Trækstyrke med de Resultater, man faar ved de simple Spalteforsøg.

For Beton vandlagret helt til Prøvetidspunktet findes Spaltestyrker, der ligger ca. 10-30% over den én-aksede Trækstyrke. Ved Lufttørring i sidste Del af Hærdeperioden giver Spalteforsøget 30-80% for høje Værdier. Aarsagen til den store Forskel kan forklares ved følgende Ræsonnement.

Ved et én-aksede Trækforsøg overlejres - nær Overfladen - Trækspændinger fra Svind og fra Belastning, hvorved Brudlasten og dermed den tilsyneladende Trækstyrke reduceres. Ved Spalteforsøget indledes Bruddet i Prøvelegemets Indre, hvor Svind-Trykspændingerne reducerer Trækspændingen hidrørende fra Belastningen, saa at den tilsyneladende Trækstyrke øges.

Laboratoriet for Bærende Konstruktioner har ogsaa udviklet en Centrifuge, i hvilken Prøvelegemer kan bringes til at rotere saa hurtigt omkring en Akse gennem deres Tyngdepunkt, at Centrifugalkræfterne fremkalder et Trækbrud i Prøvelegemet. Ved denne Prøvemethode undgaas ogsaa lokale Spændingskoncentrationer, og man opnaar en tilnærmelsesvis én-akset Spændingstilstand.

2.4 BETONS STYRKE VED FLERAKSET PAAVIRKNING

Til Trods for, at der har været udført omfattende Forskning for at finde frem til et paalideligt Brudkriterium for Beton under flerakset Paavirkning, maa man erkende, at vi ved meget lidt om dette Problem. Med Hensyn til Litteratur om dette Spørgsmaal kan henvises til [58-1], [56-2], [53-1], [58-3] og [58-4].

Naar man i Dag har en saa mangelfuld Viden om et Problem, som er af fundamental Betydning for Vurderingen af Betonkonstruktioners Bæreevne, maa dette tilskrives dels Betonens store Inhomogenitet, dels Vanskeligheden ved at gennemføre en korrekt, eksperimenteret Undersøgelse til Belysning af Forholdet. Det sidste Punkt indses klart, naar man tager i Betragtning, hvor vanskeligt det er blot at udføre en nogenlunde korrekt én-akset Prøvning. En saadan Prøvning kan som nævnt udføres, naar det drejer sig om Træk, men man er endnu ikke naaet frem til at kunne udføre en tilstrækkelig paalidelig eksperimentel Bestemmelse af Betons Styrke ved én-akset Tryk. Saa længe dette er Tilfældet, maa Resultater af fleraksede Prøvninger betragtes med en vis Skepsis.

Indskrænker man sig til en kvalitativ Belysning af Spørgsmaalet, synes der dog at være tilstrækkeligt Grundlag for at kunne fastslaa følgende:

For et Betonprisme paavirket af en aksial Trykspænding σ'_b vil den Værdi af σ'_b , som fremkalder Brud, øges, hvis Prismet samtidig paavirkes af Trykspændinger i alle Snit parallelle med Prismets Akse, og reduceres, hvis Prismet paavirkes af Trækspændinger i nogle Snit parallelle med Aksen.

2.5 BETONS TRYKSTYRKE VED UDMATTELSESPAAVIRKNING

I Henhold til [34-1] kan Betons Trykstyrke ved Udmattelsespaavirkning tilnærmet beskrives ved den rette Linie AB i det i Fig. 2.5.1 viste Smith-Diagram, idet følgende Bogstavsymboler er anvendt:

- σ'_{br} Betons Trykstyrke ved statisk Paavirkning
 $\sigma'_{b,min}$ Betons minimale Trykspænding
 $\sigma'_{b,max}$ Betons maximale Trykspænding

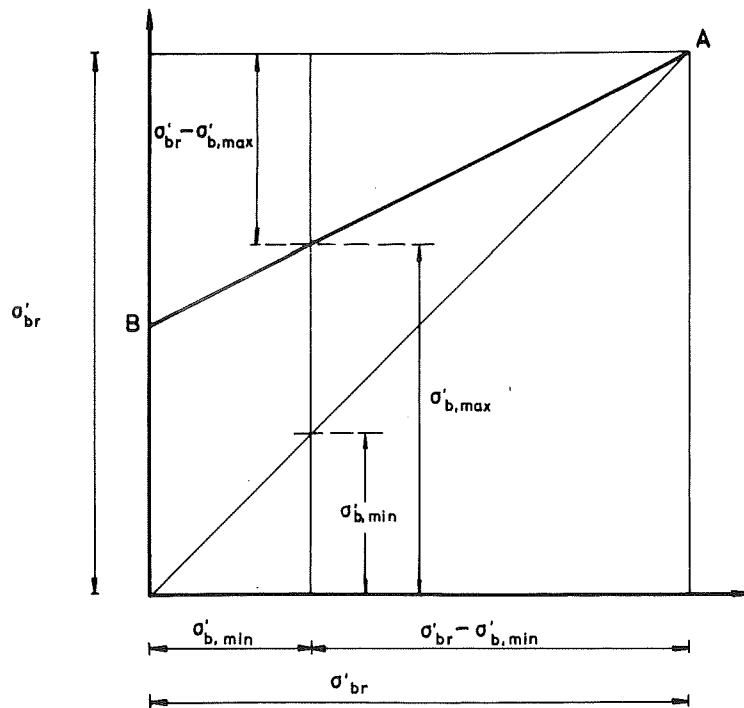


Fig. 2.5.1

Dette svarer til

$$\sigma'_{br} - \sigma'_{b,max} = c(\sigma'_{br} - \sigma'_{b,min}) \quad (2.5.1)$$

hvor c er en Konstant.

Der kan tages Hensyn til dette Forhold ved at dividere Betonstyrken med en ekstra Partialkoefficient γ_{bd} svarende til dynamisk Belastning, d.v.s. ved at sætte

$$\sigma'_{b,max} = \frac{\sigma'_{br}}{\gamma_{bd}} \quad (2.5.2)$$

Ligning (2.5.1) og (2.5.2):

$$\gamma_{bd} = \frac{1}{1-c} \left(1 - c \frac{\sigma'_{b,min}}{\sigma'_{b,max}}\right) \quad (2.5.3)$$

I Henhold til [58-5], p. 191-219, kan γ_{bd} sættes lig med 2 for $\sigma'_{b,min} = 0$. Dette svarer i Henhold til Ligning (2.5.3) til $c = 0,5$, hvorved Ligning (2.5.3) faar Formen

$$\gamma_{bd} = 2 - \frac{\sigma'_{b,min}}{\sigma'_{b,max}} \quad (2.5.4)$$

2.6 BETONS SPÆNDINGS-TØJNING RELATION

I Fig. 2.6.1 er vist en typisk Tryk-Arbejdslinie svarende til kortvarig Belastning dels for en stærk Beton (Kurven OAB), dels for en svagere (Kurven OC). For de stærke Betoner er Brudforkortelsen normalt noget mindre end for de svage.

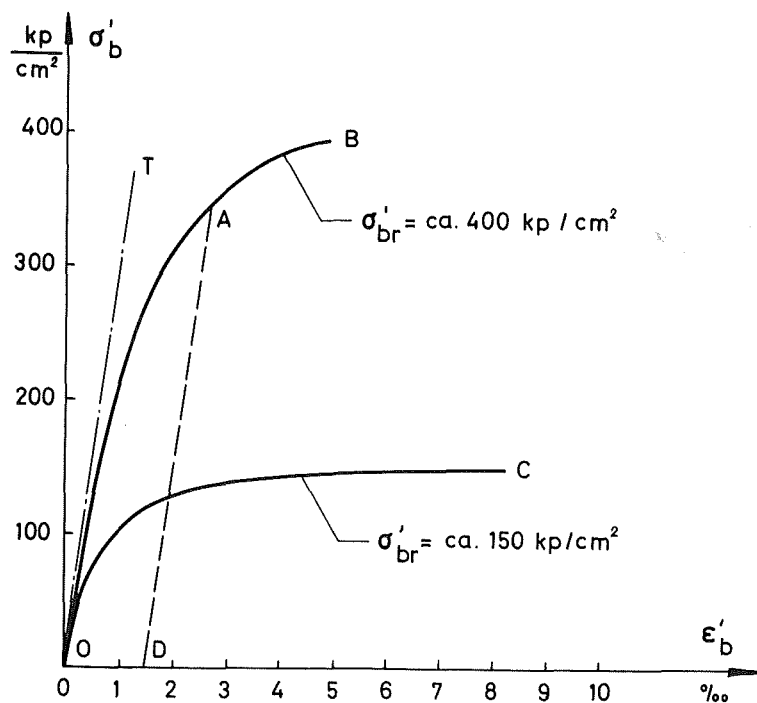


Fig. 2.6.1

Arbejdslinierne er krumme lige fra Begyndelsespunktet, saa at man ikke kan tale om nogen Elasticitetskoefficient.

For Spændinger mindre end ca. en Trediedel af Cylinderstyrken kan Arbejdslinien dog med rimelig Tilnærmelse approximeres med en ret Linie, hvorved man opnaar at kunne basere Beregninger for dette Spændingsomraade, som omtrent svarer til Brugsstadiet, paa en simplificerende Tilnærmelse om lineær Elasticitet. Størrelsen af den tilsvarende Elasticitetskoefficient foreslaar CEB [64-1] at ansætte til

$$E'_b = 21000 \sqrt{\sigma'_{jm}} \quad (2.6.1)$$

hvor E'_b og σ'_{jm} indføres i kp/cm^2 , og σ'_{jm} betegner Betonens Middel-Cylinderstyrke paa det Tidspunkt, E'_b ønskes bestemt.

For $\sigma'_{jm} = 200 \text{ kp/cm}^2$ giver Ligning (2.6.1):

$$E'_b = \text{ca. } 3 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2 \quad (2.6.2)$$

Hvis Betonspændingen holdes konstant gennem nogen Tid, vil Betonens Tøjninger øges væsentligt. Dette Fænomen - Krybning - er behandlet i Afsnit 2.8.

Ved en Aflastning fra Punktet A i Fig. 2.6.1 følger Spændings-Tøjningsrelationen tilnærmelsesvis en ret Linie (AD) parallel med Arbejdsliniens Tangent (OT) i Begyndelsespunktet, Ved en Genbelastning følger Spændings-Tøjningsrelationen tilnærmelsesvis samme Linie (DA), idet der dog forekommer nogen Hysterese.

2.7 BETONS SVIND

Ved Betonens Svind skal her forstås den Tøjning, som i Tidens Løb vilde opstaa i Betonen, hvis denne forblev spændingsløs, og dens Temperatur forblev konstant.

Tøjningen hidrørende fra Svind for Beton med almindelig Portland-Cement kan i Henhold til FIP-CEB [66-5] regnes at være

$$\epsilon_r' = \psi \alpha_r \beta_r (1 - 10 \omega_0) \rho \quad (2.7.1)$$

idet ω_0 angiver Forholdet mellem Længdearmeringens og Betonens Tværnsnitsarealer, og de øvrige fire Bogstavsymboler paa Ligningens højre Side repræsenterer Svindets Afhængighed af følgende Størrelser:

- ψ : Den relative Fugtighed
- α_r : Tværnsnittets Dimensioner
- β_r : Vand-Cement-Forholdet
- ρ : Tiden

I Henhold til [50-1], p. 182, har Cementsorten underordnet Indflydelse paa Betonens Svind. Ligning (2.7.1) kan derfor benyttes ogsaa for andre Cementsorter.

For ψ angiver FIP-CEB [66-5] den i Fig. 2.7.1 viste Afhængighed. (Da den tilsvarende Figur i [64-1] synes optegnet nøjagtigere, er denne benyttet som Grundlag for Fig. 2.7.1. Det samme gælder de følgende Figurer).

Betegnes den relative Fugtighed f , giver Udtrykket

$$\psi = 0,0008 \frac{1-f}{1,6-f} \quad (2.7.2)$$

i Intervallet

$$0,35 < f < 1,00 \quad (2.7.3)$$

en Afhængighed, som falder saa nær Gennemsnitsværdien i Fig. 2.7.1, at det ikke har været muligt at illustrere Afvigelserne.

For α_r angiver FIP-CEB [66-5] den i Fig. 2.7.2 viste Afhængighed. Den fiktive Tykkelse d_m betegner Forholdet mellem Betonens Tværnsnitsareal og dettes halve Omkreds.

Indføres for α_r Udtrykket

$$\alpha_r = \frac{30}{25 + d_m} \quad (2.7.4)$$

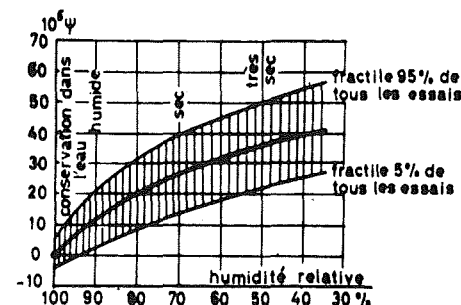


Fig. 2.7.1

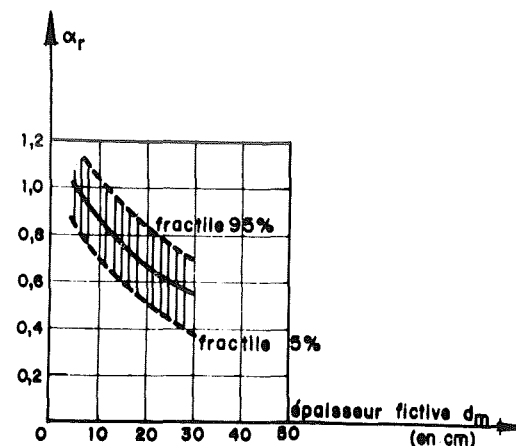


Fig. 2.7.2

hvor Enheden for d_m er cm, faas i Intervallet

$$5 < d_m < 30 \quad (2.7.5)$$

en Afhængighed, som ikke kan skelnes fra Gennemsnitsværdien i Fig. 2.7.2.

For β_r angiver FIP-CEB [66-5] den i Fig. 2.7.3 viste Afhængighed.

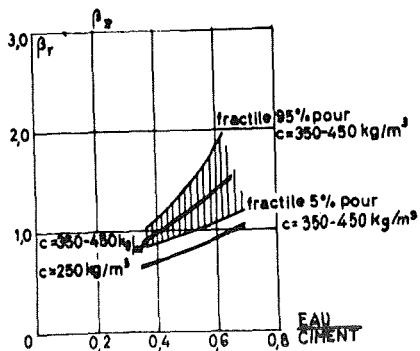


Fig. 2.7.3

Indføres for β_r Udtrykket

$$\beta_r = 0,18 + \frac{V}{200} \quad (2.7.6)$$

hvor V betegner Vandmængden i kg/m^3 , faas i Intervallet

$$250 < C < 400 \quad (2.7.7)$$

$$0,4 < \frac{V}{C} < 0,6 \quad (2.7.8)$$

en Afhængighed, som i Fig. 2.7.3 vanskeligt kan skelnes fra Gennemsnitskurverne, idet Kurven betegnet $c = 350/450 \text{ kg/m}^3$ regnes at svare til $C = 400 \text{ kg/m}^3$.

For ρ angiver FIP-CEB [66-5] den i Fig. 2.7.4 viste Afhængighed.

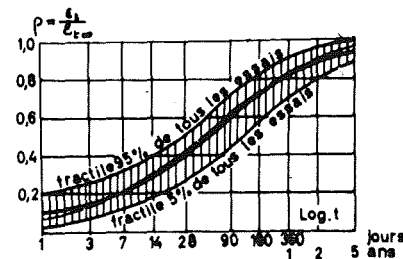


Fig. 2.7.4

Indføres for ρ Udtrykket

$$\rho = 1,06 \frac{t^{2/3}}{t^{2/3} + 14} \quad (2.7.9)$$

hvor t betegner Tiden (Betonens Alder) i Døgn, faas en Afhængighed, som i Fig. 2.7.4 er angivet med stiptet Linie, og som giver en Tilnærmelse til Gennemsnitskurven, som maa anses for tilstrækkelig nøjagtig for praktiske Beregninger.

I Henhold til Ligning (2.7.1), (2.7.2), (2.7.4), (2.7.6) og (2.7.9) faas:

$$\epsilon'_{rr} = 0,00085 \frac{1-f}{1,6-f} \frac{30}{25+d_m} \left(0,18 + \frac{V}{200}\right) (1 - 10\omega_0) \frac{t^{2/3}}{t^{2/3} + 14} \quad (2.7.10)$$

Ved Hjælp af Ligning (2.7.10) kan tillige beregnes den Del af Svindet, som indtræffer mellem to givne Værdier af Betonens Alder (t). Søges eksempelvis et Udtryk for den Del af Svindet (Restsvindet ϵ'_{rr}), som indtræder fra $t = t_0$ til $t = \infty$, faas

$$\epsilon'_{rr} = 0,00085 \frac{1-f}{1,6-f} \frac{30}{25+d_m} \left(0,18 + \frac{V}{200}\right) (1 - 10\omega_0) \frac{14}{t_0^{2/3} + 14} \quad (2.7.11)$$

De udledte Formler kan, som det fremgaar af det ovenstaaende, medføre visse Unøjagtigheder i Beregningen af Betonens Svind. Formlerne tilsigter at give en simpel Metode til, paa Projekteringsstadiet, at beregne, hvor stor Indflydelse Svind kan forventes at faa paa Konstruktionen. I disse Tilfælde maa de Unøjagtigheder, som de foreslaaede Formler medfører, skønnes at være smaa i Sammenligning med de Unøjagtigheder, der stammer fra Usikkerheden i Fastsættelsen af de indgaaende Parametre.

I Tilfælde, hvor en Konstruktion er meget følsom for Svind, kan det anbefales at gennemføre Beregningerne for to Sæt Parametre, som giver henholdsvis maksimale og minimale Værdier for Størrelserne af Svind.

For at give et Begreb om Svindets omtrentlige Størrelse beregnes ϵ_f^1 for følgende specielle Tilfælde:

$$f = 0,5$$

$$d_m = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{V}{C} = 0,5$$

$$C = 300 \text{ kg/m}^3, \text{ d. v. s.}$$

$$V = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ kg/m}^3$$

$$\omega_0 = 0,01$$

$$t = \infty$$

Indføres disse Værdier i Ligning (2.7.10), faas:

$$\epsilon_f^1 = \text{ca. } 3 \cdot 10^{-4} = 0,3 \text{ } 0/00 \quad (2.7.12)$$

Svindet har en i høj Grad reversibel Karakter. Hvis et Betonlegeme - efter at være undergaaet Svind - vandmættes, vil Svinddeformationerne i alt væsentligt elimineres.

2.8 BETONS KRYBNING

Ved Betonens Krybning skal her forstås den Tøjningstilvækst, der i Tidens Løb vilde opstaa i Betonen alene paa Grund af Spændingen, d. v. s. eksklusive elastisk Initialtøjning, Svind og Temperaturdeformationer.

I Henhold til FIP-CEB [66-5] kan Tøjningen hidrørende fra Krybning for Beton med almindelig Portland-Cement regnes at være

$$\epsilon_f^1 = \frac{\sigma_b^1}{E_b^1} \varphi_0 \alpha_f \beta_f \zeta \rho \quad (2.8.1)$$

idet σ_b^1 betegner Betonens Trykspænding svarende til Langtidslast, E_b^1 betegner Betonens Elasticitetskoefficient svarende til de initiale Deformationer, og de øvrige Bogstavsymboler paa Ligningens højre Side repræsenterer Krybningens Afhængighed af følgende Størrelser:

φ_0 : Den relative Fugtighed

α_f : Tværsnittets Dimensioner

β_f : Vand-Cement-Forholdet

ζ : Betonens Alder paa Belastningstidspunktet

ρ : Tiden, der er forløbet, siden Belastningen er paaført

For E_b^1 angiver FIP-CEB [66-5] Udtrykket:

$$E_b^1 = 21000 \sqrt{\sigma_{jm}^1} \quad (2.8.2)$$

hvor σ_{jm}^1 betegner Betonens Middel- Trykbrudstyrke (Cylinderstyrke) efter j Døgn (Belastningstidspunktet). I Ligning (2.8.2) er Enheden for E_b^1 og σ_{jm}^1 kp/cm^2 .

For φ_0 angiver FIP-CEB [66-5] den i Fig. 2.8.1 viste Afhængighed. Indføres for φ_0 Udtrykket

$$\varphi_0 = 5 \frac{1,14 - f}{1,56 - f} \quad (2.8.3)$$

faas en Afhængighed, som i Fig. 2.8.1 er angivet med stiptet Linie, og som maa anses for at give en tilstrækkeligt nøjagtig Tilnærmelse til Gennemsnitskurven.

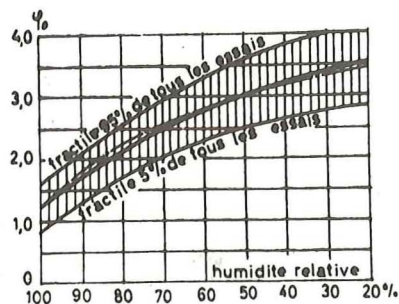


Fig. 2.8.1

For α_f angiver FIP-CEB [66-5] den i Fig. 2.8.2 viste Afhængighed.

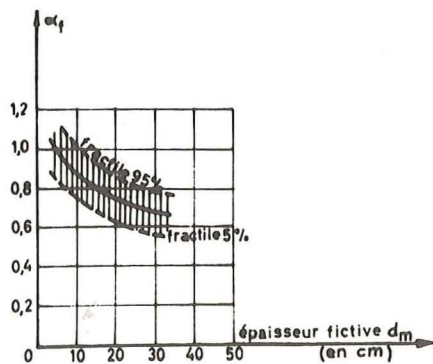


Fig. 2.8.2

Indføres Udtrykket

$$\alpha_f = 0,45 \frac{35 + d_m}{13 + d_m} \quad (2.8.4)$$

hvor d_m , som ovenfor, betegner den fiktive Tykkelse i cm, faas en Afhængighed, som vanskeligt kan skelnes fra Gennemsnitskurven.

For β_f angiver FIP-CEB [66-5] et Udtryk, som med de her anvendte Betegnelser kan skrives paa Formen

$$\beta_f = 0,007 V \left(\frac{V}{C} + 0,33 \right) \quad (2.8.5)$$

og som kan regnes gyldigt i Intervallet

$$0,3 < \frac{V}{C} < 0,7 \quad (2.8.6)$$

For ζ angiver FIP-CEB [66-5] for Portland-Cement den i Fig. 2.8.3 viste Afhængighed svarende til en Middeltemperatur paa 20° C.

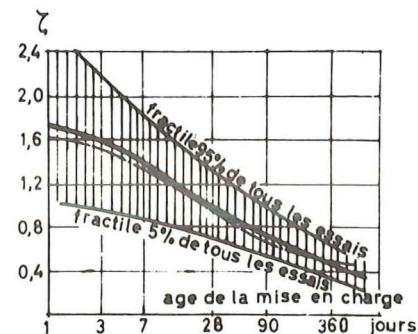


Fig. 2.8.3

Indføres for ζ Udtrykket

$$\zeta = 0,42 \frac{80 + t_x}{20 + t_x} \quad (2.8.7)$$

hvor t_x betegner Betonens Alder i Døgn paa Belastningstidspunktet, faas en Afhængighed, som i Fig. 2.8.3 er angivet med stiplede Linie, og som maa anses at give en for praktiske Beregninger tilstrækkeligt god Tilnærmelse til Gennemsnitskurven.

For Temperaturer mellem 20° C og -10° C kan Ligning (2.8.7) anvendes, naar man for t_x indfører Udtrykket

$$t_r = \frac{1}{30} \Sigma \Delta t (T + 10) \quad (2.8.8)$$

hvor Δt betegner Antallet af Døgn med Middeltemperatur $T^\circ \text{C}$.

For ρ angiver FIP-CEB [66-5] den i Fig. 2.7.4 viste Afhængighed, hvorfor Ligning (2.7.9) kan anses at give en tilstrækkeligt god Tilnærmelse.

I denne Forbindelse betegner t i Ligning (2.7.9) Tiden t_f i Døgn, som er forløbet, siden Belastningen er paaført.

I Henhold til Ligning (2.8.1), (2.8.2), (2.8.3), (2.8.4), (2.8.5), (2.8.7) og (2.7.9) faas

$$\epsilon_f^I = 10^{-4} \frac{\sigma_b^I}{\sqrt{\sigma_{jm}^I}} \frac{1,14 - f}{1,56 - f} \frac{35 + d_m}{13 + d_m} \frac{V}{300} \left(\frac{V}{C} + 0,33 \right) \frac{80 + t_r}{20 + t_r} \frac{t_f^{2/3}}{t_f^{2/3} + 14} \quad (2.8.9)$$

Ligning (2.8.9) svarer, som ovenfor nævnt, til Beton med almindelig Portland-Cement. I Henhold til Otto Wagner [58-7] er Krybningen for Portland-Cement-Beton ca. 50% større end for Rapid-Cement-Beton. Et generelt Udtryk for Krybningen faas derfor ved at skrive Ligning (2.8.9) paa Formen:

$$\epsilon_f^I = 10^{-4} \frac{\sigma_b^I}{\sqrt{\sigma_{jm}^I}} \frac{1,14 - f}{1,56 - f} \frac{35 + d_m}{13 + d_m} \frac{V}{a} \left(\frac{V}{C} + 0,33 \right) \frac{80 + t_r}{20 + t_r} \frac{t_f^{2/3}}{t_f^{2/3} + 14} \quad (2.8.10)$$

hvori indføres:

for Portland-Cement: $a = 300$

for Rapid-Cement: $a = 450$

Man kan tage Hensyn til Variationer i Betonspændingen σ_b^I ved for hvert Spring $\Delta\sigma_b^I$ i Betonspændingen at beregne det tilsvarende Bidrag til Krybningen i Henhold til Ligning (2.8.10). I saa Tilfælde indføres $\Delta\sigma_b^I$ for σ_b^I , og individuelle Værdier indføres for σ_{jm}^I , t_r , t_f og eventuelt f . De individuelle Bidrag adderes i Henhold til Superpositionsloven.

De udledte Formler kan, som det fremgaar af det ovenstaaende, medføre visse Unøjagtigheder i Beregningen af Betonens Krybning. Formlerne tilsigter at give en simpel Metode til, paa Projekteringsstadiet, at beregne, hvor stor Indflydelse Krybningen kan forventes at faa

paa Konstruktionen. I disse Tilfælde maa de Unøjagtigheder, som de foreslaaede Formler medfører, skønnes at være smaa i Sammenligning med de Unøjagtigheder, der stammer fra Usikkerheden i Fastsettelsen af de indgaaende Parametre.

I Tilfælde, hvor en Konstruktion er meget følsom for Krybning, kan det anbefales at gennemføre Beregningerne for to Sæt Parametre, som giver henholdsvis maksimale og minimale Værdier for Størrelsen af Krybningen.

For at give et Begreb om Krybningens omtrentlige Størrelse beregnes ϵ_f^I for følgende specielle Tilfælde:

$$\begin{aligned} \sigma_{jm}^I &= 200 \text{ kp/cm}^2 \\ f &= 0,5 \\ d_m &= 10 \text{ cm} \\ \frac{V}{C} &= 0,5 \\ C &= 300 \text{ kg/m}^3, \text{ d. v. s.} \\ V &= 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ kg/m}^3 \\ a &= 300 \text{ (almindelig Portland-Cement)} \\ t_r &= 28 \text{ Døgn} \\ t_f &= \infty \end{aligned}$$

Indføres disse Værdier i Ligning (2.8.10), faas:

$$\epsilon_f^I = \text{ca. } 0,7 \cdot 10^{-5} \sigma_b^I \quad (2.8.11)$$

hvori σ_b^I skal indføres i kp/cm^2 .

Da Krybningen er proportional med σ_b^I , kan Summen af elastisk Tøjning og Krybningstøjning, men eksklusive Svind skrives:

$$\epsilon_b^I = \epsilon_f^I + \frac{\sigma_b^I}{E_b^I} = \frac{\sigma_b^I}{E_{bt}^I} \quad (2.8.12)$$

hvor

$$E_{bt}^I = \frac{1}{\frac{\epsilon_f^I}{\sigma_b^I} + \frac{1}{E_b^I}} \quad (2.8.13)$$

E_{bt}^I betegner saaledes den Værdi, man formelt skal indføre for Ela-

sticitetskoefficienten, naar man vil beregne de totale Tøjninger inklusive den tidsafhængige Del (Krybningen). For at give et Begreb om den omtrentlige Størrelse af E'_{bt} skal denne beregnes for følgende specielle Tilfælde:

$$E'_b = 3 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon'_f}{\sigma'_b} = 0,7 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{kp}$$

Med disse Værdier giver Ligning (2.8.13)

$$E'_{bt} = \text{ca. } 10^5 \text{ kp/cm}^2 \quad (2.8.14)$$

2.9 BETONS TVÆRDEFORINATION

Ved Beregning af Betonens Tværdeformationer kan Poisson's Forhold, ν , regnes at være 0,15 à 0,20.

2.10 BETONS VARMEUDVIDELSE

Betonens Varmeudvidelseskoefficient kan regnes at være

$$\alpha = 10^{-5} \text{ pr. Grad Celsius} \quad (2.10.1)$$

Denne Værdi afviger saa lidt fra Armeringsstaalets Varmeudvidelseskoefficient, at man normalt kan se bort fra Spændinger i Jernbeton hidrørende fra Forskellen i de to Materialers Varmeudvidelse.

2.11 BETONS RUMVÆGT

Betonens Rumvægt regnes almindeligvis til 2,3 Mp/m³ eksklusive Armering og 2,4 Mp/m³ inklusive Armering.

Naar man fremstiller Beton af høj Kvalitet, f. Eks. for at opnaa høj Styrke eller ringe Permeabilitet, ofrer man særlig Omhu paa - blandt andet - Proportionering og Komprimering. Dette medfører en Stigning i Rumvægten. Det er derfor rimeligt for saadan Beton at øge de ovenfor anførte Rumvægte til 2,4 Mp/m³ henholdsvis 2,5 Mp/m³

Beton med væsentligt lavere Rumvægt (Letbeton) kan som tidligere nævnt fremstilles ved at erstatte Stenene og eventuelt Sandet med lette, porøse Materialer eller ved at fremkalde en kraftig Luftporedannelse i Betonen.

3. ARMERING

En Armerings Dimension angives ved den nominelle Diameter i mm, d. v. s. den af Værk eller Leverandør opgivne Dimension, som nogenlunde svarer til den faktiske Diameter. Tværsnitsarealet regnes formelt at svare til Arealet af en Cirkel, hvis Diameter er lig med den nominelle Diameter.

Armeringens Styrke beregnes ud fra dette Areal og Armeringens Flydespænding, eventuelt $\sigma_{0,2}$, d. v. s. den Spænding, for hvilken den blivende Forlængelse er 0,2%. Samme Areal lægges til Grund for den formelle Spændingsberegning ved Prøvning. Hvis den faktiske Diameter afviger fra den nominelle, er de faktiske Spændinger forskellige fra de formelle. Det, der har Interesse i Praksis, er dog Stangens Styrke - ikke den faktiske Diameter og Spænding, og ved at regne med den nominelle Diameter baade ved de statiske Beregninger og ved Prøvning opnaar man netop at indføre denne Styrke i Beregningerne.

Dansk Standard for Armeringsstaal til ikke-forspændte Konstruktioner (Prøvning m.v.) DS 13080 er gengivet i [62-8], p. 39-40.

3.1 RUNDJERN

Medens valset Rundjern tidligere har været den mest anvendte Armeringstype, benyttes det i Dag mindre. Den væsentligste Aarsag hertil er, at de nedenfor omtalte Ribbestaal - til Trods for en lidt højere Pris - er mere økonomiske, idet DS 411 foreskriver væsentligt højere tilladelige Spændinger for dem. Rundjern er en ret uhenigtsmæssig Form for ikke-forspændt Armering paa Grund af deres mangelfulde Forbindelse med Betonen. Da der ikke kan overføres ret store Spændinger mellem et Rundjern og den omgivende Beton, maa Rundjern forsynes med Kroge eller Hager for at sikre fornøden Forankring af Armeringen - bortset fra Rundjern med Diameter mindre end eller lig med 12 mm (jfr. DS 411).

Som nærmere omtalt senere medfører den mangelfulde Forbindelse mellem Rundjern og Beton desuden større Revnevidder i Betonen end ved Anvendelse af Ribbestaal.

Rundjern leveres i Kvalitet St. 37 med en Flydespænding paa mindst 2300 kp/cm²; men en væsentlig Del af den Rundjerns-Arme-

ring, som anvendes i Danmark, leveres uden garanteret Minimum-Flydespænding, og man bør udvise Forsigtighed med Anvendelse af saadan Armering.

En typisk Arbejdslinie for St. 37 er vist i Fig. 3.1.1. Den ensformigt fordelte Forlængelse er ca. 25%.

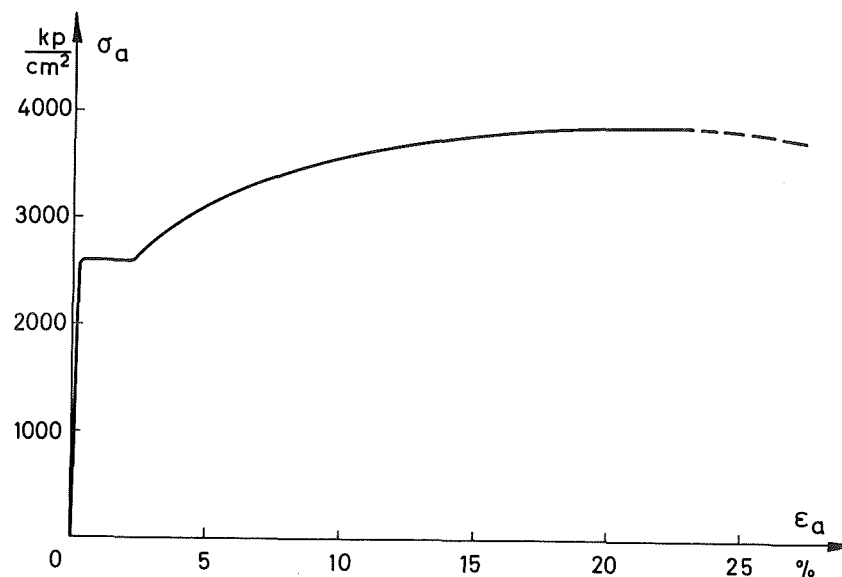


Fig. 3.1.1

Rundjern leveres ogsaa med større Styrke - St. 42, St. 52 etc - men disse Typer finder heller ikke større Anvendelse paa Grund af de glatte Staals tidligere nævnte Mangler i Sammenligning med Ribbestaale.

Rundjern af St. 37 og lignende Kvaliteter har visse fordelagtige Egenskaber, som gør, at de i visse Tilfælde foretrækkes for de nedenfor omtalte haardere Ribbestaal. Paa Grund af deres større Sejghed (stor Brudforlængelse) taaler de bedre end Ribbestaalene Bukning og især Tilbagebukning, hvilket i visse Tilfælde kan være af Betydning for Stødjern. Den samme Egenskab medfører, at de i højere Grad end Ribbestaalene er i Stand til at optage en stor Energimængde hidrørende fra Stødpaavirkninger og lignende. For Sikringsrum foreskriver Indenrigsministeriets Cirkulære af 16. April 1962 saaledes: "Al armering skal udføres af almindeligt blødt stål". Desuden er de bløde Rundjern meget egnede for Svejsning, hvilket i mindre Grad er Tilfældet for Ribbestaalene enten paa Grund af deres højere Kulstofindhold, eller fordi de har opnaaet deres højere Styrke ved Koldbearbejdning.

Det forekommer urimeligt, at man i de Tilfælde, hvor man stiller særlige Krav til Sejghed eller Svejselighed i Danmark, i det væsentlige er henvist til de glatte Rundjern og saaledes maa give Afkald paa Ribbestaalenes Overlegenhed med Hensyn til Forbindelse mellem Armering og Beton. Man maa haabe, at der snarest paabegyndes en dansk Produktion af et blødt Ribbestaal, som forener de bløde Staalsorters Sejghed med Ribbestaalenes Overlegenhed med Hensyn til Forbindelse mellem Armering og Beton.

Rundjern kan ved Temperaturer over 5° C tillades bukket om en cirkulær-cylindrisk Dorn med en Diameter paa mindst 3 Gange Rundjernets Diameter, naar denne er større end 12 mm, og 2 Gange Rundjernets Diameter for mindre Dimensioner.

Rundjern leveres i følgende Dimensioner: 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 25, 26, 28, 30, 32 og 35 mm. Da det er uhensigtsmæssigt at anvende for mange Dimensioner, har det været foreslaaet, at man indskrænker sig til at anvende følgende: 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32 og 35 mm. For Tiden haves 25 mm Rundjern dog almindeligvis ikke paa Lager. Normale Lagerlængder er 10, 12 og 14 m.

I Henhold til Dansk Ingeniørforenings Vejledning i Udarbejdelse af Tegninger til Beton- og Jernbetonkonstruktioner [63-3] angives Rundjern med Bogstavet R efterfulgt af et ubenævnt Tal, som angiver Dimensionen i mm.

3.2 RIBBESTAAL

Ribbestaal er Armeringsstaal forsynet med Ribber (se Fig. 3.21.2, 3.22.3 og 3.22.4), hvorved man muliggør en god Forbindelse mellem Armering og Beton. Dette Spørgsmaal omtales senere mere indgaaende.

Ribbestaals Dimension angives ved deres nominelle Diameter i mm, d. v. s. den af Værk og Leverandør opgivne Dimension, som nogenlunde svarer til Kernediameteren.

3.21 DANSK KAMSTAAL

Dansk Kamstaal FKF 42 er et Ribbestaal, for hvilket man ved en speciel Legering har opnaaet en Minimums-Flydegrænse paa 4200 kp/cm². En typisk Arbejdslinie for denne Armering er vist i Fig. 3.21.1. Den ensformigt fordelte Forlængelse udgør mindst 8%.

Kamstaal er forsynet med Ribber (se Fig. 3.21.2), hvilket muliggør en god Forbindelse mellem Armering og Beton.

Dansk Kamstaal kan svejses enten ved elektrisk Afbrænde-Stuksvejsning eller ved elektrisk Lysbuesvejsning med Efterglødning (jfr. [62-8], p. 11.

Kamstaal kan ved Temperaturer over 5° C tillades bukket om en cirkulær-cylindrisk Dorn med en Diameter paa mindst 12 Gange Kamstalets nominelle Diameter, naar denne er større end 12 mm, og 10 Gange den nominelle Diameter for mindre Dimensioner.

Dansk Kamstaal leveres med følgende nominelle Diametre: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25 og 35 mm.

Da det er uhensigtsmæssigt at anvende for mange Dimensioner, har det været foreslaaet, at man indskrænker sig til at anvende følgende: 10, 12, 16, 20, 25 og 35 mm.

Normale Lagerlængder er 10, 12 og 14 m.

Kamstaal angives i Henhold til [63-3] med Bogstavet K efterfulgt af et ubenævnt Tal, som angiver Dimensionen i mm.

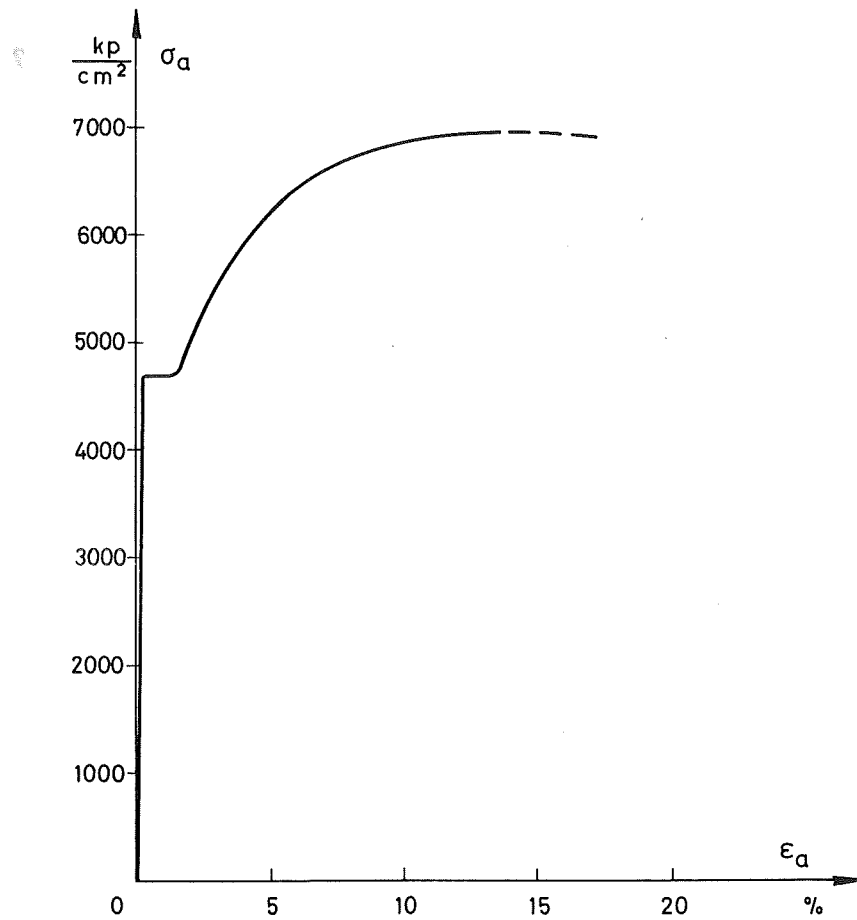


Fig. 3.21.1

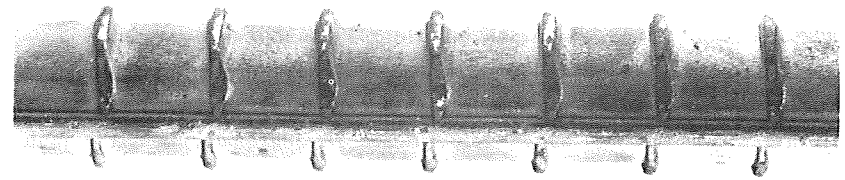


Fig. 3.21.2 Dansk Kamstaal



Fig. 3.22.3 Tentor 52

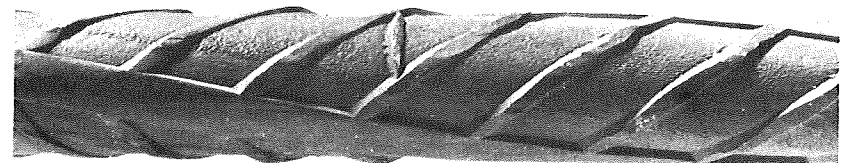


Fig. 3.22.4 Tentor 56

3.22 TENTORSTAAL

Tentorstaal er en Armering fremstillet af blødt Staal, som ved Valsningen er forsynet med Ribber, og som derefter er underkastet en Kolddeformation bestaaende af en samtidig Forlængelse og Vridning.

I Fig. 3.22.1 er vist karakteristiske Arbejdslinier for Tentorstaal. Med Hensyn til de nominelle Arbejdslinier henvises til Afsnit 5. Da der ikke forekommer nogen veldefineret Flydegrænse, benytter man i Stedet den Spænding, $\sigma_{0,2}$, for hvilken den blivende Forlængelse er 0,2 %. Den ensformigt fordelte Forlængelse udgør mindst 3%.

Armeringstyper, som har opnaaet øget Styrke ved Koldbearbejdning, opnaar først deres endelige Styrkeegenskaber nogen Tid efter Koldbearbejdningen (Modning). Hvis Prøvning af disse Armeringstyper udføres kort Tid efter Koldbearbejdningen, kan de underkastes en kunstig Modning ved forhøjet Temperatur.

Naar man ved Koldstrækning har hævet et Staals Trækflydespænding, vil Trykflydespændingen ikke hæves lige saa meget (Bauschinger-Effekt). For Tentorstaal er dette Forhold illustreret i Fig. 3.22.2, som viser sammenhørende Karakteristiske Træk- og Trykarbejdslinier for Tentor 56 (se senere), idet der baade er angivet Middelværdierne og de karakteristiske Værdier (se Afsnit 5).

De i Fig. 3.22.2 angivne Arbejdslinier er optegnede paa Basis af en Forsøgsserie, som udførtes i 1968 ved Laboratoriet for Bærende Konstruktioner, Danmarks tekniske Højskole.

Da Tentorstaals Flydespænding ($\sigma_{0,2}$) bestemmes efter Koldbearbejdningen, er Svejsning af Tentorstaal ikke tilladt (se DS 411, § 35.1.1).

Forveksling af Kamstaal og Tentorstaal kan undgaas paa Grund af deres forskellige Form for Ribber (sammenlign Fig. 3.21.2, 3.22.3 og 3.22.4).

Den minimale Værdi af $\sigma_{0,2}$ er 5200 kp/cm² for 6 og 8 mm Tentorstaal (Tentor 52) og 5600 kp/cm² for de større Dimensioner (Tentor 56).

Tentorstaalet er den Type Armering, som anvendes mest i Danmark i Dag, hvilket skyldes et gunstigt Forhold mellem Flydespænding ($\sigma_{0,2}$) og Pris.

Tentorstaal taaler bedre end Kamstaal en haardhændet Behand-

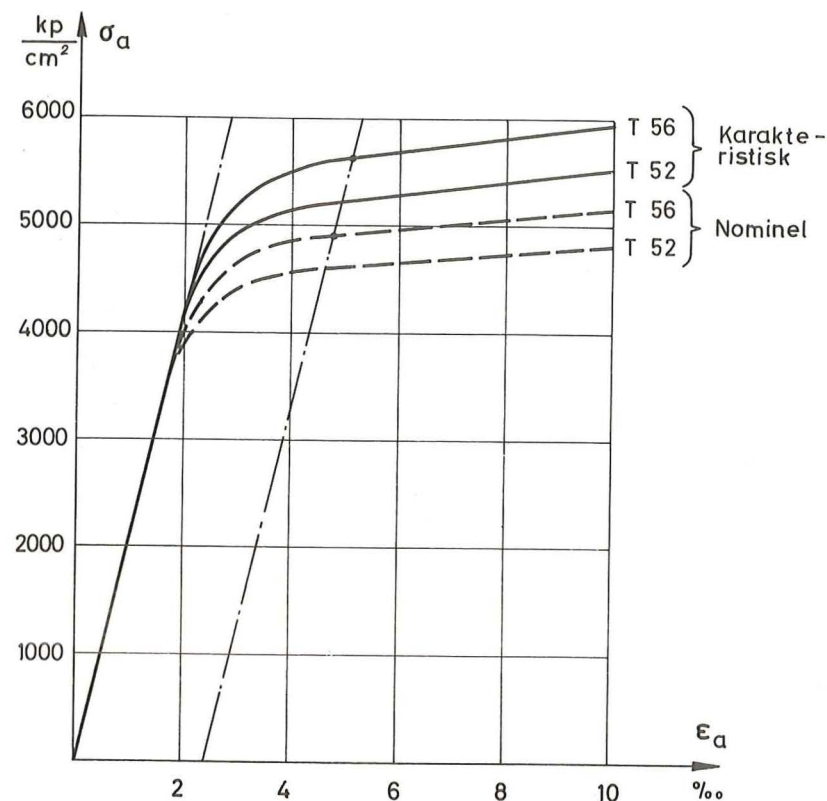


Fig. 3.22.1

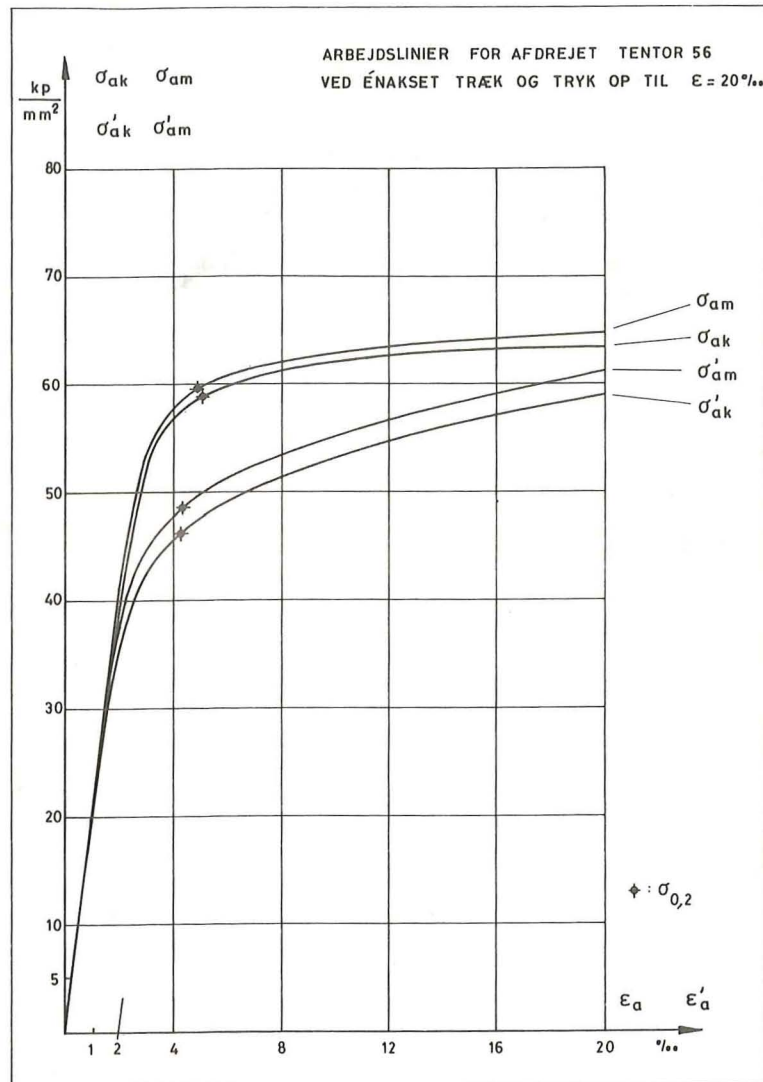


Fig. 3.22.2

ling, uden at dette fremkalder Brud, til Trods for at Tentorstaalets Brudforlængelse normalt er væsentligt mindre end Kamstaalets.

Tentorstaal kan ved Temperaturer over 5°C tillades bukket om en cirkulær-cylindrisk Dorn med en Diameter paa mindst 6 Gange Stangens nominelle Diameter, naar denne er større end 12 mm, og 3 Gange den nominelle Diameter for mindre Dimensioner.

Tentorstaal leveres med følgende nominelle Diametre: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22 og 25 mm. Det foreslaas dog, at man indskrænker sig til at anvende følgende Dimensioner: 6, 8, 10, 12, 16, 20 og 25 mm.

Normale Lagerlængder er 10, 12 og 14 m.

I Henhold til [63-3] angives Tentorstaal med Bogstavet T efterfulgt af et ubenævnt Tal, som angiver Dimensionen i mm.

3.23 SVENSKES KAMSTAAL

I Danmark forhandles svenske Kamstaal i følgende Kvaliteter:

Ks 42 og Ks 42S med Minimum $\sigma_{0,2} = 4200 \text{ kp/cm}^2$

Ks 50 og Ks 50S med Minimum $\sigma_{0,2} = 5000 \text{ kp/cm}^2$

Ks 60 og Ks 60S med Minimum $\sigma_{0,2} = 6000 \text{ kp/cm}^2$ for

Dimensionerne 6-16 mm og 5800 kp/cm^2 for større Dimensioner.

Kvaliteterne Ks 42S, Ks 50S og Ks 60S er særligt egnede for Svejsning.

Standarddimensionerne er følgende:

Ks 42 og Ks 42S: 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 og 32 mm

Ks 50 og Ks 50S: 6, 8, 10, 12, 16, 20 og 25 mm

Ks 60 og Ks 60S: 6, 8, 10, 12 og 16 mm

3.3 SVEJSTE ARMERINGSNET

I Jernbetonplader og lignende Konstruktioner kan anvendes færdigsvejste Armeringsnet fremstillet af koldtrukken Traad samlet ved elektrisk Modstandssvejsning. Med Hensyn til Staalkvaliteter, Traad-dimensioner, Maskevidder, Forankring, Stødning, Bukning etc. henvises til Leverandørernes Kataloger.

3.4 ARMERINGENS TRÆKSTYRKE VED UDMATTELSESPAAVIRKNING

Da Armeringens Udmattelsesstyrke i høj Grad er afhængig af Overfladejævnheder hidrørende fra Valsning etc., skal Udmattelsesprøvning udføres med uafdrejede Prøvelegemer.

Det har været hævdet, at Trækrevnerne i Betonen medførte Træthedsbrud i Armeringen ved mindre Spændinger end ved Udmattelsesprøvning af uindstøbt Armering. Nyere Undersøgelser [66-4] har dog tilbagevist denne Paastand.

Skal en Konstruktion kunne modstaa dynamiske Paavirkninger, bør Armeringens Trækstyrke ved Udmattelsespaavirkning bestemmes ved Forsøg.

Foreligger Forsøgsresultater ikke, kan nedenstaaende Tilnærmelsesberegning anvendes.

Hvis Armeringens Trækspænding svinger mellem en øvre og nedre Værdi ($\sigma_{a, \max}$ og $\sigma_{a, \min}$), kan Udmattelsesgrænsen antages at svare til

$$\sigma_{a, \max} = \sigma_{a0}^* + 0,6 \sigma_{a, \min} \quad (3.4.1)$$

hvor σ_{a0}^* betegner Udsvingsstyrken (svarende til $\sigma_{a, \min} = 0$).

For Udsvingsstyrken σ_{a0}^* kan regnes med følgende Værdier:

Rundjern St. 37	$\sigma_{a0}^* = 2500 \text{ kp/cm}^2$
Dansk Kamstaal	$\sigma_{a0}^* = 2600 \text{ kp/cm}^2$
Tentorstaal	$\sigma_{a0}^* = 2400 \text{ kp/cm}^2$
Ved svejste Stød	$\sigma_{a0}^* = 1500 \text{ à } 2000 \text{ kp/cm}^2$

Hvis man for en Konstruktion har Kendskab til Forholdet mellem $\sigma_{a, \min}$ og $\sigma_{a, \max}$, kan Armeringens Dimensionering baseres paa en

Brudværdi af $\sigma_{a, \max}$, som i Henhold til Ligning 3.4.1 bliver:

$$\sigma_{a, \max} = \frac{\sigma_{a0}^*}{1 - 0,6 \frac{\sigma_{a, \min}}{\sigma_{a, \max}}} \quad (3.4.2)$$

Hvis Forholdet mellem $\sigma_{a, \min}$ og $\sigma_{a, \max}$ er stort, fører Ligning (3.4.2) til saa store Værdier af $\sigma_{a, \max}$, at Armeringens Styrke over for statisk Paavirkning bliver dimensionsbestemmende.

3.5 STAALETS ELASTICITETSKOEFFICIENT

Som det fremgaar af Arbejdslinierne i Fig. 3.1, 3.2.1 og 3.2.2, er Staalets Elasticitetskoefficient E_a inden for det elastiske Omraade praktisk taget ens for alle Staaltyper. Almindeligvis regnes

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2 \quad (3.5.1)$$

Efter en Belastning ud over det elastiske Omraade vil Deformationerne ved en Aflastning ligeledes svare til den i Ligning (3.5.1) angivne Værdi for E_a .

3.6 STAALETS RELAKSATION

Paaføres et Staal en Forlængelse, som derefter bevares uændret, vil Trækspændingen i Staalet reduceres noget i Tidens Løb. Spændings-tabet betegnes Staalets Relaksation. Da dette Fænomen i det væsentlige kun er af Interesse for Spændbeton og er behandlet i [67-7], p. 22-24, skal Spørgsmaalet isvrigt ikke omtales nærmere her.

4. BRUGS- OG BRUDSTADIET

Statiske Beregninger af bærende Konstruktioner har tidligere hovedsagelig været baseret paa Brugsstadiet, idet man har tilstræbt, at Spændingerne under Brugslast ikke overskred visse tilladelige Spændinger.

Der har i de senere Aar været en Tendens til at forlade dette Princip til Fordel for en Beregning baseret paa Konstruktionernes Sikkerhed mod Brud. I Danmark har dette blandt andet givet sig Udslag i det saakaldte Partialkoefficientprincip, som maa forventes at komme til at danne Grundlag for de kommende Normer. Der kan i denne Forbindelse henvises til [68-4] og [64-9].

For Jernbetonkonstruktioner er en Vurdering af Brudsikkerheden ogsaa paakrævet, og paa Grund af Betonens ringe Trækstyrke og Betonens og Armeringens Afvigelse fra lineær Elasticitet ved høje Spændinger kan Brudsikkerheden ikke baseres paa en Bedømmelse af Spændinger under Brugslast i Relation til visse tilladelige Spændinger. For Spændbeton er dette Forhold endnu mere udpræget. Af samme Aarsager vil det ofte være utilstrækkeligt at basere en statisk Beregning af Jernbeton- og især Spændbetonkonstruktioner alene paa Brudbetragtninger, idet disse blandt andet ikke giver Grundlag for Vurdering af Revnevidder og Deformationer. For Betonkonstruktioner er det derfor nødvendigt at kunne vurdere Forholdene baade i Brugs- og i Brudstadiet. Dette Synspunkt ligger ogsaa til Grund for CEB's og Comité mixte FIP-CEB's Rekommandationer [64-1] og [66-5].

5. PARTIALKOEFFICIENTPRINCIPPET

Partialkoefficientprincippet gaar ud paa at vurdere, om en Konstruktions Brudsikkerhed er tilstrækkelig, idet Konstruktionen tænkes paavirket af en nominel Belastning, og de dertil svarende Spændinger vurderes i Forhold til nogle nominelle Brudspændinger.

Den nominelle Belastning beregnes ved Multiplikation af de faktiske Belastninger (Brugslasten) med én eller flere Partialkoefficienter (γ), som vælges under Hensyntagen til Sandsynligheden for, at de paagældende Belastningsbidrag kan overskride den antagne Brugslast. Dette Synspunkt kan motivere, at man fastsætter lavere Værdier for Partialkoefficienten for den hvilende end for den bevægelige Belastning, og at man foreskriver lavere Værdier af Partialkoefficienterne for Kombinationer af bevægelige Belastninger, naar disse Kombinationer er dimensionsbestemmende (paa Grund af den mindre Sandsynlighed for, at den paagældende Kombination vil forekomme).

Idet Partialkoefficienterne for hvilende og bevægelig Belastning betegnes henholdsvis γ_g og γ_q , gaar Tendensen i CEB's og Comité mixte FIP-CEB's Rekommandationer i Retning af at foreskrive

$$\gamma_g = \gamma_q = 1,4 \quad (5.1)$$

Med Hensyn til Modifikationer af disse Talværdier henvises til [64-1], I, p. 119 og [66-5], p. 131.

Det danske Forslag [64-9] er baseret paa Værdierne

$$\begin{array}{l} \gamma_g = 1,0 \\ \gamma_q = 1,5 \end{array} \quad (5.2)$$

som i Henhold til det ovenstaaende forekommer lidt mere velmotive-rede.

De nominelle Brudspændinger for Beton og Armering beregnes paa lignende Maade af de faktiske Brudspændinger ved Division med passende Partialkoefficienter. For Betonens Vedkommende er som tidligere nævnt Cylinderstyrken og Spaltetrækstyrken eller Bøjnings-trækstyrken de Størrelser, som det er mest hensigtsmæssigt at lægge til Grund for Vurdering af Styrkeforholdene.

For Armeringen kan Brudstyrkerne normalt ikke udnyttes, da disse svarer til saa store Tøjninger, at Konstruktionen almindeligvis

vil svigte, før Armeringens Brudstyrke er naaet. Dette Forhold vil blive nærmere forklaret senere. Af denne Grund er det mest hensigtsmæssigt at lægge Armeringens Flydegrænse - eller for Staal uden udpræget Flydegrænse: $\sigma_{0,2}$ - til Grund for Bedømmelsen af Armeringens Virkning.

Baade for Beton og Armering bestemmes de ovennævnte Egenskaber ved et passende Antal Prøver, hvoraf man kan beregne dels Middelværdien σ_m af Styrken, dels Spredningen.

For at tage Hensyn til den Risiko, som giver sig Udslag i Spredningen, beregnes den saakaldte karakteristiske Styrke σ_k svarende til, at en ønsket Procentdel af Materialet har en Styrke, der overstiger σ_k . Denne Procentdel vælges almindeligvis til 95%, svarende til at 5% af Materialet har en Styrke, der er lavere end σ_k (5% Fraktilen).

Den karakteristiske Styrke kan beregnes af Ligningen

$$\sigma_k = \sigma_m (1 - \eta\delta) \quad (5.3)$$

hvor δ betegner Variationskoefficienten (Spredningen divideret med Middelværdien) og η den normerede Variable for Gauss' Fordelingslov svarende til, at den ønskede Procentdel af Materialet har en Styrke, der overstiger σ_k .

Lægges 5% Fraktilen til Grund for Beregningen, bliver

$$\eta = 1,64 \quad (5.4)$$

Den i Ligning (5.4) angivne Værdi for η svarer til, at σ_m og δ er bestemt paa Basis af uendeligt mange Prøver. Denne Betingelse kan tilnærmelsesvis betragtes som værende opfyldt, hvis det drejer sig om en løbende Produktionskontrol. Foreligger derimod kun et begrænset Antal Prøver, maa anvendes en større Værdi af η . I Tabel 5.1 er angivet Værdier af η afhængig af Antallet af Prøver i Henhold til [57-1], p. 315, idet Konfidensniveauet er valgt til 0,95.

Ud fra de karakteristiske Spændinger beregnes de nominelle Brudspændinger σ_a^* ved Division med passende Partialkoefficienter.

For Armeringen faas saaledes

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ak}}{\gamma_a} \quad (5.5)$$

$$\sigma_a^{**} = \frac{\sigma'_{ak}}{\gamma'_a} \quad (5.6)$$

Tabel 5.1

Antal Prøver	η	Antal Prøver	η	Antal Prøver	η	Antal Prøver	η
5	4.29	13	2.59	41	2.05	201	1.80
6	3.72	15	2.49	51	1.99	301	1.77
7	3.38	17	2.40	61	1.96	401	1.75
8	3.14	19	2.34	71	1.93	501	1.74
9	2.97	21	2.29	81	1.91	601	1.73
10	2.84	26	2.19	91	1.89	801	1.72
11	2.74	31	2.13	101	1.87	1001	1.71
						∞	1.64

og for Betonen

$$\sigma_b^{**} = \frac{\sigma'_{bk}}{\gamma'_b} \quad (5.7)$$

$$\sigma_b^* = \frac{\sigma_{bk}}{\gamma_b} \quad (5.8)$$

For Armeringen forekommer det rimeligt at vælge

$$\gamma_a = \gamma'_a = 1,15 \quad (5.9)$$

og for Betonen

$$\gamma_b = \gamma'_b = 1,5 \quad (5.10)$$

Disse Talværdier er i Overensstemmelse med CEB [64-1].

Naar der vælges større Værdier for Partialkoefficienterne for Beton end for Armering, har dette ingen Forbindelse med den større Spredning i Betonstyrkerne, da der allerede er taget Hensyn hertil ved Beregningen af de karakteristiske Værdier. Der er derimod andre Forhold, som motiverer dette Valg. Det vægtigste er vel nok, at medens Resultaterne af en Laboratorieprøvning af Armeringen giver et korrekt Udtryk for dens mekaniske Egenskaber i Jernbetonkonstruktionen, saa er det sandsynligt, at Styrken af Betonprøvelegemer, som udstøbes, komprimeres og lagres omsorgsfuldt, er højere end Styrken af den tilsvarende Beton udstøbt i Konstruktionen under Arbejdspladsforhold, hvor man ikke kan paaregne, at der udvises en tilsvarende Omhu. I

Konstruktionen kan Udstøbningen isvrigt være vanskeliggjort af tætliggende Armeringsstænger og lignende. Desuden vil Højden af den i Konstruktionen udstøbte Beton ofte være væsentligt større end i Prøvelegemerne. Dette medfører, at Vandseparationen og opstigende Luftbobler i Konstruktionsbetonen medfører en reduceret Styrke i de øvre Dele af Støbningen. Luftboblerne har isvrigt en Tendens til at samle sig langs Undersiden af de vandrette Armeringsstænger, som er placeret i den øverste Del af Konstruktionen, hvilket kan bevirke, at Forbindelsen mellem disse Stænger og Betonen reduceres væsentligt.

Det vilde være naturligt at søge at fastsætte Størrelsen af de Belastninger, som Konstruktionerne skal dimensioneres for, paa et lige saa rationelt Grundlag som det, der benyttes ved Bestemmelsen af de karakteristiske Spændinger. Dette er dog i Dag endnu ikke praktisk gennemførligt, fordi de Data, som en rationel statistisk Behandling skulde baseres paa, endnu ikke er tilstrækkeligt kendte. Indtil videre er man derfor henvist til at fastsætte Belastningerne ud fra mere skønsmæssige Betragtninger. I Danmark skal Belastningsantagelser i Dag opfylde Dansk Ingeniørforenings Belastningsforskrifter DS 410 [59-5] og [66-7]. Disse er for Tiden under Revision.

I Henhold til det ovenfor anførte forekommer det velmotiveret at fastsætte Talværdierne for Belastningens Partialkoefficienter i Overensstemmelse med det danske Forslag og Værdierne for Materialernes Partialkoefficienter i Henhold til CEB's Forslag. Denne Kombination er dog ikke umiddelbart nogen egnet Løsning. Dette fremgaar, hvis man betragter et Særtilfælde svarende til, at Belastningen alene bestaar af hvilende Belastning, og Konstruktionens Bæreevne er bestemt af Armeringens Flydespænding. Da Belastningens Partialkoefficient i dette Tilfælde er lig med 1, svarer Konstruktionens globale Sikkerhed alene til Armeringens Partialkoefficient, d. v. s. 1,15, hvilket maa anses for utilstrækkeligt. For at raade Bod paa dette Forhold og sikre en tilstrækkelig Globalsikkerhed foreslaas det at indføre en supplerende Partialkoefficient γ_o , d. v. s. at forlange, at de Spændinger, som fremkaldes af den nominelle Belastning, multipliceret med γ_o , ikke overskrider de nominelle Brudspændinger. Med Hensyn til Talværdien af γ_o forekommer det rimeligt at vælge $\gamma_o = 1,5$.

Dette Forslag er dog i Strid med det danske Forslag [64-9], som forudsætter, at der kun anvendes Partialkoefficienter for Belastninger

og Materialestyrker. Man kunde tilsyneladende komme ud over denne formelle Indvending paa en af følgende Maader:

Belastningens Partialkoefficienter kunde øges ved Multiplikation med γ_o . Denne Mulighed kommer dog i Strid med det danske Forslags Ønske om at vælge $\gamma_g = 1$.

Den anden Mulighed maatte være at øge Materialernes Partialkoefficienter ved Multiplikation med γ_o . Denne Vej er dog heller næppe farbar. Dette hænger sammen med følgende Forhold:

Der har ovenfor for Materialernes Vedkommende kun været refereret til Brudstyrker (og Flydespændinger - eventuelt $\sigma_{o,2}$). Da Jernbeton ikke er et Materiale, men en To-Komponent-Konstruktion, forudsætter en rationel Brudberegning, som det vil fremgaa af det følgende, Kendskab ikke alene til Delkomponenternes Brudspændinger - men ogsaa til deres Arbejdslinier. For Armeringens Vedkommende kan dette formentlig bedst gøres ved - som foreslaet af CEB [64-1] - at regne med en nominel Arbejdslinie, som afledes af den karakteristiske Arbejdslinie ved en Affinitet svarende til, at alle Punkter af Arbejdslinien forskydes i en Retning parallel med Arbejdsliniens Nulpunktstangent, og deres Ordinator reduceres i Forholdet $\gamma_a : 1$ (jfr. Fig. 3.22.1). Herved er opnaaet, at Staalets Elasticitetskoefficient for smaa Spændinger bevares uændret, hvilket er hensigtsmæssigt. Hvis Værdien af γ_a ikke er større end foreslaet af CEB ($\gamma_a = 1,15$), medfører denne Metode ingen væsentlige Urimeligheder. Hvis man derimod vilde øge γ_a med en Faktor $\gamma_o = \text{ca. } 1,5$, vilde dette medføre en urimelig stærk Forvanskning af den regningsmæssige Arbejdslinie og resultere i væsentlige Fejlslutninger med Hensyn til Materialernes Samvirken.

Konklusionen af ovenstaaende Betragtninger maa blive, at den ovenstaaende supplerende Partialkoefficient γ_o bør indføres. At de kommende Normer eventuelt vil foreskrive en herfra afvigende Beregningsmetode er en anden Sag.

Som nærmere beskrevet i det følgende vil Betonkonstruktioners Brud i mange Tilfælde først indtræde efter en kraftig Revnedannelse i Betonen. Denne Revnedannelse giver et Varsel om, at Brud kan indtræde (varslet Brud). I andre Tilfælde brydes Konstruktionen pludseligt uden Varsel i Form af alarmerende Revner (uvarslet Brud). Da et saadant Brud maa anses for farligere end et varslet Brud, foreslaas det,

at man for uvarslet Brud indfører en supplerende Partialkoefficient γ_1 , som γ_0 multipliceres med. For denne Partialkoefficient foreslaas Værdien

$$\gamma_1 = 1,25$$

(5.11)

6 SNITKRAFTBESTEMMELSE

6.1 SPÆNDVIDDER

For Jernbetonkonstruktioner - f.Eks. Bjælker og Plader - anvendes ofte forholdsvis primitive Former for Understøtning, idet egentlige Lejekonstruktioner udelades, og Jernbetonkonstruktionen blot hviler paa Understøtningsfladerne. For Konstruktioner støbt paa Stedet kan Betonen støbes direkte imod disse Lejeflader. For præfabrikerede Konstruktioner kan f.Eks. anvendes Mørtelfuger ved Vederlagene.

For saadanne Understøtninger er Lejereaktionens Beliggenhed ikke veldefineret. Naar Konstruktionen bøjer ned under Belastning, flyttes Lejereaktionerne ud mod Kanten af Lejefladerne (mod Midten af de belastede Fag). For disse Tilfælde plejer man blot at foreskrive, at de teoretiske Spændvidder ikke maa regnes mindre end Afstandene mellem Midtpunkterne af de teoretisk nødvendige Lejeflader, d.v.s. de Flader, som er nødvendige for Optagelse af Lejereaktionerne

6.2 STATISK UBESTEMTE KONSTRUKTIONER

For statisk ubestemte Konstruktioner kan Snitkræfterne beregnes paa Basis af den tekniske Elasticitetsteori. Dette er især motiveret ved Beregning af Deformationer, Revnevidder og lignende.

Drejer det sig derimod om en Bestemmelse af Bæreevnen eller Dimensionering i Brudstadiet, danner den tekniske Plasticitetsteori et mere rationelt Grundlag for Bedømmelsen, idet Konstruktionen i Reglen først svigter, efter at der er opstaaet saa væsentlige plastiske Deformationer og Revnedannelser, at Forudsætningerne for en elasticitetsteoretisk Beregning er langt fra at være opfyldte.

Anvendelse af plasticitetsteoretiske Betragtninger ved Snitkraftbestemmelsen er i disse Tilfælde særlig velmotiveret ved Jernbeton, idet den paafølgende Bæreevnebestemmelse eller Dimensionering baseres paa Forudsætningen om, at Betonen er revnet i Træksiden og - ved de nyere Beregningsmetoder - tillige Antagelsen om plastiske Deformationer af Beton og Armering.

Vedrørende Snitkraftbestemmelse paa Basis af Plasticitetsteorien henvises til [61-3].

Her skal blot fremsættes nogle Betragtninger vedrørende Beretigelsen af at anvende plasticitetsteoretiske Metoder til Snitkraftbestemmelse for Jernbeton- og Spændbetonkonstruktioner. En Forudsætning for at kunne anvende de tekniske Plasticitets- og Brudteorier til Snitkraftbestemmelse - f. Eks. Flydeledsteorien for Rammer og kontinuerlige Bjælker og Brudlinieteorier for Plader - er, at der i de Snit, hvor der først optræder Flydning, kan foregaa saa store plastiske Deformationer, at Snitkræfterne ogsaa kan naa op paa Flydeværdierne i alle de Snit (Flydeled, Brudlinier), hvor den bestemmende Mekanisme eller Brudfigur forudsætter det. Da de Deformationer, det drejer sig om, er gensidige Vinkeldrejninger i Flydeledene eller langs Brudlinierne, er det Spørgsmaalet, om den fornødne Rotationskapacitet er til Stede her. Dette Spørgsmaal har i de senere Aar været Genstand for omfattende Forskning, uden at man er naaet frem til en endelig Afklaring af Problemet. Der er fremsat Forslag til Metoder til Beregning af Rotationskapaciteten og den fornødne Rotation - se f. Eks. [62-10] og [67-2].

En Beregning af, om den fornødne Rotationskapacitet er til Stede, er dog med de nuværende Metoder saa omstændelig, at det var meget ønskeligt, om den kunde udelades ved almindelige, praktiske Beregninger, og der er Forhold, som synes at berettige til dette. Saa tidligt som 1908 foreskrev man i de danske Jernbetonnormer den Beregningsmetode, som under Betegnelsen delvis Indspænding endnu i Dag indeholdes i DS 411. Denne Metode maa betegnes som en modificeret Flydeledsteori uden Kontrol af Rotationskapacitet, og den har dannet Grundlag for langt de fleste Jernbetonkonstruktioner i Danmark i over et halvt Aarhundrede uden at have givet saa daarlige Erfaringer, at man har slettet den af Normerne.

Beregning af Plader efter Metoder, som var Forløbere for den senere mere udviklede Brudlinieteori (uden Beregning af Rotationskapacitet), har været benyttet i Danmark siden omkring 1920 ved Hovedparten af de Jernbetonplader, som har været konstrueret i denne lange Periode, uden at man har fundet Anledning til at forlade Metoden.

Til Trods for disse omfattende, gunstige Erfaringer med Anvendelse af tekniske Plasticitets- og Brudteorier uden Kontrol af Rotationskapacitet har nogle nyere Forsøg dog vist, at man kan komme ud for Tilfælde, hvor Rotationskapaciteten er utilstrækkelig. Hvis man

anvender plasticitetsteoretiske Beregninger uden Kontrol af Rotationskapacitet, maa det derfor tilraades at udvise nogen Forsigtighed. Det kan i denne Forbindelse være rigtigt at have følgende Forhold i Erindring: Hvis Snitkraftfordelingen svarende til den plasticitetsteoretiske Beregning afviger væsentlig fra den elastiske, kan der være Behov for store Rotationer, hvilket bør mane til Forsigtighed. En korrekt Beregning af den elastiske Snitkraftfordeling er dog ikke paakrævet. Almindeligvis vil denne kunne skønnes med tilstrækkelig Nøjagtighed for dette Formaal, eller simple Tilnærmelsesmetoder kan bringes i Anvendelse. Hvis de Snit, hvor der skal foregaa en Rotation, er kraftigt armerede - specielt hvis der anvendes Staal med høj Flydespænding - kan der kun foregaa begrænsede Rotationer før Brud indtræder. Det forekommer derfor rimeligt at foreskrive normalt armerede Konstruktioner (se Afsnit 7,3).

Armering med lille Brudforlængelse medfører ringe Rotationskapacitet. Det maa derfor anses for rimeligt at kræve, at Armeringens ensformigt fordelte Forlængelse ikke er mindre end en passende Minimalværdi, som formentlig bør ansættes til 3%. Tværsnittenes Tryknormalkræfter maa ikke være for dominerende.

Rotationskapaciteten kan øges ved en hensigtsmæssig Tværarmering i Trykzonen enten i Form af almindelige Bøjler eller i Form af en Spiral, som modvirker Trykzonens Tværuddvidelse.

Hvis den bevægelige Belastning medfører væsentlige Spændingsændringer, maa der tages Hensyn hertil.

Hvis der i et Snit optræder væsentlige Momenter med skiftende Fortegn, kan gentagne Flydninger og Krybninger isøvrigt give Anledning til store Deformationer. Der henvises i denne Forbindelse til [56-3].

Det kan formodes, at de nugældende Normers Regel om delvis Indspænding i de kommende Normer vil blive afløst af en Regel, som tillader Anvendelse af den tekniske Plasticitetsteori.

6.3 DOBBELTSPÆNDTE PLADER

Ved dobbeltspændte Plader skal her forstås Plader, som ikke alene regnes at overføre deres Belastning i én Retning (som en Bjælke), men ogsaa paa tværs af denne Retning. Dette forudsætter, at Pladen armeres i mere end én Retning, hvorfor saadanne Plader hidtil har været kaldt krydsarmerede Plader. Aarsagen til at foreslaa denne Terminologi ændret er, at alle Plader armeres i mere end én Retning, selvom de kun regnes at overføre - eller eventuelt kun kan overføre - deres Belastning i én Retning.

Jernbetonplader kan beregnes paa Basis af Elasticitetsteorien. Dette er dog oftest uhensigtsmæssigt, hvis det drejer sig om en Bæreevnebestemmelse (jfr. Afsnit 6.2) og i mange Tilfælde uigennemførligt. En tilnærmet elasticitetsteoretisk Beregning kan være motiveret i Tilfælde, hvor Deformationer eller Revnevidder (f. Eks. med Henblik paa Vandtæthed) er af afgørende Betydning og ved dynamisk paavirkede Konstruktioner.

Hovedparten af Jernbetonplader i Danmark beregnes efter Brudlinieteorien. Der skal i denne Forbindelse henvises til [43-1], [64-8] og [67-8].

En Fare ved Brudlinieteorien er, at man ofte maa skønne Brudfiguren, og at et forkert Skøn kan føre til en Overvurdering af Bæreevnen. Det maa derfor anbefales, at man støtter sig til eksisterende Haandbøger, indtil tilstrækkelig Erfaring er opnaaet. Her skal specielt henvises til [63-6]. Ovennævnte Forhold hidrører fra, at Brudlinieteorien er en Øvreverdimetode, d. v. s. den fører principielt til Værdier, som er paa den usikre Side. Ses bort fra væsentlige Fejlskøn med Hensyn til Brudfigur, er denne Mangel dog kun af akademisk Betydning, idet Fejlen let kan reduceres til en uvæsentlig Størrelse. Hertil kommer, at dobbeltspændte Plader er i Besiddelse af en meget betydelig Bæreevne-Reserve. Dette skyldes blandt andet, at de ved en Overbelastning deformeres til en skaalformet Konstruktion, som kan optage en væsentligt større Belastning end den, man beregningsmæssigt finder, naar der ikke tages Hensyn til disse store Deformationer (Membranvirkning).

En anden Metode, som kan anvendes til Beregning af Plader, gaar ud paa, at man vælger en Momentfordeling, som tilfredsstiller Lige-

vægtsbetingelserne inklusive Randbetingelserne, og dimensionerer Armeringen paa Basis af disse Momenter. Metoden er paa den sikre Side (Nedreværdiløsning) og kan - ved uhensigtsmæssigt Valg af Momentfordeling - føre til uøkonomiske Løsninger. Belastningen kan f. Eks. tænkes optaget af Pladestrimler parallelle med Armeringsretningerne. Hvis flere Strimler krydser hinanden, kan Belastningen fordeles mellem dem. Med Hensyn til praktisk Anvendelse af Metoden (Strimmelmetoden) henvises til [61-2], p. 757 og [60-1]. samt til [59-4] og [56-4].

7 DIMENSIONERING OG BEREGNING AF BÆREEVNE, SPÆNDINGER OG DEFORMATIONER.

7.1 CENTRALT TRYK

For at illustrere nogle karakteristiske Forhold i Forbindelse med Jernbeton skal her først behandles det simple Tilfælde: Prismatisk Bjælke (Stang) med dobbeltsymmetrisk Tværsnit paavirket af en central Tryk-Normalkraft N' (Fig. 7.1.1).

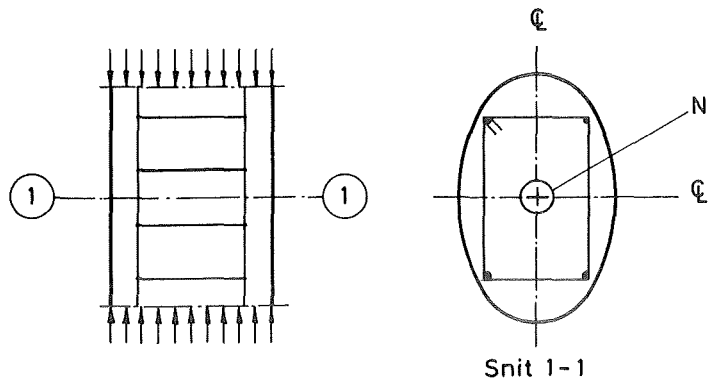


Fig. 7.1.1.

Der ses foreløbig bort fra Søjlevirkning (Fare for Udknækning af Betonprismet), og Armeringen antages fastholdt saaledes af Bøjler, at lokal Udknækning af Armeringsstængerne er hindret. Der ses bort fra de specielle Spændingsforhold nær Prismets Ender, hvor Belastningen paaføres.

Det forudsættes, at der er fuldstændig Forbindelse mellem Armering og Beton, saaledes at Armeringens Tøjning ϵ'_a og Betonens Tøjning ϵ'_b i aksial Retning er lige store:

$$\epsilon'_a = \epsilon'_b \quad (7.1.1)$$

Idet Tværsnitsarealerne af Beton og Armering betegnes B og A , kræver Ligevægten:

$$N' = B\sigma'_b + A\sigma'_a \quad (7.1.2)$$

hvor σ'_b og σ'_a betegner Normalsnittenes Trykspændinger i henholdsvis Beton og Armering. Antages disse Spændinger indtil videre at være proportionale med de tilsvarende Tøjninger, kan man regne:

$$\sigma'_a = E'_a \epsilon'_a \quad (7.1.3)$$

$$\sigma'_b = E'_{bt} \epsilon'_b \quad (7.1.4)$$

hvor E'_a og E'_{bt} betegner Elasticitetskoefficienterne for henholdsvis Armering og Beton.

For Armeringen kan Elasticitetskoefficienten E'_a for Tryk regnes at være lig med Elasticitetskoefficienten E_a for Træk^{x)}:

$$E'_a = E_a \quad (7.1.5)$$

For Betonen er benyttet E'_{bt} svarende til, at en eventuel Krybning er inkluderet - jfr. Ligning (2.8.13). Ønskes Krybningsbidrag ikke medregnet, sættes ϵ'_f i Ligning (2.8.13) lig med Nul, hvorved E'_{bt} bliver lig med E'_b .

For Forholdet mellem E_a og E'_{bt} indføres Betegnelsen n:

$$n = \frac{E_a}{E'_{bt}} \quad (7.1.6)$$

For at give et omtrentligt Begreb om, hvilke Værdier n kan antage afhængigt af, om Krybningen medregnes eller ikke, indføres for E_a : $2,1 \cdot 10^6$ kp/cm² og for E'_{bt} henholdsvis 10^5 kp/cm² (inklusive Krybning) og $3 \cdot 10^5$ kp/cm² (eksklusive Krybning). Herved faas af Ligning (7.1.6):

$$n = \text{ca. } 20 \quad (7.1.7)$$

Eksklusive Krybning:

$$n = \text{ca. } 7 \quad (7.1.8)$$

For Forholdet mellem Armeringens og Betonens Tværsnitsarealer indføres Betegnelsen

$$\omega_o = \frac{A}{B} \quad (7.1.9)$$

^{x)} se dog Appendiks 3 og p. 32

Af Ligning (7.1.1) - (7.1.6) og (7.1.9), faas:

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B(1 + n\omega_0)} \quad (7.1.10)$$

$$\sigma'_a = n\sigma'_b \quad (7.1.11)$$

Størrelsen $B(1 + n\omega_0)$ i Ligning (7.1.10) betegnes Betonens transformerede Tværareal.

Det transformerede Betonareal kan ved Hjælp af Ligning (7.1.9) omskrives som følger:

$$B(1 + n\omega_0) = B + nA = (B + A) + (n - 1)A \quad (7.1.12)$$

Betonarealet B skal principielt beregnes som Totalarealet (B + A) bestemt af Betontværsnittets ydre Dimensioner med Fradrag for de Dele af dette Areal, som udgøres af Længdearmeringens Tværarealer A. Dette Fradrag kan, som det fremgaar af Ligning (7.1.12), udelades, hvis man til Gængæld indfører $n - 1$ i Stedet for n som Faktor i det sidste Led. Forsømmes sidstnævnte Korrektion, begaas principielt en Fejl, som dog almindeligvis er ret uvæsentlig, og som sædvanligvis tolereres i praktiske Beregninger.

For at give et Begreb om de omtrentlige Størrelsesforhold undersøges følgende specielle Tilfælde:

$$\frac{N'}{B} = 50 \text{ kp/cm}^2$$

$$\omega_0 = 0,01$$

$$n = 7 \text{ (eksklusive Krybning)}$$

$$n = 20 \text{ (inklusive Krybning)}$$

Herved faas af Ligning (7.1.10) - (7.1.11):

	Eksklusive Krybning	Inklusive Krybning
$\sigma'_b \text{ kp/cm}^2$	47	42
$\sigma'_a \text{ kp/cm}^2$	327	835

Det fremgaar heraf, at Krybningen i Tidens Løb medfører en Spændingsomlejring, som især medfører en væsentlig Øgning af Armeringens Trykspændinger.

Virkningen af Betonens Svind kan simplest behandles separat, hvorefter de resulterende Spændinger beregnes ved Superposition.

Betons Tøjning svarende til frit (uhindret) Svind betegnes ϵ'_r . Hvis Betonprismet er saaledes fastholdt ved Enderne, at det ikke kan forkorte sig, fremkalder Svindet en Betontrækspænding af Størrelsen

$$\sigma_b = E_{bt} \epsilon'_r \quad (7.1.13)$$

Paa Grund af Svindets Tidsforløb er det rimeligt her for E_{bt} at indføre en Værdi svarende til, at Krybningen er inkluderet.

For $\epsilon'_r = 3 \cdot 10^{-4}$ og $E_{bt} = 10^5 \text{ kp/cm}^2$ giver Ligning (7.1.13) eksempelvis

$$\sigma_b = 30 \text{ kp/cm}^2$$

Da dette er en Spænding af lignende Størrelse som Betonens Trækstyrke, ses det, at alene hindret Svind kan fremkalde Trækbrud i Betonen.

I Tilfælde af fuldstændigt hindret Svind opstaar der ingen Spændinger i Armeringen, saalænge Betonen er revnefri

Hvis Betonens Svind modvirkes af en Længdearmering, opstaar der Trækspændinger σ_b i Betonen og Trykspændinger σ'_a i Armeringen. Disse kan beregnes som følger:

Ligevægten kræver

$$B\sigma_b = A\sigma'_a \quad (7.1.14)$$

eller med Betegnelsen (7.1.9):

$$\sigma_b = \omega_0 \sigma'_a \quad (7.1.15)$$

Kompatibilitetsbetingelsen kræver:

$$\frac{\sigma'_a}{E_a} = \epsilon'_a = \epsilon'_b = \epsilon'_r - \frac{\sigma_b}{E_{bt}} \quad (7.1.16)$$

Af Ligning (7.1.16), (7.1.6), (7.1.14) og (7.1.9):

$$\sigma'_a = \frac{E_a \epsilon'_r}{1 + n\omega_0} \quad (7.1.17)$$

$$\sigma_b = \omega_0 \sigma_a \quad (7.1.18)$$

For

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_r^i = 3 \cdot 10^{-4}$$

$$n = 20$$

$$\omega_0 = 0,01$$

faas eksempelvis

$$\sigma_a = 523 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_b = 5 \text{ kp/cm}^2$$

I det ovenstaaende var som nævnt i Forbindelse med Ligning (7.1.4) antaget, at Betonen kunde betragtes som et lineært-elastisk Materiale. Senere indførtes Korrektioner for Krybning og Svind. De opstillede Formler kan saaledes anvendes til Beregning af Spændinger og Deformationer, saalænge Betontrykspændingerne ikke overskrider ca. en Trediedel af Cylinderstyrken, d.v.s. i Brugsstadiet.

Øges Belastningen derimod yderligere mod Brudlasten, bliver Arbejdsliniernes Krumning dominerende. Inden Betonen opnaar sin Brudforkortelse, vil Armeringen være naaet op paa Flydespændingen. Dette medfører, at begge Materialers Styrker kan udnyttes. I det nominelle Brudstadium kan i Henhold til CEB [64-1] regnes med en nominel Brudlast

$$N^{**} = \eta B \sigma_b^{**} + A \sigma_a^{**} \quad (7.1.19)$$

idet η bestemmes som følger:

$$\begin{array}{l} \text{For } \sigma_{bk}^i \leq 200 \text{ kp/cm}^2: \quad \eta = 0,75 \\ 200 \text{ kp/cm}^2 < \sigma_{bk}^i < 600 \text{ kp/cm}^2: \quad \eta = 0,8 - \frac{\sigma_{bk}^i}{4000} \\ 600 \text{ kp/cm}^2 < \sigma_{bk}^i: \quad \eta = 0,65 \end{array} \quad (7.1.20)$$

De nominelle Brudspændinger σ_b^{**} og σ_a^{**} er defineret ved Ligningerne (5.6) og (5.7).

I Afsnit 7.32.4 er omtalt Forholdene i Brudstadiet for vilkaarligt Normalsnit.

7.2 CENTRALT TRÆK

Saa længe Betonen er urevnet, er Spændingsfordelingen analog med den, som blev udledt i Afsnit 7.1 for aksialt Tryk under Forudsætning af, at Materialerne kunde betragtes som lineær-elastiske. I saa Fald fremkalder en central Normaltrækraft N følgende Spænding - sammenlign Ligning (7.1.10) og (7.1.11):

$$\sigma_b = \frac{N}{B(1 + n\omega_0)} \quad (7.2.1)$$

$$\sigma_a = n\sigma_b \quad (7.2.2)$$

Da Betonens Trækstyrke er ringe, og da Svindspændinger - især stammende fra uensformigt fordelt Svind (f. Eks. fremkaldt af hastige Udtørring af Tværsnittets ydre Partier)-giver et Bidrag til Betontrækspændingerne, som vanskeligt lader sig beregne, ses almindeligvis helt bort fra Betonens Trækstyrke, hvilket er lidt paa den sikre Side. I saa Fald bliver

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \quad (7.2.3)$$

Ved at forspænde Armeringen eller en Del af denne kan Revnevidderne reduceres - eventuelt kan Revner helt forebygges, Samtidig opnaas en Reduktion af Konstruktionens Deformationer, idet Betonen deltager aktivt i Kraftoptagelsen, i hvert Fald indtil en Værdi af Trækraften, som er højere end for den tilsvarende ikke-forspændte Konstruktion. En nærmere Redegørelse for disse Forhold er givet i [67-7].

7.3 BØJNING OG EKSCENTRISK NORMALKRAFT

7.31 MATERIALERNE FORUDSAT LINEÆR-ELASTISKE

Først betragtes et vilkaarligt Jernbetontværsnit paavirket af en ekscentrisk Normalkraft N (regnet positiv som Træk). Spændingerne forudsættes saa smaa. at Materialerne kan betragtes som lineær-elastiske, d. v. s.

$$\sigma_a = E_a \epsilon_a \quad (7.31.1)$$

$$\sigma_b = E_b \epsilon_b \quad (7.31.2)$$

Der forudsættes fuldstændig Forbindelse mellem Armeringen og den omgivende Beton, saa at man ved Grænsefladerne mellem Armering og Beton kan regne

$$\epsilon_a = \epsilon_b \quad (7.31.3)$$

Indtil videre forudsættes Betonen urevnet.

Hvis Bjælkens Spændvidde, l , er meget lille i Forhold til dens Totalhøjde h_t (Skiver), bliver Forholdene væsentligt forskellige fra hvad der gælder for Bjælker med større Forhold mellem l og h_t . Det er i det følgende forudsat, at l er større end $2h_t$.

Plane Normalsnit antages at forblive plane, saaledes at ϵ_a og ϵ_b svarer til en plan Fordeling over Tværsnittet. I Henhold til Ligning (7.31.2) er σ_b -Fordelingen saa ogsaa plan, d. v. s.

$$\sigma_b = c_1 + c_2 \eta + c_3 \xi \quad (7.31.4)$$

hvor c_1 , c_2 og c_3 er Konstanter, og ξ og η er Koordinater i et vilkaarligt ortogonalt Koordinatsystem i Tværsnittets Plan.

Indføres

$$n = \frac{E_a}{E_b} \quad (7.31.5)$$

fremgaar det af Ligning (7.31.1) - (7.31.3) og (7.31.4), at Spændingerne ved Grænsefladerne mellem Armering og Beton er sammenknyttet ved Betingelsen

$$\sigma_a = n \sigma_b \quad (7.31.6)$$

Paa et vilkaarligt, infinitesimalt Arealelement, som eventuelt kan omfatte baade en Betonandel (dB) og en Armeringsandel (dA), er

Spændingernes Resultant lig med

$$\sigma_b dB + \sigma_a dA$$

hvilket i Henhold til Ligning (7.31.6) kan omskrives til

$$\sigma_b (dB + n dA) = \sigma_b dB_t \quad (7.31.7)$$

hvor dB_t betegner det til Arealelementet svarende transformerede Betontværsnit, som altsaa beregnes ved at multiplicere Armeringens Arealelement med n og addere det til Betonarealelementet. Ligevægt i Normalkraftens Retning kræver i Henhold til Ligning (7.31.6 - 7):

$$N = \int \sigma_b dB + \int \sigma_a dA = \int \sigma_b dB_t \quad (7.31.8)$$

Vælges det transformerede Betontværsnits Tyngdepunkt som Begyndelsespunkt for ξ, η -Koordinatsystemet, og vælges dette Tværsnits Hovedakser som Koordinataxser (se Fig. 7.31.1), faas af Ligning (7.31.8) og (7.31.4):

$$N = c_1 B_t \quad (7.31.9)$$

hvor B_t betegner det transformerede Betonareal. De to sidste Led i Ligning (7.31.4) giver intet Bidrag til N , da de statiske Momenter om Tyngdepunktsakserne er lig med Nul.

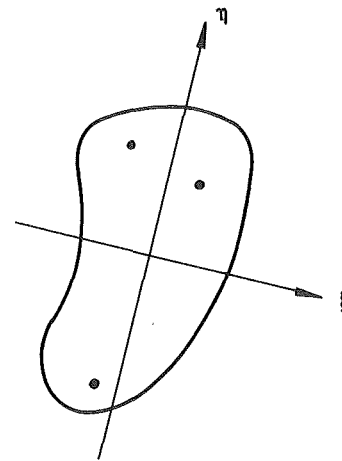


Fig. 7.31.1

For Momentet M_{ξ} om ξ -Aksen havs tilsvarende i Henhold til Ligning (7. 31. 4)

$$M_{\xi} = \int \sigma_b \eta dB_t = c_2 I_{\xi} \quad (7. 31. 10)$$

hvor I_{ξ} betegner det transformerede Betontværsnits Inertimoment om ξ -Aksen. Første og tredje Led i Ligning (7. 31. 4) giver intet Bidrag til M_{ξ} , da de statiske Momenter og Centrifugalmomentet om Hovedakserne er lig med Nul.

Tilsvarende faas for Momentet om η -Aksen:

$$M_{\eta} = c_3 I_{\eta} \quad (7. 31. 11)$$

hvor I_{η} betegner det transformerede Betontværsnits Inertimoment om η -Aksen.

Af Ligning (7. 31. 4) og (7. 31. 9 - 11), faas:

$$\sigma_b = \frac{N}{B_t} + \frac{M_{\xi}}{I_{\xi}} \eta - \frac{M_{\eta}}{I_{\eta}} \xi \quad (7. 31. 12)$$

som sammen med Ligning (7. 31. 6) giver Mulighed for Beregning af samtlige Spændinger.

Hidtil var Betonen forudsat urevnet. Hvis Betonen i Stedet forudsættes revnet over hele den Del af Tværsnittet, hvor Betonspændingerne ikke er Trykspændinger, medens de øvrige Forudsætninger bibeholdes uændrede, kan man gennemføre Beregningen analogt, idet man blot ser bort fra den revnede Del af Betontværsnittet, hvor Betonspændingerne er lig med Nul. Betonspændingerne i den trykkede Del af Tværsnittet og Armeringspændingerne kan da beregnes af Ligning (7. 31. 12) og (7. 31. 6).

Beregningen kompliceres dog af, at Nulliniens Beliggenhed ikke paa Forhaand er kendt. Gennemfører man Beregningen paa Basis af en skønnet Nullinie, fører dette til en beregnet Nullinie-Beliggenhed, paa Basis af hvilken en ny Nullinie kan skønnes, og Beregningen gentages, indtil der opnaas fornøden Nøjagtighed. Der kan henvises til [50-2].

For de i Praksis langt hyppigst anvendte, simple Tværsnitsformer forenkles Beregningerne væsentligt paa Grund af Symmetri, rektangulær Trykzone og lignende. For de almindeligst forekommende Tilfælde er udviklet færdige Formler, Tabeller og Diagrammer til Spændingsberegning og Dimensionering, se f. Eks. [63-1].

En Forudsætning for de ovenfor udviklede Beregningsmetoder - baade for urevnet og revnet Tværsnit - er som nævnt, at Spændingerne er saa smaa, at Materialerne kan betragtes som lineær-elastiske. Metoderne har derfor hovedsagelig Interesse i Forbindelse med Beregning af Deformationer og Revnevidder i Brugstadiet. Der kan tages Hensyn til Betonens Krybning ved Fastsættelse af Værdien for n , som angivet i Afsnit 7. 1.

Drejer det sig derimod om en Bestemmelse af Bæreevnen, vil Forudsætningen om lineær-Elasticitet ikke være opfyldt for Spændingerne i Brudstadiet. Metoderne har dog været anvendt i stor Udstrækning ved Dimensionering i Forbindelse med passende valgte Værdier for n og de tilladelige Spændinger, og danner blandt andet Grundlaget for Dimensionering i Henhold til de nugældende danske Normer, DS 411.

I de senere Aar er Tendensen dog gaaet i Retning af Beregningsmetoder, som i højere Grad tager Hensyn til Materialernes faktiske Arbejdslinier. Dette er omtalt i Afsnit 7. 32. Da de nugældende danske Normer, DS 411, er baserede paa Forudsætningen om lineær Elasticitet, skal dog først i Afsnit 7. 31. 1 omtales, hvordan man under denne Forudsætning kan behandle de i praktiske Beregninger hyppigst forekommende Tilfælde: Ren symmetrisk Bøjning af rektangulært Tværsnit. De beskrevne Metoder kan tillige anvendes i de Tilfælde, hvor blot Trykzonen har konstant Bredde, og kan benyttes som Tilnærmelsesberegning i Tilfælde, hvor denne Betingelse kan forudsættes opfyldt som en simplificerende Approksimation.

7. 31. 1 Rektangulært Tværsnit paavirket til ren, symmetrisk Bøjning.

Nugældende danske Normer foreskriver som tidligere nævnt, at Beregningen baseres paa Forudsætningen om, at baade Betonen og Armeringsstaalet er lineær-elastiske Materialer. I det følgende skal en saadan Beregning først illustreres for det langt hyppigste Tilfælde: Ren Bøjning af rektangulært Tværsnit, idet der ses bort fra eventuel Armering i Tryksiden. Bøjningen antages fremkaldt af et Moment, hvis Vektor staar vinkelret paa Tværsnittets ene Symmetriakse, og Trækarmingen antages symmetrisk om denne.

I Fig. 7. 31. 2 er vist Tværsnit, ε -Fordeling og Spændingsfordeling.

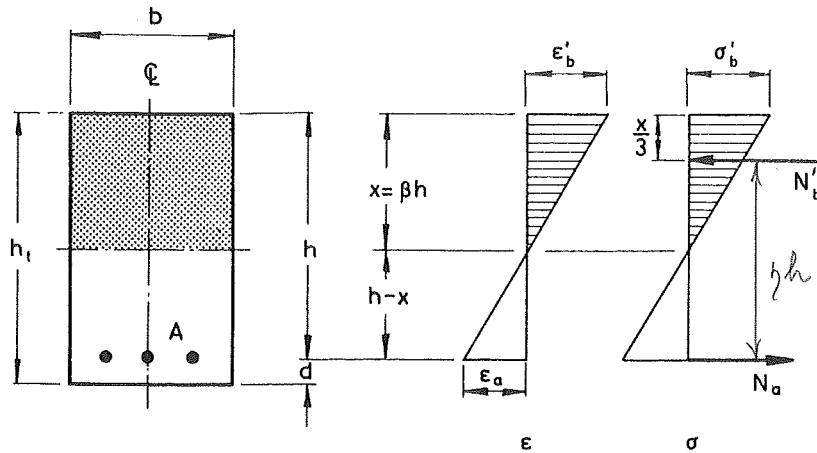


Fig. 7.31.2

Tværsnittet antages revnet til Nullinien. Plane Normalsnit antages at forblive plane, hvorfølger

$$\frac{\epsilon_a}{\epsilon'_b} = \frac{h-x}{x} \quad (7.31.13)$$

idet ϵ'_b betegner Betonens Tøjning ved Tværsnittets mest trykkede Kant.

Beton og Staal antages lineær-elastiske, hvilket svarer til, at Betontrykspændingerne er fordelt efter en Trekant og

$$\sigma'_b = E_b \epsilon'_b \quad (7.31.14)$$

$$\sigma_a = E_a \epsilon_a \quad (7.31.15)$$

hvor σ'_b betegner den maksimale Betontrykspænding. For Forholdet mellem Elasticitetskoefficienterne benyttes som tidligere Betegnelsen

$$n = \frac{E_a}{E_b} \quad (7.31.16)$$

Indføres Betegnelsen

$$\beta = \frac{x}{h} \quad (7.31.17)$$

kræver Ligevægt i Retning af Tværsnittsnormalen:

$$A \sigma_a = \frac{1}{2} b \beta h \sigma'_b \quad (7.31.18)$$

og Momentligevægten kræver

$$M = A \sigma_a \eta h \quad (7.31.19)$$

idet ηh er Tværsnittets Momentarm, d.v.s. Afstanden mellem Trykresultanten N'_b og Trækresultanten N_a .

Heraf følger

$$\eta = 1 - \frac{1}{3} \beta \quad (7.31.20)$$

Her skal benyttes Betegnelsen

$$\varphi = \frac{A}{bh} \quad (7.31.21)$$

For denne Størrelse har ovenfor været anvendt CEB's Bogstavsymbol ω_o . Betegnelsen φ anvendes her for at lette Anvendelsen af eksisterende Haandbøger baseret paa de foreliggende Antagelser. Betegnelsen φ anvendes isøvrigt ofte for Armeringsprocenten, d.v.s. for

$$\varphi = \frac{100 A}{bh} \quad (7.31.22)$$

hvilket dog her anses for uhensigtsmæssigt, og den med Ligning (7.31.21) indførte Betegnelse kan næppe give Anledning til Forvekslinger. For Spændingsforholdet anvendes her Betegnelsen

$$\gamma = \frac{\sigma_a}{\sigma'_b} \quad (7.31.23)$$

I Henhold til Ligning (7.31.13 - 17) og (7.31.23) er:

$$\gamma = n \frac{1-\beta}{\beta} \quad (7.31.24)$$

hvoraf følger:

$$\beta = \frac{n}{\gamma + n} \quad (7.31.25)$$

Ligning (7.31.24), (7.31.18) og (7.31.23-24):

$$\varphi = \frac{\beta}{2\gamma} = \frac{\beta^2}{2n(1-\beta)} \quad (7.31.26)$$

hvoraf

$$\beta = n\varphi \left(\sqrt{\frac{2}{n\varphi} + 1} - 1 \right) \quad (7.31.27)$$

Ligning (7.31.18-19):

$$M = \frac{1}{2}\beta\eta bh^2\sigma_b' = \mu bh^2\sigma_b' \quad (7.31.28)$$

idet der er indført Betegnelsen

$$\mu = \frac{1}{2}\beta\eta \quad (7.31.29)$$

Ligning (7.31.29) og (7.31.20):

$$\mu = \frac{1}{6}\beta(3-\beta) \quad (7.31.30)$$

Ligning (7.31.20) og (7.31.25)

$$\eta = \frac{3\gamma + 2n}{3(\gamma + n)} \quad (7.31.31)$$

Ligning (7.31.29) og (7.31.25):

$$\mu = \frac{n\eta}{2(\gamma + n)} \quad (7.31.32)$$

Ligning (7.31.28):

$$h = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (7.31.33)$$

hvor

$$c_1 = \sqrt{\frac{1}{\mu\sigma_b'}} \quad (7.31.34)$$

DS 411 foreskriver

$$n = 15 \quad (7.31.35)$$

som indført i Ligning (7.31.31 - 32) giver

$$\eta = \frac{\gamma + 10}{\gamma + 15} \quad (7.31.36)$$

$$\mu = \frac{7,5\eta}{\gamma + 15} \quad (7.31.37)$$

Iøvrigt er DS 411 baseret paa tilladelige Spændinger ($\bar{\sigma}_a$ og $\bar{\sigma}_b$) for Brugslast. Hvis baade Armeringens og Betonens Styrke udnyttes, kan γ , η , μ , c_1 , h og A beregnes af Ligning (7.31.23), (7.31.36 - 37) (7.31.34), (7.31.33) og (7.31.19).

Ofte er det dog - blandt andet af økonomiske Hensyn - fordelagtigere ikke at udnytte den tilladelige Betontrykspænding, hvilket resulterer i større Dimensioner af Betontværsnittet. Den ved Ligning (7.31.28) bestemte Værdi af h betegner saaledes en Minimalværdi, hvis μ indføres svarende til de tilladelige Spændinger. Naar Betontværsnittet saaledes er valgt, skønnes Afstanden d fra Trækarmringens Tyngdepunkt til Underkanten, og h beregnes af

$$h = h_t - d \quad (7.31.38)$$

En tilnærmet Værdi af A kan beregnes af Ligning (7.31.19), idet η regnes lig med ca. 0,9 og σ_a sættes lig med $\bar{\sigma}_a$. En passende Armering vælges, og det undersøges, om d er skønnet tilstrækkeligt nøjagtigt.

Betontværsnit og Armering er hermed dimensioneret, idet der dog er gjort en Tilnærmelse ved Fastsættelsen af Værdien for η . Man kan derfor f. Eks. afslutte med en Beregning af Spændingerne svarende til de valgte Dimensioner, idet man beregner

φ af Ligning (7.31.24)

β af Ligning (7.31.27)

η af Ligning (7.31.20)

μ af Ligning (7.31.29)

σ_b' af Ligning (7.31.28)

σ_a af Ligning (7.31.19)

Beregningen kan umiddelbart forekomme lidt omstændelig i Be-
tragtning af, at den ofte skal gentages for et større Antal Konstruktions-
lementer; men netop naar dette er Tilfældet, vil de tilladelige
Spændinger almindeligvis være de samme for alle Elementerne eller
for en Del af dem, saaledes at Beregning af γ , η , μ og c_1 til Brug
ved Dimensioneringen ikke skal gentages.

Ved Renskrivning af de statiske Beregninger kan Dimensioneringen
passende udelades, da det er irrelevant, hvordan man er naaet frem
til de valgte Dimensioner. Man kan derfor indskrænke sig til en An-
givelse af disse efterfulgt af en Spændingsberegning, som viser, at de
er tilstrækkelige. Spændingsberegningen giver desuden et klart Billede
af, hvor nær Spændingerne ligger ved de tilladelige Værdier, hvilket
kan være nyttigt f. Eks. ved Vurdering af Tilladeligheden af en Øgning
af Belastningen ud over den ved Beregningen forudsatte Værdi.

Beregningen kan eventuelt forenkles ved Anvendelse af Tabeller, f. Eks. for c_1 som Funktion af σ'_b og σ_a eller for Sammenhæng mellem φ , β , γ , μ og η . Der kan i denne Forbindelse henvises til [63-1], [66-8] og [62-8]. De to første indeholder desuden Angivelser af, hvorledes Beregningerne udføres, hvis Trykarmring tages i Regning, hvis Tværsnittet er paavirket af en ekscentrisk Normalkraft, hvis det drejer sig om T-Bjælker etc.

I Stedet for at anvende de her indførte Størrelser β , γ , μ og η kan benyttes andre Sæt af Hjælpestørrelser (se f. Eks. [66-8]).

Der findes endelig specielle Regnestokke med særlige Skalaer for saadanne Hjælpestørrelser, hvorved Arbejdet forenkles.

Taleksempel Nr. 7.31.1

$$M = 50 \text{ Mpm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kp/cm}^2 \text{ (Tentor 56)}$$

$$\sigma'_b = 90 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Ligning (7.31.23): } \gamma = \frac{2800}{90} = 31,1$$

$$\text{Ligning (7.31.36): } \eta = \frac{31,1 + 10}{31,1 + 15} = 0,892$$

$$\text{Ligning (7.31.37): } \mu = \frac{7,5 \cdot 0,892}{31,1 + 15} = 0,145$$

$$\text{Ligning (7.31.34): } c_1 = \sqrt{\frac{1}{0,145 \cdot 90}} = 0,277 \left(\frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}\right)^{-\frac{1}{2}}$$

Vælges $b = 45 \text{ cm}$, giver Ligning (7.31.33):

$$h_{\min} = 0,277 \sqrt{\frac{50 \cdot 10^5}{45}} = 92 \text{ cm}$$

Totalhøjden h_t vælges til 120 cm, og d skønnes til 4 cm.

$$\text{Ligning (7.31.38): } h = 120 - 4 = 116 \text{ cm}$$

Ligning (7.31.19):

$$A = \frac{50 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9 \cdot 116} = 17,1 \text{ cm}^2$$

Benyttes 6 T 20 (18,84 cm²), kan disse placeres i ét Lag med Tyngdepunkt 4 cm fra Underkant som skønnet.

Spændingbestemmelser for de valgte Dimensioner giver:

$$\text{Ligning (7.31.21): } \varphi = \frac{18,84}{45 \cdot 116} = 0,00360$$

$$n\varphi = 15 \cdot 0,00360 = 0,0540$$

$$\text{Ligning (7.31.27): } \beta = 0,0540 \left(\sqrt{\frac{2}{0,0540} + 1} - 1 \right) = 0,280$$

$$\text{Ligning (7.31.20): } \eta = 1 - \frac{1}{3} \cdot 0,280 = 0,907$$

$$\text{Ligning (7.31.29): } \mu = \frac{1}{2} \cdot 0,280 \cdot 0,907 = 0,127$$

$$\text{Ligning (7.31.28): } \sigma'_b = \frac{50 \cdot 10^5}{0,127 \cdot 45 \cdot 116^2} = 65 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Ligning (7.31.19): } \sigma_a = \frac{50 \cdot 10^5}{18,84 \cdot 0,907 \cdot 116} = 2520 \text{ kp/cm}^2 < 2800 \text{ kp/cm}^2$$

7.32 BRUDSTADIE-BEREGNING

7.32.1 Betonens Deformationer

I det følgende skal gøres Rede for Karakteren af et Brud i en prismatisk Jernbetonbjælke, idet det betragtede Parti af Bjælken kun forudsættes paavirket af en ekscentrisk Normalkraft.

I Fig. 7.32.1-a er vist et Parti af en saadan Bjælke. Bjælkens Tværsnit er vist i Fig. 7.32.1-b. Antages den ekscentriske Normalkraft at fremkalde Træk ved Bjælkens Underside, vil der ved et vist Belastningstrin opstaa de antydede Revner. Man kan almindeligvis se bort fra Betonens ringe Trækstyrke, saa at disse Revner kan regnes at forplante sig helt op til Bjælkens Trykzone (Nullinien).

Betonens Forkortelser ϵ_b^i pr. Længdeenhed varierer baade med Afstanden fra Nullinien og med Afstandene fra Revnerne. De vil være størst umiddelbart ved Revnerne og aftage imellem dem; men for Simpelheds Skyld ses bort herfra i det følgende. I Henhold til Maalinger paa Prøvebjælker kan man med rimelig Nøjagtighed regne med, at ϵ_b^i er proportional med Afstanden fra Nullinien som antydnet i Fig. 7.32.1-c.

7.32.2 Betontrykspændingernes Fordeling

Betontrykspændingerne σ_b vil ogsaa variere baade med Afstanden fra Nullinien og med Afstanden fra Revnerne. De vil ogsaa være størst umiddelbart ved Revnerne og aftage imellem disse; men for Simpelheds Skyld ses ogsaa bort herfra i det følgende, og σ_b antages alene at variere med Afstanden fra Nullinien

Med Hensyn til Spændingsfordelingen i Betontrykzonen har der i Tidens Løb været foreslaaet mange forskellige Antagelser, hvoraf fire er angivet i Fig. 7.32.1 - d til g.

Den i Fig. 7.32.1-d viste trekantformede Spændingsfordeling svarer til de i Dag gældende danske Normer for Beton- og Jernbetonkonstruktionsnormer, DS 411. Angaaende Beregninger baseret paa denne Forudsætning henvises til Afsnit 7.31 samt DS 411 [62-7].

Nye danske Jernbeton-Normer er under Udarbejdelse, og det forekommer sandsynligt, at disse vil blive baseret paa de af CEB foreslaaede Antagelser med Hensyn til Fordelingen af Betontrykspæn-

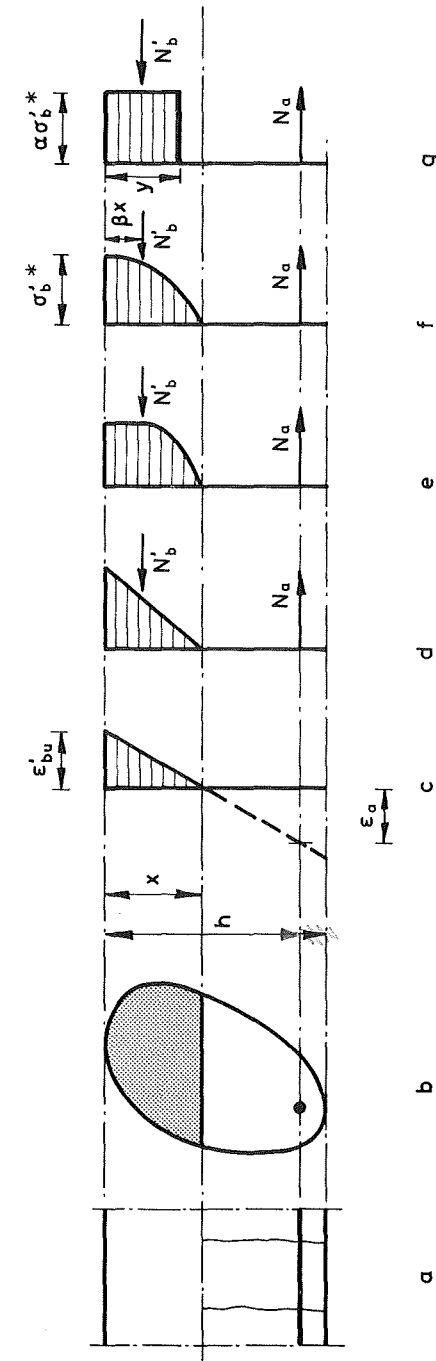


Fig. 7.32.1

dingerne (se [64-1]). CEB har foreslået, at man anvender en af de i Fig. 7.32.1-e til g antydede Spændingsfordelinger, som alle antages at svare til, at Tværnittets maksimale Værdi (ϵ'_{bu}) af ϵ'_b er $3,5\%$. For Spændingsfordelingen i Fig. 7.32.1-e antages σ'_b at være konstant over den Del af Tværnittet, for hvilken ϵ'_b er større end 2% , og herfra at aftage til Nul ved Nullinien efter en Andengradsparabel, hvis Toppunktstangent svarer til den konstante σ'_b -Fordeling i det førstnævnte Omraade. Den konstante Værdi af σ'_b i den mest trykkede Del af Tværnittet regnes at være:

$$\text{For } \sigma'_{bk} = 200 \text{ kp/cm}^2 : \sigma'_b = 0,82 \sigma'_{b*}$$

$$\text{For } \sigma'_{bk} = 500 \text{ kp/cm}^2 : \sigma'_b = 0,80 \sigma'_{b*}$$

Spændingsfordelingen i Fig. 7.32.1-f følger en Andengradsparabel med Nulpunkt ved Nullinien og Toppunkt ved Tværnittets mest trykkede Kant, hvor ϵ'_b er Maksimum, og hvor σ'_b antager sin maksimale Værdi σ'_{b*} .

Den i Fig. 7.32.1-g viste Spændingsfordeling svarer til en ensformig Fordeling inden for den øverste Del af Tværnittet, medens Resten af Tværnittet antages spændingsløst. Højden af den Del, hvor der forekommer Spændinger, betegnes y . I det Nyttehøjden, d. v. s. Afstanden fra Trækarmringens Tyngdepunkt til Trykzonens Overkant, betegnes h og Nulliniedybden x (se Fig. 7.32.1-b), sætter man:

$$\begin{array}{ll} \text{For } x \leq h & y = 0,75x \\ \text{For } x > h & y = \frac{12x - 9h}{12x - 8h} h \end{array} \quad (7.32.1)$$

De konstante Betontrykspændinger i Fig. 7.32.1-g er betegnet $\alpha \sigma'_{b*}$. For den paraboliske σ'_b -Fordeling i Fig. 7.32.1-f er Afstanden fra Betontrykspændingernes Resultant N'_b til Oversiden betegnet βx . For konstant Trykzonebredde og $x \leq h$ er $\beta = \frac{3}{8}$. I dette Tilfælde vil Beliggenheden af N'_b derfor være den samme som ved σ'_b -Fordelingen i Fig. 7.32.1-g. Man kunde i dette Tilfælde opnaa, at de to nævnte σ'_b -Fordelinger ved konstant Trykzonebredde blev statisk ækvivalente, hvis N'_b ogsaa havde samme Størrelse. Dette vilde svare til at vælge $\alpha = \frac{8}{9}$. CEB foreskriver dog, at man regner $\alpha = 1$ for smaa Værdier af $\frac{x}{h}$.

For større Værdier af $\frac{x}{h}$ foreskriver CEB, at Betontrykspændingernes Moment om Armeringen højst maa regnes at svare til en ensformigt fordelt Spænding af Størrelsen $\eta \sigma'_{b*}$ over den Del af Tværnittet, der ligger over Armeringen i Træksiden (eller i den mest trykkede Del af Tværnittet), idet η ansættes saaledes:

$$\begin{array}{ll} \text{For } \sigma'_{bk} \leq 200 \text{ kp/cm}^2 & \eta = 0,75 \\ \text{For } 200 \text{ kp/cm}^2 < \sigma'_{bk} < 600 \text{ kp/cm}^2 & \eta = 0,8 - \frac{\sigma'_{bk}}{4000} \\ \text{For } 600 \text{ kp/cm}^2 \leq \sigma'_{bk} & \eta = 0,65 \end{array} \quad (7.32.2)$$

Dette svarer til, at man for store Værdier af $\frac{x}{h}$ indfører en Værdi af α , som er mindre end 1.

De Beregningsantagelser, der ligger til Grund for de i Dag gældende Normer for Beton- og Jernbetonkonstruktioner, DS 411, forudsætter, som nævnt i Afsnit 7.31, Hooke's Lov gældende baade for Beton og Armering samt et fast Forhold, $n = 15$, mellem Staalets og Betons Elasticitetskoefficienter. Betonen antages revnet i hele Trækzonen, og Metoden er baseret paa Anvendelse af tilladelige Spændinger.

I de senere Aar har man tillagt det stigende Betydning at kunne dimensionere bærende Konstruktioner med en veldefineret Brudsikkerhed. De Principper, som DS 411 er baseret paa, indeholder forskellige Mangler, blandt andet Forudsætningen om, at Hooke's Lov er gældende, og at $n = 15$. I Virkeligheden kan n variere mellem ca. 4 og 24. Det synes derfor motiveret at gaa ind for de af CEB foreslaede Beregningsmetoder, som i Modsætning til den klassiske Metode betegnes n-frie Metoder.

Ved en Sammenligning mellem de tre i Fig. 7.32.1-e til g viste Fordelinger af σ'_b , som formentlig maa anses for at føre til Resultater, der er omtrent lige nøjagtige, hvad angaar Bedømmelsen af Brudsikkerheden, kan man rejse den Indvending mod den konstante σ'_b -Fordeling (Fig. 7.32.1-g), at der til denne er knyttet nogle Krav om Modifikationer for større Værdier af $\frac{x}{h}$. Paa den anden Side vil disse Krav kun i de færreste Tilfælde blive dimensionsbestemmende.

For konstant Trykzonebredde, som hyppigt forekommer, giver σ'_b -Fordelingerne i Fig. 7.32.1-e og f ikke Anledning til væsentligt mere komplicerede Beregninger end den konstante σ'_b -Fordeling (Fig. 7.32.1-g). Det er paa den anden Side indlysende, at den konstante

σ'_b -Fordeling i alle andre Tilfælde indebærer en betydelig Forenkling, og det forekommer derfor rimeligt at foretrække denne til Trods for den ovennævnte Indvending mod Metoden.

7.32.3 Spænding i Trækarmringen

Spændingen i Trækarmringen er størst ved Revnerne og aftager med Afstanden fra disse. For Simpelt Skyld ses bort herfra, og Armeringens Forlængelse ϵ_a pr. Længdeenhed antages at svare til ϵ'_b -Fordelingen i Fig. 7.32.1-c, d. v. s.

$$\epsilon_a = \epsilon'_b \frac{h - x}{x} \quad (7.32.3)$$

Ud fra den saaledes beregnede Værdi af ϵ_a findes Spændingen σ_a i Armeringen ved Hjælp af Armeringens Arbejdslinie, idet de nominelle Værdier benyttes. I Henhold til CEB [64-1] bør ϵ_a dog aldrig regnes større end $10^{\circ}/\infty$. De enkelte Armeringsstænger i et Tvær-snit kan have forskellig Afstand fra Nullinien. Det vil dog almindeligvis være tilstrækkeligt nøjagtigt at regne med en fælles Værdi for ϵ_a , idet man vælger h svarende til Trækarmringens Tyngdepunkt.

7.32.4 Centralt Tryk

For centralt Tryk regnes Brudtilstanden at svare til, at Beton-trykspændingerne er $\eta\sigma'_b$, hvor η beregnes af Ligningerne (7.32.2), og Trykspændingerne i Armeringen beregnes ud fra dennes nominelle Arbejdslinie svarende til $\epsilon'_a = 2^{\circ}/\infty$.

Betegnelsen centralt Tryk betyder saaledes ikke, at Normal-kraften falder i Tværnittets Tyngdepunkt; men at ϵ'_b og ϵ'_a har samme konstante Værdi for hele Tværnittet.

For at Armeringsstænger kan regnes nyttige til Optagelse af Tryk, er det en Forudsætning, at de er fastholdt af Bøjler, hvis Afstand højst maa være tolv Gange Trykstængerens Diameter. For at en Bøjle kan regnes at fastholde en Trykstang effektivt, kræves det, at den bukes en passende Vinkel om den paagældende Trykstang.

Det specielle Tilfælde, hvor Normalsnittet er dobbeltsymmetrisk, behandles mere indgaaende i Afsnit 7.1.

7.32.5 Trykarmering

Armering i en Bjælkes Trykzone kan medregnes under Forudsætning af, at den er fastholdt som angivet for centralt Tryk. Spændingen beregnes ved Hjælp af Armeringens nominelle Arbejdslinie, idet ϵ'_a regnes at have samme Værdi som ϵ'_b for den omgivende Beton. Der maa dog ikke tages større Værdier af ϵ'_a i Regning end $2^{\circ}/\infty$.

7.32.6 Træknormalkraft med lille Ekscentricitet

Paavirkes Tværnittet af en Træknormalkraft med lille Ekscentricitet, kan Revnerne omfatte hele Tværnittet. I saa Fald optages Kraften alene af Armeringen. Fordelingen af ϵ_a over Armeringsstængerne regnes at være plan ligesom i de øvrige betragtede Belastningstilfælde.

7.32.7 Varslet og uvarslet Brud

Konstruktionens Brudform afhænger af Tværnittets Armering og Normalkraftens Ekscentricitet.

7.32.71 Underarmeret Tilstand

Konstruktionen vil kunne optage et vist Bøjningsmoment alene paa Grund af Betonens Trækstyrke. Naar denne Trækstyrke overskrides, øges Spændingen i Trækarmringen, og hvis denne er for svag til, at der kan indstille sig en ny Spændingsfordeling, som kan optage den Snitkraft, der medførte Overskridelsen af Betonens Trækstyrke, vil Tværnittet ikke længere kunne optage denne Snitkraft. Hvis det paagældende Tværsnits Bæreevne er afgørende for Konstruktionens Bæreevne, hvilket vil være Tilfældet for statisk bestemte Konstruktioner, vil Overskridelsen af Betonens Trækstyrke resultere i, at Konstruktionen svigter. Et Brud af denne Art indtræder uden forudgaaende Varsel i Form af begyndende Revnedannelse paa et lavere Belastningstrin. Et saadant uvarslet Brud kan faa Følger, der kunde være undgaaet, hvis Bruddet havde været varslet, og det maa derfor anses for at

have en farligere Karakter. Det synes saaledes rimeligt at foreskrive en øget Sikkerhed mod Brud af denne Art.

Et Tværnsnit af den ovenfor beskrevne Art betegnes underarmeret. Det er dog ikke alene Tværnittet og dets Armering, der er afgørende for, om der kan opstaa et uvarslet Brud. Dette afhænger tillige af Normalkraftens Ekscentricitet, og hvis det drejer sig om en statisk ubestemt Konstruktion, kan der muligvis foregaa en Omløjring af Snitkræfterne, saaledes at en større Del af Belastningen overføres til andre Dele af Konstruktionen, og et uvarslet Brud undgaaes.

7.32.72 Normaltarmeret Tilstand

Hvis Armeringen er stærk nok til, at der ved Overskridelsen af Betonens Trækstyrke kan indstille sig en ny Spændingsfordeling, som kan optage den Snitkraft, der resulterede i, at Betonens Trækstyrke blev overskredet, vil Belastningen eventuelt kunne øges yderligere, uden at Tværnittets Bæreevne overskrides. Naar Belastningen stiger yderligere, øges Revnevidderne, inden der indtræder et Brud. Denne øgede Revnedannelse giver et Varsel om, at Tværnittets Snitkraft nærmer sig Bruðværdien. Der kan i dette Tilfælde være Mulighed for at mindske Følgerne af et Brud, at hindre en Øgning af Belastningen eller at forstærke Konstruktionen. Almindeligvis tilstræbes Konstruktioner med et saadant varslet Brud. Man betegner Tværnsnit af denne Art som normaltarmerede. Det er dog ogsaa i dette Tilfælde heller ikke alene Tværnittet og dets Armering, der er afgørende for, om der vil opstaa et varslet Brud. Dette afhænger tillige af Normalkraftens Ekscentricitet. Det, som her er betegnet "normaltarmeret", betegnes af nogle "underarmeret"; men den her foreslaaede Terminologi anses for mere hensigtsmæssig.

7.32.73 Overarmeret Tilstand

Hvis Tværnittets Armering er meget stærk i Forhold til Betontværsnittet, eller hvis Tværnittet er paavirket af en Tryknormalkraft med lille Ekscentricitet, kan der opstaa Brud paa Grund af

at Betonstyrken overskrides ved en Belastning, som ikke har fremkaldt nogen væsentlig Revnedannelse i Trækzonen. Man betegner i dette Tilfælde Tværnittet som overarmeret. Det er dog igen ikke alene Tværnittet og dets Armering, der er afgørende for, om der vil opstaa et saadant Brud. Ogsaa Normalkraftens Ekscentricitet er af Betydning. Hvis det paagældende Tværsnits Bæreevne er afgørende for Konstruktionens Bæreevne, hvilket vil være Tilfældet for statisk bestemte Konstruktioner, vil Overskridelsen af Betonens Trykstyrke resultere i, at Konstruktionen svigter. Et Brud af denne Art indtræder uden forudgaaende Varsel i Form af foruroligende Revnedannelse.

Der er derfor ogsaa Grund til at foreskrive en øget Sikkerhedsgrad mod Brud af denne Art.

7.32.74 Balance-Tilstand

Overgangen mellem normaltarmeret og overarmeret Tværnsnit betegnes et balanceret Tværnsnit. Som det fremgaar af ovenstaaende, er det dog ikke alene Tværnittet og dets Armering, der er afgørende. Ogsaa Normalkraftens Ekscentricitet har Indflydelse.

I den normaltarmerede Tilstand opnaas en vis plastisk Deformation af Trækarmingen, inden der indtræder Trykbrud i Betonen; men da der er en jævn Overgang mellem denne Tilstand og Balance-Tilstanden, er det i nogen Grad et Definitionsspørgsmaal, om en given Tilstand skal betegnes som normaltarmeret eller balanceret.

7.32.8 Generelt Beregningsprincip

I det helt generelle Tilfælde kan Beregningen udføres efter følgende Metode

Drejer det sig om en Dimensioneringsopgave, maa Normalkraftens Størrelse og Beliggenhed samt σ_b^* og Armeringens nominelle Arbejdslinie forudsættes bekendte. Man skønner da først et passende Betontværnsnit og en passende Armering. Derefter skønnes Nuliniens Retning og Beliggenhed. For Betontrykzonen er σ_b bestemt ud fra Fig. 7.32.1-e, f eller g.

Da $\epsilon'_{bu} = 3,5\text{‰}$, kan ϵ_a og ϵ'_a beregnes for Armeringen i henholdsvis Træk- og Trykzonen og σ_a og σ'_a afledes af Armeringens nominelle Arbejdslinie. Da samtlige Spændinger saaledes er kendte, kan deres Resultants Størrelse og Beliggenhed beregnes. Er Resultantens Beliggenhed sammenfaldende med den givne Normalkrafts, er Nullinien skønnet korrekt. I modsat Fald maa forsøges med en ny Nullinie, indtil Overensstemmelsen er tilstrækkeligt nøjagtig. Naar dette er opnaaet, sammenlignes Størrelsen af Spændingernes Resultant med Størrelsen af den givne Normalkraft. Er Spændingernes Resultant størst, er det skønnede Tværnsnit paa den sikre Side, og eventuelt kan Beregningen gentages med et reduceret Tværnsnit. Er Spændingernes Resultant mindst, maa der foretages en Omregning med et større Tværnsnit.

Drejer det sig ikke om en Dimensioneringsopgave, men om en Eftervisning af, om et givet Tværnsnit er tilstrækkeligt, kan Beregningen gennemføres paa samme Maade, idet blot Skøn af Tværnsnit og Armering falder bort.

Da det angivne Beregningsprincip er baseret paa en Række Skøn, er Metoden omstændelig. I denne Henseende adskiller den n-frie Beregningsmetode sig ikke principielt fra den klassiske. For sidstnævnte er udviklet en Række beregningstekniske Metoder, som medfører Reduktion af Regnearbejdets Omfang, og for nogle af disse kan Principerne overføres til den n-frie Beregningsmetode.

Har Tværnsnittet og dets Armering skæv eller retvinklet Symmetri, og angriber Normalkraften i Symmetriaksen, er Nulliniens Retning sammenfaldende med Symmetriretningen.

I langt det overvejende Antal Tilfælde i Praksis forenkles Beregningerne meget væsentligt paa Grund af Symmetri, konstant Trykzonebredde etc. For nogle af disse Tilfælde kan opstilles simple Formler for de søgte Størrelser.

7.32.9 Brudkombinationer af Moment og Normalkraft

For et givet, vilkaarligt Tværnsnit og en given Armering kan man for en vilkaarlig Retning og Beliggenhed af Nullinien finde de to ϵ -Fordelinger, for hvilke Grænseværdien for ϵ netop naas enten i Betonen (ϵ'_{bu}) eller i Armeringen ($\epsilon_{a, \max}$). Ud fra de ovenfor angivne Ret-

ningslinier kan man derefter beregne Størrelsen og Beliggenheden af de tilsvarende Normalkræfter svarende til Brudlasten. Betragtes specielt et enkeltsymmetrisk Tværnsnit (Fig. 7.32.2-a) paavirket af en Normalkraft i Tværnsnittets Symmetriakse, kan samtlige mulige Brudkombinationer af Normalkraft og Ekscentricitet eller af Normalkraft og Moment beregnes paa følgende Maade:

Idet ϵ_a for Armeringen i Undersiden antages at være $\epsilon_{a, \max}$, drejes ϵ -Linien (Fig. 7.32.2-b og c) gennem samtlige mulige Stillinger. Dens Grænsestillinger svarer henholdsvis til, at ϵ_a for Armeringen i Oversiden er $\epsilon_{a, \max}$ og til, at ϵ'_b ved Tværnsnittets øvre Kant er ϵ'_{bu} . Derefter antages ϵ'_b ved Overkanten at være konstant ($= \epsilon'_{bu}$), medens ϵ -Linien drejer sig gennem samtlige mulige Stillinger (Fig. 7.32.2-d). Dens Grænsestillinger svarer her henholdsvis til, at ϵ_a i Armeringen i Undersiden er $\epsilon_{a, \max}$ og til, at ϵ'_b over hele Tværnsnittet er ϵ'_{bu} . Spændingen i Trykarmeringen maa dog som nævnt i Afsnit 7.32.6 maksimalt regnes at svare til $\epsilon'_a = 2\text{‰}$, og for Betontrykspændingernes Moment om Trækarmringen er ogsaa foreskrevet en øvre Grænse, som omtalt i Afsnit 7.32.2.

Hermed er gennemløbet alle de ϵ -Fordelinger, som svarer til Brud, og for hvilke ϵ' er størst eller ϵ mindst i den øvre Del af Tværnsnittet. De resterende Muligheder, svarende til at ϵ' er størst eller ϵ mindst i den nederste Del af Tværnsnittet, behandles tilsvarende. For samtlige de nævnte ϵ -Fordelinger beregnes Brudværdierne af Normalkraft (N) og Moment (M). Disse Kombinationer svarer til en lukket Kurve i et N-M-Koordinatsystem. Kombinationer af N og M inden for denne Kurve fremkalder ikke Brud, medens Kombinationer uden for Kurven ikke kan optages af Tværnsnittet.

For hver af de to ovenfor beskrevne Drejninger af ϵ -Linien forekommer Mellemsstillinger, for hvilke der indtræder principielle Ændringer. En enkelt af disse er antydnet i Fig. 7.32.2-b og c svarende til, at Betontværnsnittet er henholdsvis uvirksomt og virksomt. Tilsvarende Mellemsstillinger optræder inden for den i Fig. 7.32.2-d illustrerede Drejning afhængig af Værdien af $\frac{x}{h}$. Dette belyses i det følgende Eksempel.

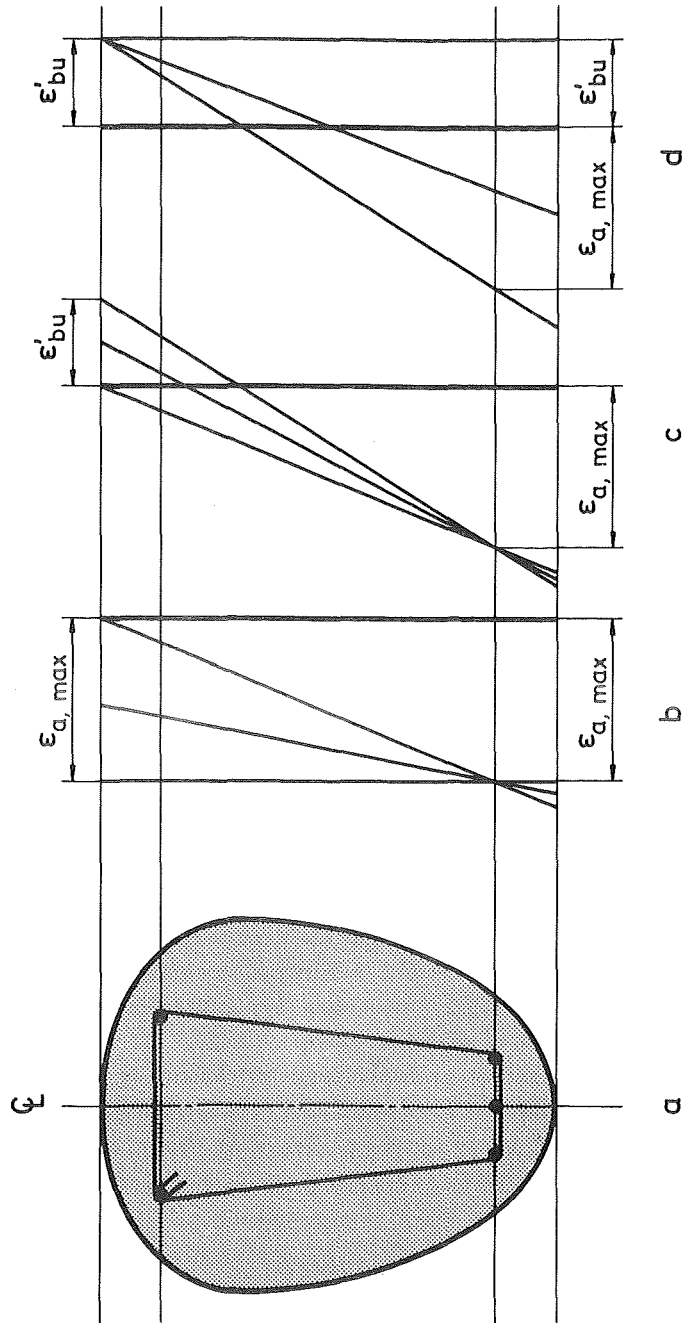


Fig. 7.32.2

Taleksempel 7.32.1

Enkeltsymmetrisk, rektangulært Tværsnit paavirket af en excentrisk Normalkraft i Symmetriplanet.

I det følgende betragtes det i Fig. 7.32.3 viste enkeltsymmetriske, rektangulære Tværsnit paavirket af en ekscentrisk Normalkraft i Symmetriplanet. Betonens nominelle Trykbrudspænding antages at være

$$\sigma_b^* = 100 \text{ kp/cm}^2$$

Antages ϵ_a baade for Armeringen i Over- og Undersiden at være

$$\epsilon_{a, \max} = 10 \text{ ‰}$$

og hele Betontværsnittet revnet (Linie 1 i Fig. 7.32.3-b), bliver den nominelle Trækspænding i Armeringen i Henhold til Appendiks 1:

$$\sigma_a^* = 5,16 \text{ Mp/cm}^2$$

Dette svarer til en Træknormalkraft

$$N = 6 \cdot 3,14 \cdot 5,16 = 97 \text{ Mp}$$

Denne Krafts Moment med Hensyn til Armeringen i Undersiden er

$$M_a = -\frac{2}{6} 97 \cdot 0,8 = -26 \text{ Mpm}$$

For den ϵ -Fordeling (Linie 2 i Fig. 7.32.3-b), der svarer til, at ϵ_a for Armeringen i Undersiden er lig med $\epsilon_{a, \max}'$ og som danner Overgangen til ϵ -Fordelinger med Betontrykspændinger, faas for Armeringen i Oversiden:

$$\epsilon_a = \frac{4 \cdot 10}{84} = 0,48 \text{ ‰}$$

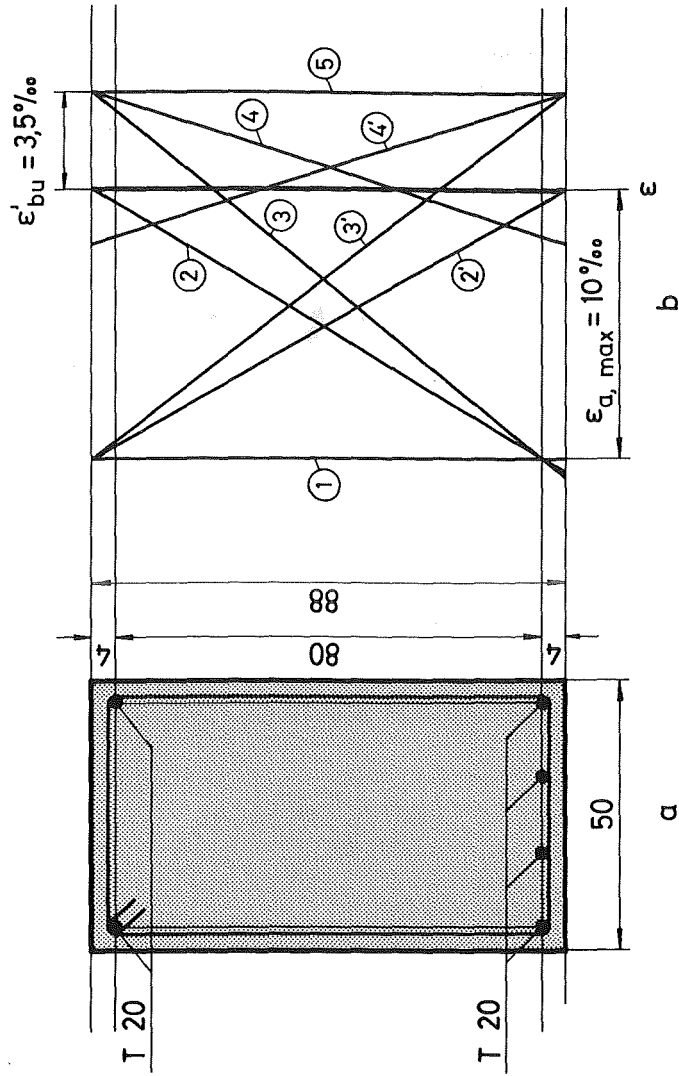
$$\sigma_a = 2,1 \cdot 10^3 \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} = 1,0 \text{ Mp/cm}^2$$

De tilsvarende Snitkræfter er

$$N = \frac{4}{6} 97 + 2 \cdot 3,14 \cdot 1,0 = 65 + 6 = 71 \text{ Mp}$$

$$M_a = -6 \cdot 0,8 = -5 \text{ Mpm}$$

Naar ϵ -Linien drejer fra Stilling 1 til Stilling 2, vil M_a variere lineært med N. Dette er illustreret i Fig. 7.32.4 med Linien 1-2.



Armeringsdimensioner i mm.
Øvrige ubenævnte Maal i cm.

Fig. 7.32.3

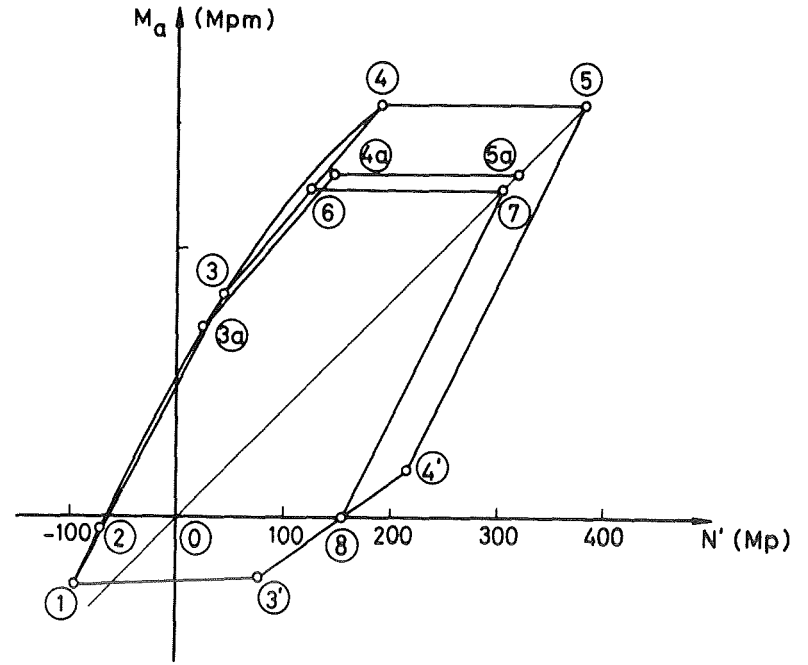


Fig. 7.32.4

Fortsettes Drejningen af ϵ -Linien til Stillingen 3 i Fig. 7.32.3-b svarende til, at $\epsilon'_b = \epsilon'_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$ ved Oversiden, og regnes med konstant σ'_b -Fordeling svarende til Fig. 7.32.1-g, bliver Resultanten af Betontrykspændingerne

$$N'_b = 0,1 \cdot 50 \cdot \frac{3}{4} x = 3,75 x \quad (x \text{ i cm, } N'_b \text{ i Mp})$$

Dens Momentarm med Hensyn til Armeringen i Undersiden er

$$e_b = 0,84 - \frac{3x}{800} \quad (e_b \text{ i m, } x \text{ i cm})$$

Dens Moment om Armeringen i Undersiden er

$$M_b = N'_b e_b \quad (M_b \text{ i Mpm})$$

For Armeringen i Oversiden er

$$\epsilon'_a = 0,01 \frac{x-4}{84-x} \quad (x \text{ i cm})$$

Den tilsvarende Spænding σ'_a findes af Armeringens nominelle Arbejdslinie, idet ϵ'_a dog maksimalt regnes lig med 2 ‰ .

Den tilsvarende Trykkraft er

$$N'_a = 6,28 \sigma'_a \quad (N'_a \text{ i Mp, } \sigma'_a \text{ i Mp/cm}^2)$$

og dens Moment om Armeringen i Undersiden er

$$M'_a = 0,8 N'_a \quad (M'_a \text{ i Mpm})$$

Trækkræften i Armeringen i Undersiden er som ovenfor $N_a = 65 \text{ Mp}$, og de totale Snitkræfter er

$$N' = N'_b + N'_a - N_a$$

$$M_a = M_b + M'_a$$

Disse er beregnet i nedenstaaende Skema^{x)} for forskellige Værdier af x . ϵ -Fordelingen for Linie 3 i Fig. 7.32.3-b svarer til

$$x = 84 \frac{3,5}{10 + 3,5} = 21,8 \text{ cm}$$

^{x)} Paa det Tidspunkt, da dette Taleksempel beregnedes, forelaa Resultaterne af de i Afsnit 3.22 omtalte Trykforsøg med Tentorstaal endnu ikke. Der benyttedes derfor de til den nominelle Trækarbejdslinie svarende Værdier for Spændingen σ'_a i Trykarmeringen. Det samme er Tilfældet for nogle af de følgende Taleksempler.

x cm	N'_b Mp	e_b m	M_b Mpm	ϵ'_a ‰	σ'_a Mp/cm ²	N'_a Mp	M'_a Mpm	N' Mp	M_a Mpm
0	0		0	-0,48	-1,0	-6	-5	-71	-5
5	19	0,82	16	0,13	0,3	2	2	-44	18
10	38	0,80	30	0,77	1,6	10	8	-17	38
15	56	0,78	44	1,60	3,4	21	17	12	61
21,8	82	0,76	62	> 2	4,2	26	21	43	83

Den tilsvarende Variation af N' og M_a er i Fig. 7.32.4 angivet med Kurven mellem Punkterne 2 og 3.

Naar ϵ -Linien derefter drejer fra Stillingen 3 i Fig. 7.32.3-b, idet ϵ'_b ved Overkant holdes konstant, medens ϵ_a aftager i Undersidens Armering, vil N'_a og M'_a bevare deres Værdi, og under den første Del af denne Drejning vil y fortsat være lig med $0,75x$ og N'_b og e_b kunde beregnes af de ovenfor angivne Udtryk. Dette gælder, indtil Betontrykspændingernes Moment om Undersidens Armering naar den af CEB angivne Maksimalværdi (se Afsnit 7.32.2). Denne Grænsestilling svarer til, at

$$by(h - \frac{1}{2}y)\sigma'_b = \frac{1}{2}bh^2\eta\sigma'_b$$

d. v. s.

$$\frac{y}{h} = 1 - \sqrt{1 - \eta} \quad (7.32.4)$$

hvor η er givet ved Ligning (7.32.2).

For $\sigma'_{bk} \leq 200 \text{ kp/cm}^2$ svarer dette til

$$\frac{y}{h} = 0,5$$

og for $\sigma'_{bk} \geq 600 \text{ kp/cm}^2$ til

$$\frac{y}{h} = 0,41$$

Her antages $\sigma'_{bk} < 200 \text{ kp/cm}^2$.

Under hele ϵ -Liniens Drejning er i Undersidens Armering

$$\epsilon_a = 3,5 \frac{84 - x}{x} \text{ ‰} \quad (x \text{ i cm})$$

Heraf bestemmes Spændingen i denne Armering ud fra den nominelle Arbejdslinie. Saa længe $\epsilon_a > 0$ er

$$N_a = 12,56\sigma_a$$

Snitkræfterne er i nedenstaaende Tabel beregnet for forskellige Værdier af x.

x cm	y cm	ϵ_a ‰	σ_a Mp/cm ²	N_a Mp	N'_b Mp	e_b m	M_b Mpm	N' Mp	M_a Mpm
32	24	5,7	4,9	62	120	0,72	86	84	107
42	31,5	3,5	4,7	59	158	0,68	107	125	128
56	42	1,75	3,7	46	210	0,63	132	190	153

Den tilsvarende Variation af N' og M_a er i Fig. 7.32.4 angivet med Kurven mellem Punkterne 3 og 4. I Fig. 7.32.3-b angiver Linie 4 den til Punkt 4 i Fig. 7.32.4 svarende ϵ -Fordeling.

Ved den fortsatte Drejning af ϵ -Linien fra Stillingen 4 til 5 i Fig. 7.32.3-b er baade M'_a og M'_b - og derfor ogsaa M_a - konstante.

Da kun Hjørnearmeringen kan regnes virksom som Trykarmring med det i Fig. 7.32.3-a viste Bøjlearrangement, bliver for ϵ -Linien 5:

$$N' = 0,75 \cdot 0,1 \cdot 50 \cdot 88 + 2 \cdot 26 = 382 \text{ Mp}$$

Dette svarer til Punkt 5 i Fig. 7.32.4.

Den Halvdel af M_a - N-Diagrammet, som svarer til, at ϵ er mindre ved Oversiden end ved Undersiden, er her ved fastlagt, og den anden Halvdel kan beregnes tilsvarende.

Da ovenstaaende Beregninger er lovligt omstændelige, og Forudsætningerne for dem er problematiske, forekommer det nærliggende at indføre passende Forenklinger. En tilnærmet og væsentlig simple Beregning af M_a - N' -Diagrammet kan opnaas ved at beregne Koordinaterne til Punkterne 1, 3, 4 og 5 og forbinde disse med rette Linier som antydte i Fig. 7.32.4. Denne Tilnærmelse er lidt paa den sikre Side. Benyttes denne Tilnærmelse ved Beregning af den manglende Halvdel af M_a - N' -Diagrammet i Fig. 7.32.4, kræver dette blot Beregning af Koordinaterne for de til Punkterne 3 og 4 svarende Punkter 3' og 4'.

For Punkt 3' faas:

$$N' = 82 + 26 - \frac{1}{2} \cdot 65 = 76 \text{ Mp}$$

$$M_a = 82 \left(\frac{3}{8} \cdot 0,218 - 0,04 \right) - \frac{1}{2} \cdot 65 \cdot 0,8 = -23 \text{ Mpm}$$

For Punkt 4' faas:

$$N' = 210 + 26 - \frac{1}{2} \cdot 46 = 213 \text{ Mp}$$

$$M_a = 210 \left(\frac{1}{2} \cdot 0,42 - 0,04 \right) - \frac{1}{2} \cdot 46 \cdot 0,8 = 17 \text{ Mpm}$$

De tilsvarende ϵ -Linier er antydte i Fig. 7.32.3-b (Linie 3' og 4'). Punkterne 3' og 4' er indført i Fig. 7.32.4 og det tilsvarende M_a - N' - Diagram (1-3-4-5-4'-3'-1) afsluttet.

Uvarslet Brud svarende til, at Trykbrud opstaar i Betonen inden væsentlig forudgaaende Revnedannelse i Træksiden, kan antages at indtræde for de Punkter af M_a - N' -Diagrammets Periferi (Fig. 7.32.4), der ligger paa Linierne 4-5 og 5-4' og paa den Del af 3-4 og 3'-4', der ligger nærmest henholdsvis 4 og 4'. Ønskes indført øget Sikkerhed mod saadanne Brud, forekommer det nærliggende at gøre dette ved som antydte i Fig. 7.32.4 at afskære en Del af M_a - N' -Diagrammet med Linierne 6-7 og 7-8 parallelle med henholdsvis 4-5 og 5-4'. Forholdet mellem Punkterne 5 og 7's Afstande fra Koordinatsystemets Begyndelsespunkt 0 svarer til den indførte ekstra Sikkerhed, Partialkoefficienten γ_i . Denne kan passende vælges til ca. 1,25.

I Fig. 7.32.4 er M-N-Diagrammet optegnet svarende til, at Momentet er M_a , d.v.s. Momentet med Hensyn til Armeringen i Undersiden. Heraf kan umiddelbart ved Affinitet afledes tilsvarende Diagrammer svarende til, at Momentet M henføres til et andet Punkt. Betegnes dette Punkts Højde over Armeringen i Undersiden a, fremgaar Affiniteten af Fig. 7.32.5.

Henføres Momentet f.Eks. til Tværsnittets saakaldte plastiske Tyngdepunkt, hvorved forstaas Angrebspunktet for Snitkraften i den Situation, som ovenfor er benævnt centralt Tryk (svarende til Punkt 5 eller 7 i Fig. 7.32.4), skal Momentet M i Henhold til Fig. 7.32.5 maales fra Linien 0-7-5 i Fig. 7.32.4. Det til M_a - N' -Diagrammet 1-3-6-7-8-3'-1 i Fig. 7.32.4 svarende Diagram med Momentet henført til det plastiske Tyngdepunkt er vist i Fig. 7.32.6. For dobbeltsymmetriske Tværsnit er et saadant Diagram symmetrisk om N' -Aksen.

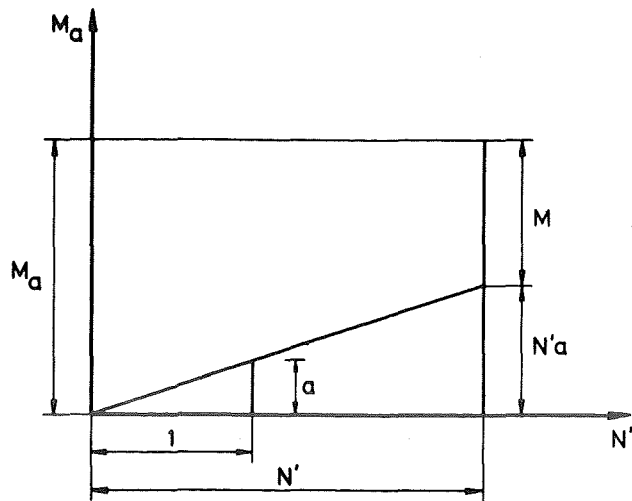


Fig. 7.32.5

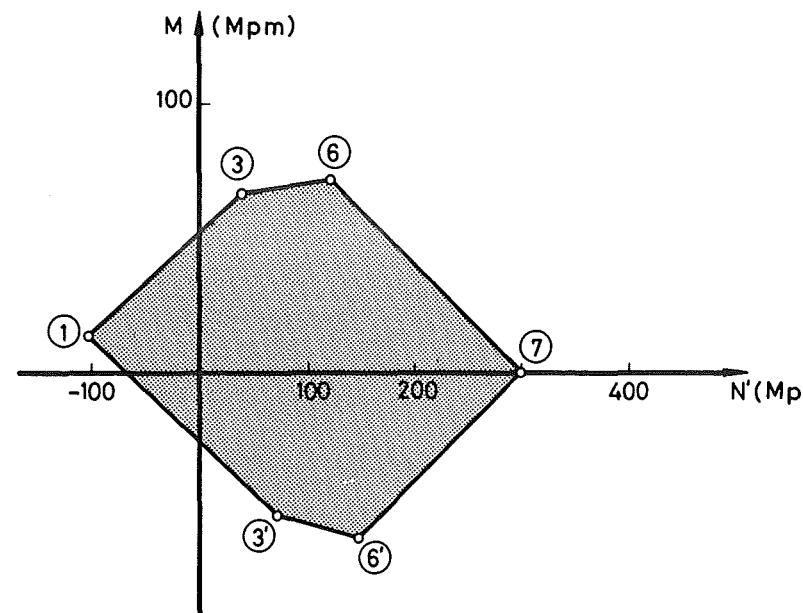


Fig. 7.32.6

7.32.91 Enkeltsymmetrisk, rektangulært Tværsnit paavirket af ekscentrisk Normalkraft i Symmetriplanet.

Formler for tilnærmet M-N-Diagram.

Nedenfor skal udledes færdige Formler for det tilnærmede M-N-Diagrams karakteristiske Punkter, saaledes at et saadant Diagram hurtigt kan optegnes for et givet Tværsnit. Dette Tværsnit er vist i Fig. 7.32.7, hvor de bestemmende Dimensioner er angivet med Bogstavssymbolerne b , h , h_t , h' og d . A og A' betegner Tværsnitsareal af Armering i henholdsvis Under- og Overside (Træk- og Trykside). Her behandles kun de Tilfælde, for hvilke ϵ er mindre ved Oversiden end ved Undersiden. De øvrige Tilfælde kan behandles analogt. Iøvrigt antages $\eta = 0,75$ svarende til at $\sigma'_{bk} \leq 200 \text{ kp/cm}^2$.

Punkt 1. (ϵ -Linie 1 i Fig. 7.32.7)

$$N' = -(A + A')\sigma_a(10) \quad (7.32.5)$$

$$M_a = -h'A'\sigma_a(10) \quad (7.32.6)$$

hvor $\sigma_a(10)$ betegner den nominelle Spænding i Armeringen svarende til $\epsilon_a = 10\text{‰}$.

Punkt 3. (ϵ -Linie 3 i Fig. 7.32.7)

$$x = \frac{3,5}{10 + 3,5}h = 0,259h$$

$$y = \frac{3}{4}x = 0,194h$$

$$y(h - \frac{1}{2}y) = 0,194(1 - 0,097)h^2 = 0,175h^2$$

For Armeringen i Oversiden er

$$\epsilon'_a = (3,5 - 13,5\frac{d}{h})\text{‰}$$

dog højst 2‰ , d.v.s.

$$\text{for } 9d' < h: \quad \epsilon'_a = 2\text{‰} \quad (7.32.7)$$

$$\text{for } 9d' > h: \quad \epsilon'_a = (3,5 - 13,5\frac{d}{h})\text{‰} \quad (7.32.8)$$

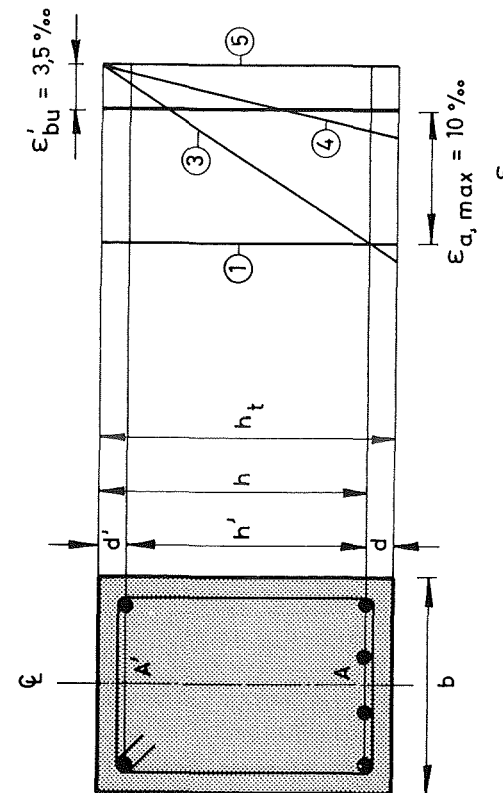


Fig. 7.32.7

Betegnes den til ϵ'_a svarende nominelle Spænding σ'_a , bliver

$$N' = 0,194 bh\sigma_b^* + A'\sigma'_a - A\sigma_a(10) \quad (7.32.9)$$

$$M'_a = 0,175 bh^2\sigma_b^* + h'A'\sigma'_a \quad (7.32.10)$$

Punkt 4. (ϵ -Linie 4 i Fig. 7.32.7).

$$y = \frac{1}{2}h$$

$$x = \frac{2}{3}h$$

$$\epsilon_a = \frac{1}{2} \cdot 3,5 = 1,75 \text{ ‰}$$

Den tilsvarende nominelle Spænding betegnes $\sigma_a(1,75)$.

$$\epsilon'_a = 3,5 \left(1 - \frac{3d'}{2h}\right) \text{ ‰}$$

dog højst 2 ‰, d.v.s.

$$\text{for } 7d' < 2h: \epsilon'_a = 2 \text{ ‰} \quad (7.32.11)$$

$$\text{for } 7d' > 2h: \epsilon'_a = 3,5 \left(1 - \frac{3d'}{2h}\right) \text{ ‰} \quad (7.32.12)$$

$$N' = \frac{1}{2}bh\sigma_b^* + A'\sigma'_a - A\sigma_a(1,75) \quad (7.32.13)$$

$$M'_a = 0,375 bh^2\sigma_b^* + h'A'\sigma'_a \quad (7.32.14)$$

For $9d' > h$ skal benyttes forskellige Værdier af σ'_a for Punkt 3 og 4.

Punkt 5. (ϵ -Linie 5 i Fig. 7.32.7)

$$N' = \frac{3}{4}bh_t\sigma_b^* + \sigma_a(2)\Sigma A' \quad (7.32.15)$$

hvor $\sigma_a(2)$ betegner den nominelle Spænding i Armeringen svarende til $\epsilon_a = 2 \text{ ‰}$, og $\Sigma A'$ betegner Tværsnitsarealet af de Armeringsstænger i Over- og Underside, der er saaledes fastholdt mod Udknækning, at de kan medregnes som Trykjern.

M'_a kan regnes at være som for Punkt 4. Forskellen, som hidrører fra Betonen under Armeringen i Undersiden, er almindeligvis uden praktisk Betydning.

M-N-Diagrammet kan optegnes paa Basis af de ovenfor angivne Koordinater for Punkterne 1, 3, 4 og 5. Ønskes indført en ekstra Partialkoefficient, γ_1 , mod uvarslet Betontrykbrud, kan dette gøres som vist i Fig. 7.32.4 ved at tegne en Linie parallel med N' -Aksen sva-

rende til en M'_a -Værdi, som er lig med Punkt 4's M'_a -Værdi divideret med γ_1 . Denne Linie skærer Linierne 3-4 og 0-5 i henholdsvis Punkt 6 og 7. Som M-N-Diagram anvendes i saa Fald Linierne 1-3, 3-6 og 6-7.

Taleksempel Nr. 7.32.2

Anvendelsen af de udledte Formler skal nedenfor illustreres ved et Eksempel, idet der anvendes de samme Data som ved det Eksempel (Taleksempel 7.32.1), der ovenfor gennemregnedes mere nøjagtigt (Fig. 7.32.3).

Da $9d' = 9 \cdot 4 = 36 \text{ cm} < h = 84 \text{ cm}$, bliver

$$\sigma'_a = \sigma_a(2) = 4,2 \text{ Mp/cm}^2 \quad x)$$

$$\sigma_a(1,75) = 1,75 \cdot 2,1 = 3,67 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\sigma_a(10) = 5,16 \text{ Mp/cm}^2$$

$$h_t = 88 \text{ cm}$$

$$h' = 80 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A' = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A + A' = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A' = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b^* = 0,1 \text{ Mp/cm}^2$$

^{x)} Se Fodnote til Taleksempel Nr. 7.32.1

Indsættes disse Værdier i de udledte Udtryk, faas:

Punkt	N' Mp	M_a Mpm
1	-97	-26
3	$81 + 26 - 65 = 42$	$62 + 21 = 83$
4	$210 + 26 - 46 = 190$	$132 + 21 = 153$
5	$330 + 53 = 383$	

De tilsvarende Punkter er optegnet i Fig. 7.32.8.

Vælges $\gamma_i = 1,25$, bliver det resulterende M-N-Diagram som angivet i Fig. 7.32.8 med Linierne 1-3, 3-6 og 6-7 svarende til Fig. 7.32.4.

For alle Kombinationer af N' og M_a inden for det med Raster dækkede Areal er Sikkerheden mod Brud tilstrækkelig.

Den ekstra Sikkerhed mod uvarslet Betontrykbrud kan ogsaa opnaas ved at indføre σ_b^*/γ_i i Stedet for σ_b^* i det udledte Formler for Punkt 3, 4 og 5's N' og M_a -Værdier.

Benyttes dette Princip paa det ovenfor gennemregnede Taleksempel, faas de nedenfor anførte Værdier:

Punkt	N' Mp	M_a Mpm
1	-97	-26
3	$65 + 26 - 65 = 26$	$49 + 21 = 70$
4	$168 + 26 - 46 = 148$	$106 + 21 = 127$
5	$264 + 53 = 317$	

Punkt 1 er uændret. Punkt 3, 4 og 5 er indtegnet i Fig. 7.32.4 og markeret 3a, 4a og 5a.

Denne Metode at tage Hensyn til uvarslet Betontrykbrud paa har den Fordel, at den giver lidt ekstra Sikkerhed i Omraadet 3a - 4a, hvilket er rimeligt. Da den tillige indebærer en lille beregningsmæssig Lettelse, bør den foretrækkes for den førstnævnte.

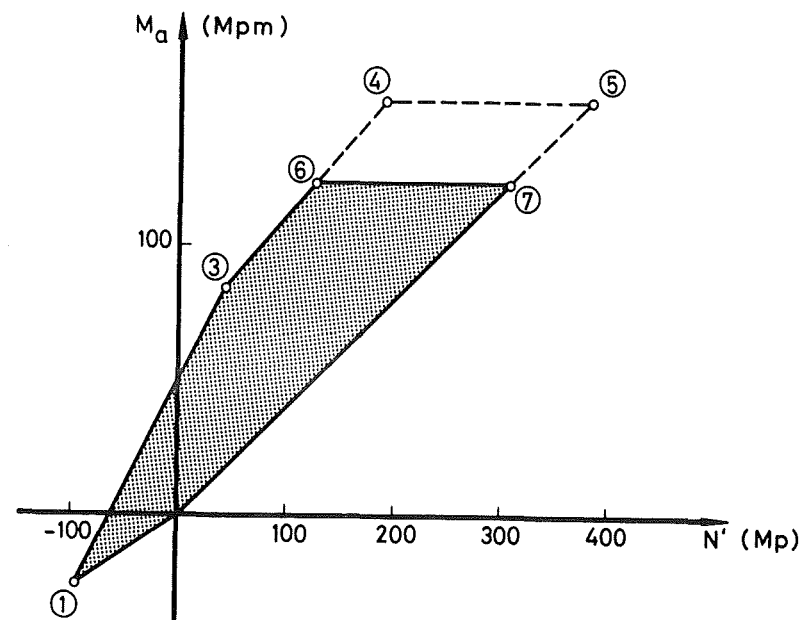


Fig. 7.32.8

7.32.10 Dimensionering af enkeltsymmetrisk, rektangulært Tværsnit paavirket af en i Symmetriplanet beliggende Normalkraft med relativt stor Ekscentricitet.

Belastningen tænkes givet i Form af en Normalkraft N' med en vis Ekscentricitet e_0 i Forhold til det søgte, rektangulære Tværsnits Midte. Dette er illustreret i Fig. 7.32.9. N' er regnet positiv som Trykkraft, og Tværsnittet er orienteret saaledes, at den mest trykkede Del er placeret øverst i Figuren. Ekscentriciteten e_0 regnes positiv mod Tværsnittets trykkede Kant.

Materialeegenskaberne antages givne ved σ_b^* og Armeringens nominelle Arbejdslinier. Partialkoefficient svarende til uvarslet Brud betegnes γ_1 .

Antages indtil videre

$$x < h$$

hvilket svarer til en forholdsvis stor Ekscentricitet, faas

$$y = \frac{3}{4}x$$

Med $\epsilon'_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$ bliver

$$\epsilon_a = \frac{h-x}{x} \cdot 3,5 \text{ ‰} \quad (7.32.16)$$

$$\epsilon'_a = \frac{x-d'}{x} \cdot 3,5 \text{ ‰}, \text{ dog maksimalt } 2 \text{ ‰} \quad (7.32.17)$$

idet d' betegner Trykarmeringens Afstand fra Overkanten.

Ved Dimensioneringen skal bestemmes Betondimensionerne b og h_t samt Tværsnitsarealerne A' og A af Tryk- og Trækarmen. Disse Armeringer placeres mest økonomisk saa nær Over- og Underside, som Hensyn til mindste Dæklag tillader. Løsningen er ikke entydig, og de optimale Dimensioner afhænger blandt andet af Forholdet mellem Priserne paa Beton og Armering. Andre Forhold kan ogsaa spille ind, f. Eks. Ønsket om at benytte et Tværsnit, som ikke er for smalt i Forhold til Højden (af Hensyn til Faren for Kipning).

Betontrykspændingerne skal yde et Moment om Trækarmen af Størrelsen

$$M_b = N'e - h'A'\sigma'_a \quad (7.32.18)$$

hvor

$$e = e_0 - \frac{1}{2}h_t + h \quad (7.32.19)$$

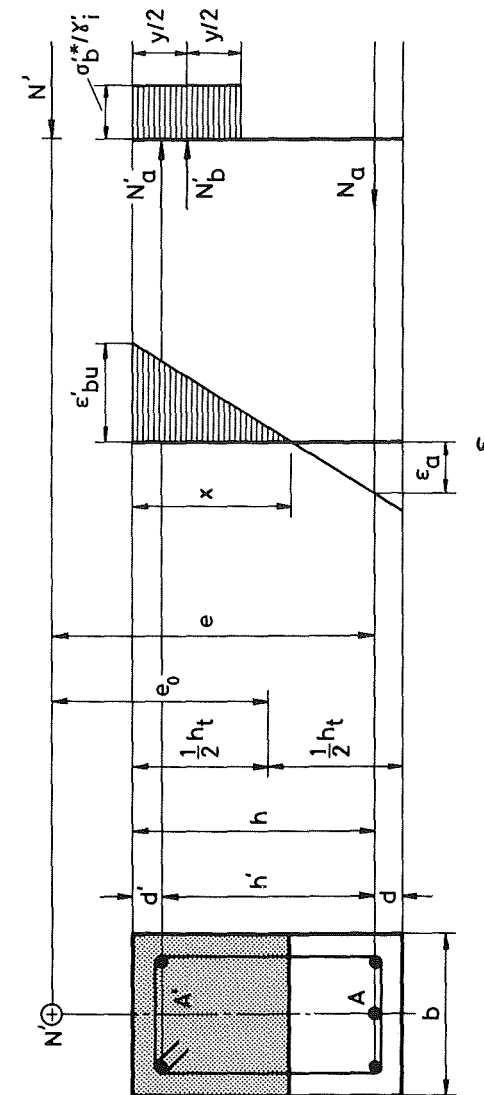


Fig. 7.32.9

For Normalkraft med relativt stor Ekscentricitet vil et økonomisk Tværsnit almindeligvis opnaas for $y \leq \frac{1}{2}h$. Hertil svarer for $\sigma_{bk} \leq 200 \text{ kp/cm}^2$:

$$M_b = by \left(h - \frac{y}{2} \right) \frac{\sigma_b^*}{\gamma_i} \quad (7.32.20)$$

Kraften N_a i Trækarmingen kan i saa Fald bestemmes af Ligevægtsbetingelsen i Bjælkeaksens Retning:

$$N_a = y b \frac{\sigma_b^*}{\gamma_i} + A' \sigma_a' - N^0 \quad (7.32.21)$$

For $\sigma_{bk} \leq 200 \text{ kp/cm}^2$ bliver Bredden b mindst for $y = \frac{1}{2}h$ svarende til udnyttet Betontrykzone. Dette giver

$$M_b = 0,375 b h^2 \frac{\sigma_b^*}{\gamma_i} \quad (7.32.22)$$

$$x = \frac{2}{3}h \quad \epsilon_a = 1,75 \text{ ‰} \quad (7.32.23)$$

Dimensioneringen kan gennemføres ved at skønne en passende Værdi for h_t . Da tilnærmede Værdier for d' og $d = h_t - h$ let kan skønnes, er hermed fastlagt h_t , h , h' , d' og e . Vælges herefter en Værdi af A' under Hensyn til, at denne Armering kun maa regnes effektiv, naar den er tilstrækkeligt fastholdt mod Udknækning, kan den nødvendige Værdi af M_b beregnes af Ligning (7.32.18), idet σ_a' almindeligvis vil svare til $\epsilon_a' = 2 \text{ ‰}$, d.v.s. f.Eks. for Tentor 56: $\sigma_a' = 4,2 \text{ Mp/cm}^2$.^{x)}

Den minimale Tværsnitbredde b kan herefter beregnes af Ligning (7.32.22) og N_a af Ligning (7.32.21).

Den nødvendige Trækarming er

$$A = \frac{N_a}{\sigma_a} \quad (7.32.24)$$

hvor σ_a svarer til $\epsilon_a = 1,75 \text{ ‰}$, d.v.s. f.Eks. for Tentor 56:

$$\sigma_a = 1,75 \cdot 2,1 = 3,68 \text{ Mp/cm}^2$$

Metoden er nedenfor illustreret med Taleksempel.

Hvis man ikke tilstræber at opnaa den minimale Tværsnitbredde svarende til den valgte Højde, kan vælges en Værdi af $y < \frac{1}{2}h$, hvorved Trækarmingen kan reduceres. Bredden b beregnes i saa Fald af Ligning (7.32.20).

x) Se Fodnote til Taleksempel 7.32.1

Taleksempel Nr. 7.32.3

$$N^0 = 200 \text{ Mp}$$

$$e_0 = 50 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = 100 \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_i = 1,25$$

Armering: Tentor 56.

Trykarming: 2 T 20

$$A' = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

Skønnes $h_t = 120 \text{ cm}$ og

$$d = 4 \text{ cm}$$

bliver

$$h = 120 - 4 = 116 \text{ cm}$$

$$h' = 116 - 4 = 112 \text{ cm}$$

Tilstræbes minimal Bredder, faas:

$$y = \frac{1}{2}h = 58 \text{ cm}$$

$$e = 50 - \frac{1}{2} \cdot 120 + 116 = 106 \text{ cm}$$

$$x = \frac{2}{3}h = 77 \text{ cm}$$

$$\epsilon_a' = \frac{77 - 4}{77} \cdot 3,5 \text{ ‰} > 2 \text{ ‰}$$

Ligning (7.32.18):

$$\sigma_a' = 4,2 \text{ Mp/cm}^2 \quad x)$$

$$M_b = 200 \cdot 106 - 112 \cdot 6,28 \cdot 4,2 = 21200 - 2900 = 18300 \text{ Mpcm}$$

Ligning (7.32.22):

$$b = \frac{18300 \cdot 1,25}{0,375 \cdot 116^2 \cdot 0,1} = 45,3 \sim 45 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.21):

$$N_a = 58 \cdot 45 \frac{0,1}{1,25} + 6,28 \cdot 4,2 - 200 = 209 + 26 - 200 = 35 \text{ Mp}$$

Ligning (7.32.24):

$$A = \frac{35}{3,68} = 9,5 \text{ cm}^2$$

Som Trækarming vælges 3 T 20 (9.42 cm²). Denne Armering kan rigeligt ligge i ét Lag, saa at den skønnede Værdi af d (4 cm) er passende.

x) Se Fodnote til Taleksempel Nr. 7.32.1

Vælges en mindre Værdi af y , f. Eks.

$$y = 48 \text{ cm}$$

faas

$$x = \frac{4}{3} \cdot 48 = 64 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.20):

$$b = \frac{18300 \cdot 1,25}{48(116 - \frac{1}{2} \cdot 48)0,1} = 52 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.21):

$$N_a = 48 \cdot 52 \frac{0,1}{1,25} + 26 - 200 = 200 + 26 - 200 = 26 \text{ Mp}$$

$$\varepsilon_a = \frac{116 - 64}{64} \cdot 3,5 \text{ ‰} = 2,84 \text{ ‰}$$

$$\sigma_a = 4,5 \text{ Mp/cm}^2$$

Ligning (7.32.24):

$$A = \frac{26}{4,5} = 5,8 \text{ cm}^2$$

Som Trækarmoring kan i saa Fald anvendes 2 T 20.

Taleksempel Nr. 7.32.4

Der antages samme Værdier for N , e_o , σ_b^* og γ_b^i som i Eksempel 7.32.3; men et Tværsnit uden Trykarmoring ønskes dimensioneret.

Trækarmoringen antages at bestaa af Tentor 56.

Skønnes som i Eksempel 7.32.3

$$h_t = 120 \text{ cm} \quad \text{og}$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

bliver som i Eksempel (7.32.3):

$$h = 116 \text{ cm}$$

$$y = 58 \text{ cm}$$

$$e = 106 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.18):

$$M_b^i = 21200 \text{ Mp cm}$$

Tilstræbes minimal Bredde, faas af Ligning (7.32.22):

$$b = \frac{21200 \cdot 1,25}{0,375 \cdot 116^2 \cdot 0,1} = 52,4 \text{ cm} \sim 53 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.21):

$$N_a = 58 \cdot 53 \cdot \frac{0,1}{1,25} - 200 = 246 - 200 = 46 \text{ Mp}$$

Ligning (7.32.24):

$$A = \frac{46}{3,68} = 12,5 \text{ cm}^2$$

Som Trækarmoring kan anvendes 4 T 20, som rigeligt kan placeres i ét Lag, saa at den skønnede Værdi af d (4 cm) er passende.

7.32.11 Dimensionering af enkeltsymmetrisk, rektangulært Tværsnit paavirket af en i Symmetriplanet beliggende Tryk-Normalkraft med relativt lille Ekscentricitet.

Ekstra Sikkerhed mod uvarslet Betontrykbrud antages indført

ved som angivet i Afsnit 7.32.91 at benytte $\frac{\sigma_b^{t*}}{\gamma_i}$ i Stedet for σ_b^{t*} .

Ved smaa Ekscentriciteter er det saaledes Linien 4a - 5a i Fig. 7.32.4, der er dimensionsbestemmende.

Koordinaterne til Punkt 4a er

$$N' = by \frac{\sigma_b^{t*}}{\gamma_i} + A' \sigma_a' - A \sigma_a \quad (7.32.25)$$

$$M_a = by \left(h - \frac{y}{2} \right) \frac{\sigma_b^{t*}}{\gamma_i} + h' A' \sigma_a' \quad (7.32.26)$$

N-Værdien svarende til Punkt 5a er

$$N' = bh_t \eta \frac{\sigma_b^{t*}}{\gamma_i} + \sigma_a' (2) \Sigma A' \quad (7.32.27)$$

medens M_a -Værdierne regnes at være som for Punkt 4a. Værdien af η er givet ved Ligningerne (7.32.2).

Den y -Værdi, der skal indføres i ovenstaaende Udtryk, beregnes af Ligning (7.32.4).

$$\frac{y}{h} = 1 - \sqrt{1 - \eta} \quad (7.32.4)$$

Hertil svarer

$$\frac{x}{h} = \frac{4}{3} (1 - \sqrt{1 - \eta}) \quad (7.32.28)$$

$$\epsilon_a = \frac{h - x}{x} \cdot 3,5 \text{‰} \quad (7.32.29)$$

og

$$\epsilon_a' = \left(1 - \frac{d'}{x} \right) \cdot 3,5 \text{‰} \quad (7.32.30)$$

dog maksimalt

$$\epsilon_a' = 2 \text{‰} \quad (7.32.31)$$

Det vil i Reglen være denne sidste Værdi, der er bestemmende. De til ϵ_a og ϵ_a' svarende Spændinger kan findes af de nominelle Arbejds-linier.

Af Ligning (7.32.26):

$$b = \frac{M_a - h' A' \sigma_a'}{\frac{1}{2} \frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) \frac{\sigma_b^{t*}}{\gamma_i} h^2} \quad (7.32.32)$$

Vælges h_t , h og h' , A og A' , kan b beregnes af ovennævnte Formler. Hvis denne Bredde forekommer uhensigtsmæssigt stor eller lille, regnes om med mindre eller større Værdier for h_t , h og h' .

Naar Tværsnittet er fastlagt, kan N-Værdierne for Punkt 4a og 5a beregnes, saa at man kan kontrollere, om den givne Normalkraft ligger mellem disse, d.v.s. at det er Linien 4a - 5a i Fig. 7.32.3, der er dimensionsbestemmende.

Metoden er nedenfor illustreret med et Taleksempel

Taleksempel Nr. 7.32.5

$$N' = 200 \text{ Mp}$$

$$e_o = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bk}' = 450 \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_i = 1,25$$

$$\sigma_b^{t*} = \frac{450}{1,5} = 300 \text{ kp/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b^{t*}}{\gamma_i} = \frac{300}{1,25} = 240 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.32.2):

$$\eta = 0,80 - \frac{450}{4000} = 0,80 - 0,11 = 0,69$$

Ligning (7.32.4):

$$\frac{y}{h} = 1 - \sqrt{1 - 0,69} = 0,44$$

Ligning (7.32.28):

$$\frac{x}{h} = \frac{4}{3} \cdot 0,44 = 0,59$$

x) Armering ikke regningsmæssigt paakrævet ved lille Excentricitet.

Ligning (7.32.29):

$$\epsilon_a = \frac{1 - 0,59}{0,59} \cdot 3,5 = 2,4 \text{ ‰}$$

Anvendes Tentorstaal 56 i Træksiden, faas

$$\sigma_a = 4,4 \text{ Mp/cm}^2$$

Vælges

$$h_t = 60 \text{ cm}$$

og benyttes en Armering bestaaende af 2T 20 i Over- og Underside fastholdt af Bøjler pr. 24 cm, faas med

$$d' = 4 \text{ cm}$$

og

$$a = h_t - h = 4 \text{ cm}$$

$$h = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$$

$$h' = 56 - 4 = 52 \text{ cm}$$

$$x = 0,59 \cdot 56 = 33 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.30):

$$\epsilon'_a = (1 - \frac{4}{33}) \cdot 3,5 \text{ ‰} > 2 \text{ ‰}$$

$$\sigma'_a = 2,1 \cdot 2 = 4,2 \text{ Mp/cm}^2 \quad x)$$

$$A = A' = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 200(0,10 - \frac{1}{2} \cdot 0,60 + 0,56) = 200 \cdot 0,36 = 72 \text{ Mpm}$$

$$h' A' \sigma'_a = 0,52 \cdot 6,28 \cdot 4,2 = 14 \text{ Mpm}$$

Ligning (7.32.32):

$$b = \frac{(72 - 14) 10^5}{\frac{1}{2} \cdot 0,44(2 - 0,44) \cdot 240 \cdot 56^2} = 22,4 \text{ cm}$$

Vælges $b = 24 \text{ cm}$, bliver N-Værdierne svarende til Punkt 4a og 5a i Fig. 7.32.4 henholdsvis

$$N_4 = 24 \cdot 0,44 \cdot 56 \cdot 0,24 - 6,28(4,4 - 4,2) = 142 - 1 = 141 \text{ Mp} < N$$

$$N_5 = 24 \cdot 60 \cdot 0,69 \cdot 0,24 + 4,2 \cdot 2 \cdot 6,28 = 239 + 54 = 293 \text{ Mp} > N$$

x) Se Fodnote til Taleksempel Nr. 7.32.1

7.32.12 Rektangulært Tværsnit uden Trykarmering. Ren Bøjning 101

7.32.12 Rektangulært, enkeltarmeret Tværsnit paavirket til ren Bøjning.

7.32.121 Beregning uden Hensyn til Trykarmering

I det følgende skal betragtes det ofte forekommende Tilfælde: Et rektangulært Jernbetontværsnit (Fig. 7.32.10) paavirket til ren Bøjning af et Moment om en Akse, som staar vinkelret paa Tværsnittets ene Symmetriakse. Der tages kun Hensyn til Armeringen i Træksiden, og denne Armering antages symmetrisk om den nævnte Symmetriakse.

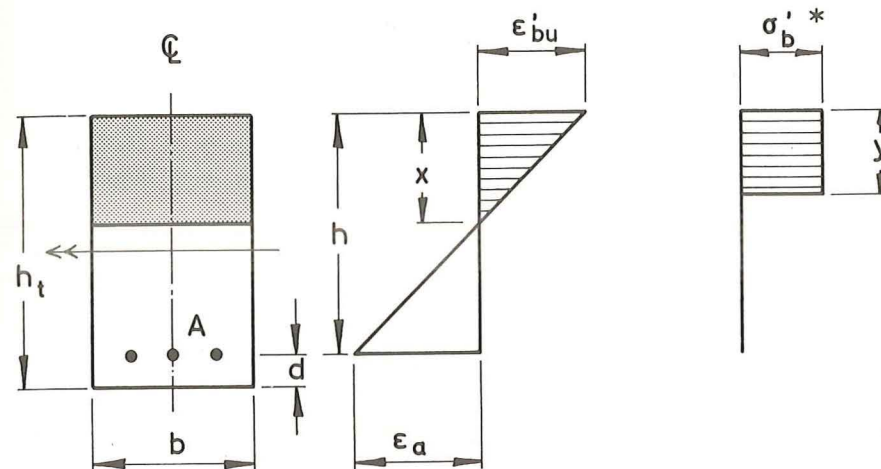


Fig. 7.32.10

Med de hidtil anvendte Bogstavssymboler er det største Moment, som kan optages

$$M = \frac{1}{2} b h^2 \eta \sigma'_b \quad (7.32.33)$$

I Ligning (7.32.33) er Partialkoefficienten η tænkt medregnet ved Fastsættelsen af σ'_b .

Er M , b , η og σ_b^* givne, svarer dette til, at den mindste Værdi af h er

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{2M}{b\eta\sigma_b^*}} \quad (7.32.34)$$

Vælges denne eller en større Værdi af h , giver Momentligningen om Armeringen:

$$M = \sigma_b^* b y (h - \frac{1}{2}y) \quad (7.32.35)$$

Indføres Betegnelsen

$$\mu = \frac{M}{bh^2\sigma_b^*} \quad (7.32.36)$$

giver Ligning (7.32.35 - 36):

$$\mu = \frac{y}{h} (1 - \frac{1}{2}\frac{y}{h}) \quad (7.32.37)$$

Løses denne Ligning med Hensyn til $\frac{y}{h}$, faas

$$\frac{y}{h} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (7.32.38)$$

idet Ligningens anden Rod er større end 1 og derfor uden Interesse.

I Henhold til Ligning (7.32.33 og 36) er

$$\mu \leq \frac{1}{2}\eta \quad (7.32.39)$$

Momentligning om Betontrykresultantens Angrebspunkt kræver:

$$M = A\sigma_a (h - \frac{y}{2}) \quad (7.32.40)$$

hvoraf

$$A = \frac{M}{\sigma_a (h - \frac{1}{2}y)} \quad (7.32.41)$$

eller

$$A = \frac{M}{h\sigma_a (1 - \frac{1}{2}\frac{y}{h})} \quad (7.32.42)$$

Det ses af Fig. 7.32.10, at Tøjningernes Forhold kan udtrykkes

$$\frac{\epsilon_{bu}^1}{\epsilon_a} = \frac{x}{h - x} \quad (7.32.43)$$

Desuden antages som hidtil

$$y = 0,75x \quad (7.32.44)$$

Ligning (7.32.43 - 44):

$$\epsilon_a = \left(\frac{0,75}{y} - 1\right) \epsilon_{bu}^1 \quad (7.32.45)$$

hvori som hidtil antages:

$$\epsilon_{bu}^1 = 3,5\text{‰} \quad (7.32.46)$$

7.32.1211 Dimensionering

Følgende Størrelser antages givne: M (nominelt Brudmoment), η , σ_b^* og Armeringens nominelle Arbejdslinie.

Tværsnittet ønskes dimensioneret, Opgaven er ikke entydig. Tværsnittets Bredde kan i visse Tilfælde være bestemt af særlige Hensyn. I saa Fald bestemmes h_{\min} af Ligning (7.32.34). Er b ikke bestemt paa Forhaand, skønnes en Værdi for b , og den tilsvarende Værdi af h_{\min} bestemmes af Ligning (7.32.34). Forekommer det fundne Forhold mellem b og h_{\min} uhensigtsmæssigt, eller ønskes en mindre Tværsnitshøjde, regnes om med en ny Værdi af b . Naar en passende Værdi af b saaledes er fastlagt, vælges en passende Værdi af Tværsnittets Totalhøjde h_t . Denne skal vælges saa meget større end h_{\min} , at der kan opnaas fornøden Afstand d fra Armeringens Tyngdepunkt til Tværsnittets Underkant (se Fig. 7.32.10). Iøvrigt er det ofte økonomisk at vælge en saadan Værdi af h_t , at h bliver en Del større end h_{\min} .

Naar h_t er fastlagt, skønnes d og dermed

$$h = h_t - d \quad (7.32.47)$$

Nu kan først μ beregnes af Ligning (7.32.36), derefter $\frac{y}{h}$ af Ligning (7.32.38) og ϵ_a af Ligning (7.32.45 - 46). Den til ϵ_a svarende Værdi af σ_a kan findes af den nominelle Arbejdslinie, idet dog ϵ_a som nævnt i Afsnit 7.32.3 højst regnes lig med 10‰, hvorefter A kan beregnes af Ligning (7.32.41 eller 42). Der vælges en passende Armering, som har et Tværsnitsareal, der ikke er mindre end A , og det undersøges, om Værdien af d er skønnet tilstrækkeligt nøjagtigt. Beregningerne er saa enkle, at der ikke opnaas nogen væsentlig Lettelse ved at gengive Sammenhængen mellem μ , $\frac{y}{h}$ og ϵ_a i Form af Tabeller eller Diagrammer. Da σ_a dog alligevel kræver en Diagramaflesning, kan man for givne Armeringstyper udarbejde Diagrammer, hvoraf man for en given Værdi af μ direkte kan aflæse Værdien for Størrelsen $\sigma_a (1 - \frac{1}{2}\frac{y}{h})$, som indgaar i Ligning (7.32.42). Et Eksempel paa et saadant Diagram er vist i Appendiks Nr. 2, som svarer til Tentor 56 og $\nu_a = 1,15$, og som er afledt af Ligning (7.32.38) og (7.32.45) samt den nominelle Arbejdslinie i Appendiks Nr. 1.

Taleksempel Nr. 7.32.6

$$M = 100 \quad \text{Mpm} = 10^7 \text{ kp cm}$$

$$\sigma'_{bk} < 200 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 100 \text{ kp/cm}^2$$

Armering: Tentor 56.

Ligning (7.32.2):

$$\eta = 0,75$$

Vælges $b = 45 \text{ cm}$, giver Ligning (7.32.34):

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10^7}{45 \cdot 0,75 \cdot 100}} = 77 \text{ cm}$$

Skønnes

$$d = 6 \text{ cm}$$

kræves $h_t \geq 77 + 6 = 83 \text{ cm}$.

Her vælges

$$h_t = 90 \text{ cm, d. v. s. } h = 90 - 6 = 84 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.36):

$$\mu = \frac{10^7}{45 \cdot 84^2 \cdot 100} = 0,315$$

For at illustrere Beregningsmetoden uden Anvendelse af Diagram af den i Appendiks 2 viste type gennemføres Beregningen her ved Hjælp af Ligningerne:

Ligning (7.32.38):

$$\frac{y}{h} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,315} = 0,392$$

Ligning (7.32.45) og (7.32.46):

$$\epsilon_a = \left(\frac{0,75}{0,392} - 1 \right) 3,5 = 3,2900$$

Hertil svarer i Henhold til Appendiks 1

$$\sigma_a = 4720 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.32.42):

$$A = \frac{10^7}{84 \cdot 4720 \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,392\right)} = 31,4 \text{ cm}^2$$

Anvendes i Stedet Diagrammet i Appendiks Nr. 2, faas svarende til $\mu = 0,315$:

$$\sigma_a \left(1 - \frac{1}{2} \frac{y}{h}\right) = 3780 \text{ kp/cm}^2$$

og af Ligning (7.32.42)

$$A = \frac{10^7}{84 \cdot 3780} = 31,5 \text{ cm}^2 \approx 31,4 \text{ cm}^2$$

Vælges som Armering 10T20 svarende til

$$A = 31,42 \text{ cm}^2$$

kan disse Armeringsstænger placeres i to Lag med fem Stænger i hvert Lag.^{x)} Placeres disse Lag med deres Tyngdepunkter henholdsvis 4 og 8 cm over Tværsnittets Underkant, bliver $d = 6 \text{ cm}$ (som skønnet).

^{x)} Med Hensyn til minimalt Dæklag og minimale Afstande mellem Armeringsstængerne henvises til senere Afsnit.

7.32.1212 Beregning af Brudmoment for givet Tværsnit

Drejer det sig om at beregne det nominelle Brudmoment for et givet Tværsnit med en given Armering, kan man benytte følgende Fremgangsmaade:

I Henhold til Ligning (7.32.36) og (7.32.40) faas ved Elimination af M:

$$\frac{\sigma_a \left(1 - \frac{1}{2} \frac{Y}{h}\right)}{\mu} = \frac{bh\sigma_b^*}{A} \quad (7.32.48)$$

Afbildes $\sigma_a \left(1 - \frac{1}{2} \frac{Y}{h}\right)$ som Funktion af μ som i Appendiks Nr. 2, kan man beregne Størrelsen paa højre Side af Lighedstegnet i Ligning (7.32.48) og indlægge en ret Linie gennem Begyndelsepunktet i Appendiks Nr. 2 med denne Hældning til Skæring med Kurven. Af Skæringspunktets Ordinaten i Forbindelse med Ligning (7.32.42) kan M da bestemmes.

Taleksempel Nr. 7.32.7

$$\begin{aligned} b &= 45 \text{ cm} \\ h &= 84 \text{ cm} \\ \sigma_b^* &= 100 \text{ kp/cm}^2 \\ A &= 31,42 \text{ cm}^2 \text{ (Tentor 56)} \end{aligned}$$

$$\frac{bh\sigma_b^*}{A} = \frac{45 \cdot 84 \cdot 100}{31,42} = 12000 \text{ kp/cm}^2$$

En ret Linie med denne Hældning gennem Begyndelsepunktet af Appendiks Nr. 2 skærer Kurven i et Punkt ved Ordinaten 3780 kp/cm². Ligning (7.32.42):

$$M = 31,42 \cdot 84 \cdot 3780 = 10^7 \text{ kp cm}$$

Tilføjelse til Afsnit 7.32.121Rektangulært Tværsnit paavirket til ren Bøjning, Beregning uden Hensyn til Trykarmering

Beregningerne kan forenkles, ved at man sætter σ_a lig med en konstant Værdi σ_a^* . Ligevægt i Bjælkeaksens Retning kræver

$$N_a = A\sigma_a^* = N_b^i = by\sigma_b^* \quad (7.32.47.1)$$

Indføres det mekaniske Armeringsforhold, ω , ved Udtrykket

$$\omega = \frac{A\sigma_a^*}{bh\sigma_b^*} \quad (7.32.47.2)$$

giver Ligning (7.32.47.1 - 2) og (7.32.38):

$$\frac{Y}{h} = \omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (7.32.47.3)$$

hvoraf

$$\mu = \omega \left(1 - \frac{1}{2}\omega\right) \quad (7.32.47.4)$$

Baseres Beregningen af σ_a^* paa den Staalspænding, $\sigma_{0,2}$, for hvilken den blivende Forlængelse er 0,2%, vil ovenstaaende Tilnærmelse være paa den sikre Side for

$$\epsilon_a > 0,002 + \frac{\sigma_a^*}{E_a} \quad (7.32.47.5)$$

Da i Henhold til Ligning (7.32.47.3) og (7.32.45) - (7.32.46):

$$\omega = \frac{0,75 \epsilon_u^i}{\epsilon_u^i + \epsilon_a} = \frac{2,63}{3,50 + 10^3 \epsilon_a} \quad (7.32.47.6)$$

svarer dette til

$$\omega < \frac{2,63}{5,50 + 10^3 \frac{\sigma_a^*}{E_a}} \quad (7.32.47.7)$$

For Tentor 56 med $\sigma_a^* = 4,9 \text{ Mp/cm}^2$ og $E_a = 2,1 \cdot 10^3 \text{ Mp/cm}^2$ giver Uligheden (7.32.47.7):

$$\frac{Y}{h} = \omega < 0,336 \quad (7.32.47.8)$$

hvortil i Henhold til Ligning (7.32.47.4) svarer:

$$\mu < 0,28 \quad (7.32.47.9)$$

Dimensionering udføres som beskrevet i Afsnit 7.32.1211, idet man dog efter at have fundet $\frac{y}{h}$ kan beregne A af Ligning (7.32.42) med $\sigma_a = \sigma_a^*$.

Beregning af Brudmoment for givet Tværsnit udføres ved at beregne ω, μ og M af Ligning (7.32.47, 2), (7.32.47, 4) og (7.32.36).

Regnes for Tentor 56: $\sigma_a = 4,9 \text{ Mp/cm}^2$, vil ovenstaaende Metode anvendt paa Taleksemplerne 7.32.6 og 7.32.7 give følgende Resultater:

Taleksempel 7.32.6

Dimensioneringen forløber som angivet, indtil man har fundet

$$\frac{y}{h} = \omega = 0,392 > 0,336$$

Den tilnærmede Metode maa saaledes forventes at give et Armerings-tværsnit paa den usikre Side.

Ligning (7.32.42):

$$A = \frac{100}{0,84 \cdot 4,9(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,392)} = 30,2 \text{ cm}^2$$

hvilket er ca. 4% mindre end den i Taleksempel 7.32.6 fundne Værdi.

Taleksempel 7.32.7

Ligning (7.32.47, 2):

$$\omega = \frac{31,42 \cdot 4900}{45 \cdot 84 \cdot 100} = 0,407 > 0,336$$

Tilnærmelsesmetoden maa derfor forventes at give en Værdi af Brudmomentet, som er paa den usikre Side.

Ligning (7.32.47, 4):

$$\mu = 0,407(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,407) = 0,324$$

Ligning (7.32.36):

$$M = 0,324 \cdot 45 \cdot 84^2 \cdot 100 = 103 \cdot 10^5 \text{ kpcrn} = 103 \text{ Mpm}$$

hvilket er 3% større end den i Taleksempel 7.32.7 fundne Værdi.

7.32.12 Rektangulært Tværsnit uden Trykarmering. Ren Bøjning 107

7.32.1213 Overgang mellem normaltarmet og underarmet Tværsnit

Betonen kan antages at revne, naar Momentet naar op paa Værdien

$$M = \frac{1}{6} b h_t^2 \sigma_{br} \quad (7.32.49)$$

Hvis Trækarmingen skal kunne optage dette Moment, kræves i Henhold til Ligning (7.32.41) og (7.32.49) mindst

$$A = \frac{b h_t^2 \sigma_{br}}{6(h - y/2)\sigma_a} \quad (7.32.50)$$

Regnes tilnærmelsesvis:

$$h - \frac{y}{2} = 0,9 h_t \quad (7.32.51)$$

giver Ligning (7.32.50):

$$A = \frac{b h_t \sigma_{br}}{5,4 \sigma_a} \quad (7.32.52)$$

Den ved Ligning (7.32.52) bestemte Armering karakteriserer Overgangen mellem normaltarmet og underarmet Tværsnit. For Betonens Bøjningstrækstyrke vil det her være paa den sikre Side at indføre en ret høj Værdi, f.Eks.:

$$\sigma_{br} = 45 \text{ kp/cm}^2 \quad (7.32.53)$$

7.32.1214 Bestemmelse af maksimalt Brudmoment for givet Betontværsnit.

Hvis man for et givet Betontværsnit skal bestemme, hvor stort et nominelt Brudmoment Tværsnittet maksimalt kan optage samt beregne den tilsvarende Armering, kan man gaa frem paa følgende Maade:

I Henhold til Ligning (7.32.33) og (7.32.36) er i dette Tilfælde

$$\mu = \frac{1}{2} \eta \quad (7.32.54)$$

som indsat i Ligning (7.32.38) giver $\frac{y}{h}$, hvoraf ϵ_a bestemmes ved Ligning (7.32.45). Af Armeringens nominelle Arbejdslinie aflæses σ_a .

I Henhold til Ligning (7.32.42), (7.32.33) og (7.32.54) er:

$$A = \frac{\mu b h \sigma_b^*}{\sigma_a \left(1 - \frac{1}{2} \frac{y}{h}\right)} \quad (7.32.55)$$

Haves et Diagram af den i Appendiks Nr. 2 viste Type, kan Beregningen forenkles som ved almindelig Dimensionering. Størrelsen af d skønnes, h beregnes af Ligning (7.32.47) og A af Ligning (7.32.55).

Der vælges en passende Armering med et Tværsnitsareal, som mindst er lig med A , og det undersøges, om Værdien af d er skønnet tilstrækkeligt nøjagtigt. I modsat Fald regnes om med en korrijeret Værdi.

M beregnes af Ligning (7.32.33).

Taleksempel Nr. 7.32.8

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h_t = 82 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bk}^i < 200 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_b^* = 100 \text{ kp/cm}^2$$

I Henhold til Ligning (7.32.2) er

$$\eta = 0,75$$

$$\text{Ligning (7.32.54): } \mu = 0,375$$

$$\text{Ligning (7.32.38): } \frac{y}{h} = 0,5$$

$$\text{Ligning (7.32.45): } \epsilon_a = 1,75 \text{ ‰}$$

For Tentor 56 faas af Appendiks Nr. 1:

$$\sigma_a = 3680 \text{ kp/cm}^2$$

Skønnes $d = 8 \text{ cm}$, giver Ligning (7.32.47)

$$h = 82 - 8 = 74 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.55):

$$A = \frac{0,375 \cdot 45 \cdot 74 \cdot 100}{3680 \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,5\right)} = 45,3 \text{ cm}^2$$

Benyttes i Stedet Appendiks Nr. 2 faas for $\mu = 0,375$:

$$\sigma_a \left(1 - \frac{1}{2} \frac{y}{h}\right) = 2760 \text{ kp/cm}^2$$

og af Ligning (7.32.55):

$$A = \frac{0,375 \cdot 45 \cdot 74 \cdot 100}{2760} = 45,3 \text{ cm}^2$$

Vælges 10 T 25 ($A = 49,09 \text{ cm}^2$), kan disse Stænger placeres i to Lag med fem Stænger i hvert Lag. De to Lags Tyngdepunkter kan placeres henholdsvis 5 og 10 cm over Tværnittets Underkant. Hertil svarer $d = 7,5 \text{ cm}$, hvilket er lidt paa den sikre Side i Forhold til den skønnede Værdi (8 cm).

Ligning (7.32.33):

$$M = \frac{1}{2} \cdot 45 \cdot 74^2 \cdot 0,75 \cdot 100 = 9200000 \text{ kp cm} = 92 \text{ Mpm}$$

7.32.122 Beregning med Hensyntagen til Trykarmring

Ønsker man for en given Tværsnitsbredde at reducere Højden til en lidt mindre Værdi end den, der findes af Ligning (7.32.34), kan dette gøres ved Anvendelse af Trykarmring. Dette er i Reglen ret ukononomisk, med mindre det drejer sig om en Armering, som alligevel forefindes, og som er passende fastholdt. Armering, der tages i Regning som Trykarmring, skal som tidligere nævnt fastholdes af Bøjler, hvis Afstand højst maa være tolv Gange Trykstængernes Diameter, og som bukkes en passende Vinkel om Trykstængerne.

7.32.1221 Dimensionering

Tryk- og Trækarmring ønskes bestemt, idet følgende Størrelser antages givne:

$$b, h_t, \sigma_b^*, \eta \text{ og } M \text{ samt}$$

Armeringens nominelle Arbejdslinie.

Man kan da gaa frem paa følgende Maade:

Først beregnes som angivet i Afsnit 7.32.1214 det Moment, som kan optages uden Trykarmring, og dette trækkes fra det Moment, der skal dimensioneres for. Differencen ΔM skal ydes af Trykarmringen og af en supplerende Trækarmring. Trykarmringens Spænding σ_a' svarende til $\epsilon_a' = 2\text{‰}$ afledes af den nominelle Arbejdslinie. Afstanden d' fra Trykarmringens Tyngdepunkt til Tværnittets Overkant skønnes, og h' (se Fig. 7.32.11) beregnes af

$$h' = h - d' \quad (7.32.56)$$

Det nødvendige Tværsnitsareal af Trykarmringen er da:

$$A' = \frac{\Delta M}{h' \sigma_a'} \quad (7.32.57)$$

Ligevægt i Tværsnitsnormalens Retning kræver, at Trækarmringens arealet øges med

$$\Delta A = A' \frac{\sigma_a'}{\sigma_a} = \frac{\Delta M}{h' \sigma_a} \quad (7.32.58)$$

Passende Armeringer med Tværsnitsarealer mindst lig med A' og A vælges, og det undersøges, om Værdierne af d og d' er skønnet tilstrækkeligt nøjagtigt.

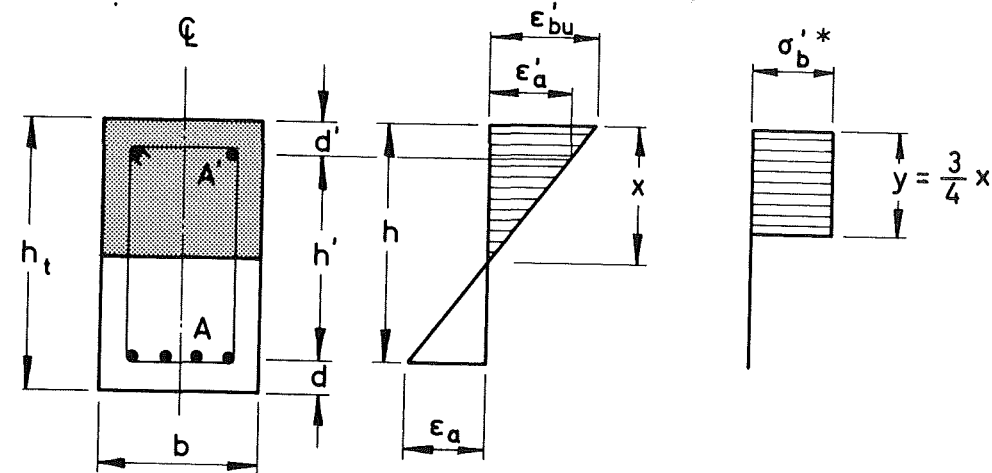


Fig. 7.32.11

Man beregner ϵ_a' af Udtrykket (se Fig. 7.32.11):

$$\epsilon_a' = \epsilon_{bu}' \frac{x - d'}{x} = \epsilon_{bu}' \frac{y - \frac{3}{4}d'}{y} \quad (7.32.59)$$

Hvis ϵ_a' er mindre end 2‰, korrigeres tilsvarende.

Taleksempel Nr. 7.32.9

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h_t = 82 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = 100 \text{ kp/cm}^2$$

$$\eta = 0,75$$

$$M = 100 \text{ Mpm}$$

I Henhold til Taleksempel Nr. 7.32.8 kan Tværsnittet uden Trykarmering optage et Moment paa 92 Mpm, d. v. s.

$$\Delta M = 100 - 92 = 8 \text{ Mpm}$$

Fra Taleksempel Nr. 7.32.8 kendes tillige følgende Værdier:

$$h = 74 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = 3680 \text{ kp/cm}^2 \quad (\text{Tentor 56})$$

$$\frac{y}{h} = 0,5$$

$$A = 45,3 \text{ cm}^2$$

hvoraf:

$$y = 0,5 \cdot 74 = 37 \text{ cm}$$

Skønnes $d' = 4 \text{ cm}$, giver Ligning (7.32.56):

$$h' = 74 - 4 = 70 \text{ cm}$$

Anvendes Tentor 56 som Trykjern, giver Appendiks Nr. 1^x) for $\epsilon_a' = 2\text{‰}$:

$$\sigma_a' = 4100 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.32.57):

$$A' = \frac{800000}{70 \cdot 4100} = 2,8 \text{ cm}^2$$

Ligning (7.32.58):

$$\Delta A = \frac{800000}{70 \cdot 3680} = 3,1 \text{ cm}^2$$

Nødvendigt Areal af Trækarmoring ialt:

$$A = 45,3 + 3,1 = 48,4 \text{ cm}^2$$

Der anvendes som Trykarmering 2T16 og som Trækarmoring 10T25. Trykarmeringen kan placeres med sit Tyngdepunkt 4 cm fra

^x) Se Fodnote til Taleksempel 7.32.1

Overkanten og Trækarmoringen som i Taleksempel 7.32.8.

Værdierne af d og d' er saaledes skønnet tilstrækkeligt nøjagtigt.

Ligning (7.32.59):

$$\epsilon_a' = 3,5 \frac{37 - \frac{3}{4} \cdot 4}{37} = 3,2\text{‰} > 2\text{‰}$$

Trykstængerne maa fastholdes af Bøjler, hvis Afstand højst er $12 \cdot 1,6 = 19,2 \text{ cm}$. Bøjleafstanden vælges til 18 cm. Ønskes større Bøjleafstand, kan Trykstængerens Dimension øges.

7.32.1222 Beregning af Brudmoment for givet Tværsnit

Drejer det sig om at beregne det nominelle Brudmoment ved ren Bøjning for et givet rektangulært Betontværsnit med given Træk- og Trykarmring, kan nedenstaaende Fremgangsmaade benyttes.

Ligevægt i Retning af Tværsnitsnormalen kræver (jfr. Fig. 7.32.11):

$$A\sigma_a = by\sigma_b^* + A'\sigma_a' \quad (7.32.60)$$

Momentligevægt om Trækarmring kræver

$$M = by\left(h - \frac{y}{2}\right)\sigma_b^* + A'\sigma_a'h' \quad (7.32.61)$$

Den plane ϵ -Fordeling kræver

$$\frac{\epsilon_{bu}'}{\epsilon_a + \epsilon_{bu}'} = \frac{x}{h} = \frac{4}{3} \frac{y}{h} \quad (7.32.62)$$

Ved Elimination af y mellem Ligning (7.32.60) og (7.32.62):

$$\sigma_a = \frac{\frac{3}{4} \frac{bh}{A} \sigma_b^* \epsilon_{bu}' + A' \sigma_a'}{\epsilon_a + \epsilon_{bu}'} \quad (7.32.63)$$

Antages σ_a' at svare til $\epsilon_a' = 2 \text{ ‰}$, optræder i Ligning (7.32.63) af ubekendte Størrelser kun σ_a og ϵ_a . Beregnes σ_a svarende til en skønnet Værdi af ϵ_a , og sammenlignes denne med den tilsvarende afledt af Armeringens nominelle Arbejdslinie, haves en Mulighed for at korrigere den skønnede ϵ_a -Værdi, indtil tilstrækkelig Overensstemmelse opnaas. Herefter kan $\frac{y}{h}$ beregnes af Ligning (7.32.62), saa y kan bestemmes, hvorefter M beregnes af Ligning (7.32.61). Til sidst beregnes ϵ_a' af Ligning (7.32.59), og hvis $\epsilon_a' < 2 \text{ ‰}$, korrigeres tilsvarende.

Beregningen af Brudmomentet for et givet Tværsnit forenkles væsentligt, naar der ses bort fra Trykarmringen. Hvis en tilnærmet Beregning, som er lidt paa den sikre Side, er tilstrækkelig, kan man i visse Tilfælde forenkles Beregningsarbejdet, idet Trykarmringen ikke medfører nogen væsentlig Øgning af Brudmomenter, naar Betontrykzonens Bæreevne ikke er fuldt udnyttet, d.v.s. naar Trækarmringens Tværsnitsareal er mindre end den Værdi, som bestemmes af Ligning (7.32.55).

Hvis det kun drejer sig om at paavise, at Brudmomentet er større end en vis Værdi, kan man i visse Tilfælde klare sig med at eftervise, at dette er Tilfældet, selv om man ser bort fra Trykarmringen. Man behøver i saa Fald blot at gennemføre en Beregning som beskrevet i Afsnit 7.32.1212.

Taleksempel Nr. 7.32.10

$$\begin{aligned} b &= 45 \text{ cm} \\ h &= 74 \text{ cm} \\ d' &= 4 \text{ cm} \\ h' &= 70 \text{ cm} \\ \sigma_b^* &= 100 \text{ kp/cm}^2 \\ A &= 49,09 \text{ cm}^2 \quad (10 \text{ T } 25) \\ A' &= 4,02 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ T } 16) \end{aligned}$$

For $\epsilon_a' = 2 \text{ ‰}$ giver Appendiks Nr. 1^x:

$$\sigma_a' = 4100 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.32.63):

$$\sigma_a = \frac{\frac{3}{4} \cdot \frac{45 \cdot 74}{49,09} \cdot 100 \cdot 3,5}{\epsilon_a + 3,5} + \frac{4,02}{49,09} 4100$$

$$\sigma_a = \frac{17800}{\epsilon_a + 3,5} + 336$$

hvari σ_a og ϵ_a skal indsættes i henholdsvis kp/cm^2 og Promille.

ϵ_a (‰)	σ_a (kp/cm ²)	
	Beregnet	I Henhold til Arbejdslinie
2	3580	4100
1,8	3690	3780
1,77	3710	3720

Ligning (7.32.62):

$$\frac{y}{h} = \frac{3}{4} \frac{3,50}{1,77 + 3,50} = 0,498$$

$$y = 0,498 \cdot 74 = 36,9 \text{ cm}$$

Ligning (7.32.61):

$$\begin{aligned} M &= 45 \cdot 36,9 \left(74 - \frac{1}{2} \cdot 36,9\right) \cdot 100 + 4,02 \cdot 4100 \cdot 70 = \\ &= 104 \cdot 10^5 \text{ kp cm} = 104 \text{ Mprn} \end{aligned}$$

^x) se Fodnote til Taleksempel 7.32.1

Ligning (7.32.59):

$$\epsilon'_a = 3,5 \frac{36,9 - \frac{3}{4} \cdot 4}{36,9} = 3,2 \text{ ‰} > 2 \text{ ‰}$$

7.33 EFFEKTIV TRYKFLANGE BREDDE

En meget rationel og ofte anvendt Konstruktionsform i Jernbeton er Kombination af Plade og Bjælke. Den finder blandt andet udstrakt Anvendelse i Dækkonstruktioner i baade Bro- og Husbygning. I Fig. 7.33.1 er vist et Snit vinkelret paa Bjælkerne i en saadan Konstruktion.

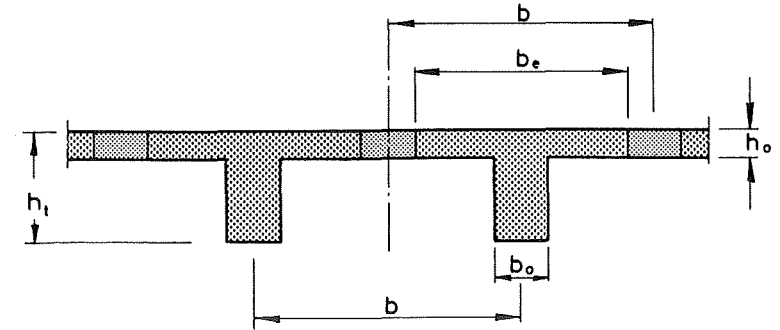


Fig. 7.33.1

Pladen spænder fra Bjælke til Bjælke. Hvis Konstruktionen støbes paa Stedet, føres Bjælkens Bøjler og eventuelle opbøjede Armeringsstænger op i Pladen, og Bjælker og Plade støbes ofte uden Støbeskel, saa at der opstaar en monolitisk Konstruktion, som betegnes et Ribbedæk, idet man refererer til de Dele af Konstruktionen, som ligger under Pladen, som Ribber eller Bjælkekroppe.

Naar Dækket belastes, vil Bjælkerne paavirkes til Bøjning, og paa Grund af deres monolitiske Forbindelse med Pladen vil denne i nogen Grad fungere som Trykflange for Bjælkerne. Man opnaar ved denne Konstruktionsform, at Pladen udnyttes - ikke alene som Plade, d. v. s. til at overføre Dækkets Belastning til Bjælkerne, hvorved

Pladen paavirkes til Bøjning - men ogsaa som en Forstærkning af Bjælkernes Trykzone. Dette er medvirkende til at Konstruktionen er økonomisk.

De Betontrykspændinger i Pladen, som hidrører fra dens Funktion som henholdsvis Plade og Trykflange, optræder i Snit, der staar vinkelret paa hinanden. De har derfor ingen Tendens til at samvirke til Fremkaldelse af Brud. Hvis Pladetykkelsen h_0 er stor i Forhold til Bjælkeafstanden l , og hvis denne er lille i Forhold til Bjælkernes Spændvidde l , vil hele det i Fig. 7.33.1 viste Tværsnit kunne regnes effektivt til Optagelse af Bjælkernes Bøjningsmoment, bortset fra at Trækzonen - som tidligere - antages revnet. Er Pladetykkelsen derimod lille i Forhold til Bjælkeafstanden eller denne stor i Forhold til Bjælkernes Spændvidde, vil Betontrykspændingerne i Pladen være mindre midt mellem Bjælkerne end over Bjælkerne. Dette skyldes, at Deformationer hidrørende fra Forskydningspændingerne i de lodrette Snit i Pladen i saa Fald bliver dominerende.

Da en korrekt Beregning er kompliceret, nøjes man almindeligvis med at regne med en effektiv Trykflangebredde b_e , som medregnes fuldt til Bjælketværsnittet.

CEB har i [64-1] angivet Tabeller for Beregning af b_e for forskellige Værdier af Forholdene mellem Dimensionerne l , b , b_0 , h_t og h_0 (se Fig. 7.33.1).

DS 411 foreskriver, at den Bredde af Pladen, som regnes fuldt effektiv til hver Side maalt fra Kanten af Kroppen, højst maa regnes lig med den mindste af følgende tre Værdier:

- 1: Halvdelen af Afstanden fra Maksimalmomentpunktet til nærmeste Momentnul punkt.
- 2: Otte Gange Pladens Middelttykkelse inden for den medregnede Bredde.
- 3: Afstanden til Grænsen for Nabobjælkens Trykflange.

Medens den første Regel forekommer rimelig og den sidste selvfølgelig, er det muligt, at den anden i de kommende Normer vil blive ændret fra otte til fire Gange Pladens Middelttykkelse.

Den bærende Konstruktion, som udgøres af en Bjælkekrop og dens Trykflanger, betegnes en T-Bjælke. Samme Betegnelse anvendes for Bjælker med rektangulær Krop og Trykflanger, selv om disse ikke ind-

gaar i en Dækkonstruktion. I saa Fald bør den effektive Flangebredde heller ikke regnes større end angivet ovenfor, idet dog den sidste Betingelse i DS 411 ikke er relevant for denne Type Bjælker.

7.34 T-BJÆLKER, BRUDSTADIE-BEREGNING

I Fig. 7.34.1 er vist et Normalsnit i en T-Bjælke. Den totale Bredde af Trykflangen er her betegnet b . Hvis den effektive Trykflangebredde b_e er mindre end den faktiske Bredde skal regnes $b = b_e$.

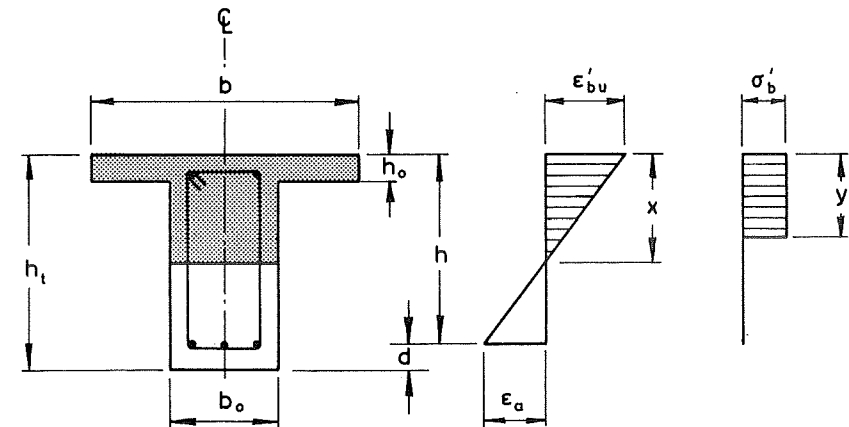


Fig. 7.34.1

Forudsætningen om at plane Normalsnit forbliver plane svarer til at

$$\frac{\epsilon'_{bu}}{\epsilon_a} = \frac{x}{h - x} \quad (7.34.1)$$

I Henhold til CEB [64-1] antages

$$y = \frac{3}{4}x \quad (7.34.2)$$

Ligning (7.34.1) og (7.34.2):

$$\epsilon_a = \left(\frac{0,75}{y/h} - 1 \right) \epsilon_{bu}^i \quad (7.34.3)$$

Antages T-Bjælken paavirket til ren Bøjning, er Resultanten N_a af Træk-Spændingerne i Armeringen og Resultanten N_b af Betontrykspændingerne lige store.

Betegnes Tværsnitsarealet af Trækarmingen A, er

$$N_a = A\sigma_a \quad (7.34.4)$$

Hvis $y \leq h_0$, vil T-Bjælken virke paa samme Maade som en rektangulær Bjælke med Bredden b, idet det i begge Tilfælde alene er den øverste Del - med Højden y - af Betontværsnittet, der er virksomt.

I saa Fald er

$$N_b = \sigma_b^i b y = N_a = A\sigma_a \quad (7.34.5)$$

For Grænsetilfældet $y = h_0$ kan ϵ_a beregnes af Ligning (7.34.3), hvis h er kendt. Den tilsvarende Værdi af σ_a kan da aflæses af Armeringens nominelle Arbejdslinie, idet ϵ_a som tidligere nævnt højst regnes lig med 10‰, hvorefter den tilsvarende Værdi A_1 af A kan beregnes af Ligning (7.34.5), hvis b er kendt:

$$A_1 = \frac{\sigma_b^i b h_0}{\sigma_a} \quad (7.34.6)$$

For $y > h_0$ er ved ren Bøjning

$$N_b = \sigma_b^i [(b - b_0)h_0 + b_0 y] = A\sigma_a \quad (7.34.7)$$

Ved Elimination af y mellem Ligning (7.34.3) og (7.34.7):

$$\sigma_a = \frac{\sigma_b^i}{A} \left[h_0(b - b_0) + \frac{0,75 b_0 h \epsilon_{bu}^i}{\epsilon_a + \epsilon_{bu}^i} \right] \quad (7.34.8)$$

Er ϵ_a og ϵ_{bu}^i kendt, kan y beregnes af Ligning (7.34.3):

$$y = \frac{0,75 h \epsilon_{bu}^i}{\epsilon_a + \epsilon_{bu}^i} \quad (7.34.9)$$

For $y > h_0$ er Betontrykspændingernes Moment om Trækarmingen:

$$M = \sigma_b^i [b h_0 (h - \frac{1}{2}h_0) + b_0 (y - h_0)(h - \frac{1}{2}h_0 - \frac{1}{2}y)] \quad (7.34.10)$$

Som nævnt i Afsnit 7.32.2 foreskriver CEB dog, at det Moment maksimalt regnes at kunne antage Værdien:

$$M_{\max} = \eta \sigma_b^i [b h_0 (h - \frac{1}{2}h_0) + \frac{1}{2}b_0 (h - h_0)^2] \quad (7.34.11)$$

7.34.1 BEREGNING AF BRUDMOMENT FOR GIVET TVÆRSNIT

Drejer det sig om for et givet T-Profil med given Armering at beregne det nominelle Brudmoment svarende til ren Bøjning, kan man først beregne ϵ_a af Ligning (7.34.3) for $y = h_0$, bestemme σ_a af den nominelle Arbejdslinie og A_1 af Ligning (7.34.6). Er den faktiske Armering A mindre end A_1 , vil y være mindre end h_0 , og Beregningen kan da gennemføres som beskrevet i Afsnit 7.32.1212 for rektangulært Tværnsnit.

Hvis A er større end A_1 , vil y være større end h_0 . Man kan da i Ligning (7.34.8) indsætte alle de kendte Størrelser. Herved faar man et simpelt Udtryk for σ_a som Funktion alene af ϵ_a . Den tilsvarende Kurves Skæringspunkt med den nominelle Arbejdslinie bestemmer da ϵ_a og σ_a . Det søgte Skæringspunkt bestemmes let ved at beregne nogle faa Værdier af σ_a svarende til valgte Værdier af ϵ_a , idet man ved Valg af ϵ_a -Værdierne stræber efter at ramme nær det søgte Skæringspunkt.

Herefter kan y beregnes af Ligning (7.34.9), M af Ligning (7.34.10) og M_{\max} af Ligning (7.34.11). Den mindste af Værdierne M og M_{\max} angiver det nominelle Brudmoment.

Taleksempel Nr. 7.34.1

$$\begin{aligned} b &= 125 \text{ cm} \\ h &= 92 \text{ cm} \\ h_o &= 10 \text{ cm} \\ b_o &= 45 \text{ cm} \\ \sigma_{bk} &< 200 \text{ kp/cm}^2 \\ \sigma_b^* &= 100 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

Armering 10 T 25 (Tentor 56)

For $y = h_o$ giver Ligning (7.34.3):

$$\epsilon_a = \left(\frac{0,75 \cdot 92}{10} - 1 \right) 3,5 = 20,7 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_a = 5160 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.34.6):

$$A_1 = \frac{100 \cdot 125 \cdot 10}{5160} = 24,2 \text{ cm}^2 < A = 49,09 \text{ cm}^2$$

Ligning (7.34.8):

$$\sigma_a = \frac{100}{49,09} \left[10(125 - 45) + \frac{0,75 \cdot 92 \cdot 0,0035}{\epsilon_a + 0,0035} \right]$$

$$\sigma_a = 1630 + \frac{22,15}{\epsilon_a + 0,0035}$$

ϵ_a (‰)	σ_a (kp/cm ²)	
	Skønnet	I Henhold til Arbejdslinie
3	5060	4670
4	4600	4880
3,5	4790	4800 \approx 4790

Ligning (7.34.9):

$$y = \frac{0,75 \cdot 92 \cdot 3,5}{3,5 + 3,5} = 34,5 \text{ cm}$$

Ligning (7.34.10):

$$\begin{aligned} M &= 100 [125 \cdot 10 (92 - \frac{1}{2} \cdot 10) + 45 (34,5 - 10) (92 - \frac{1}{2} \cdot 10 - \frac{1}{2} \cdot 34,5)] = \\ &= 186 \cdot 10^5 \text{ kp cm} = 186 \text{ Mpm} \end{aligned}$$

Ligning (7.34.11):

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0,75 \cdot 100 [125 \cdot 10 (92 - \frac{1}{2} \cdot 10) + \frac{1}{2} \cdot 45 (92 - 10)^2] = \\ &= 195 \cdot 10^5 \text{ kp cm} > M \end{aligned}$$

Det nominelle Brudmoment er derfor 186 Mpm

Taleksempel Nr. 7.34.2

$$\begin{aligned} b &= 125 \text{ cm} \\ h &= 96 \text{ cm} \\ h_o &= 10 \text{ cm} \\ b_o &= 45 \text{ cm} \\ \sigma_{bk}^1 &< 200 \text{ kp/cm}^2 \\ \sigma_b^* &= 100 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

Armering 6 T 20 (Tentor 56)

For $y = h_o$ giver Ligning (7.34.3):

$$\epsilon_a > 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_a = 5160 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.34.6):

$$A_1 = 24,2 \text{ cm}^2 > A = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\frac{bh\sigma_b^*}{A} = \frac{125 \cdot 96 \cdot 100}{18,84} = 63700 \text{ kp/cm}^2 = \frac{\sigma_a (1 - \frac{1}{2} \frac{y}{h})}{\mu}$$

I Henhold til Appendiks 2 svarer dette til

$$\sigma_a (1 - \frac{1}{2} \frac{y}{h}) = 4940 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.32.42):

$$M = 18,84 \cdot 96 \cdot 4940 = 89 \cdot 10^5 \text{ kp cm} = 89 \text{ Mpm}$$

7.34.2 Dimensionering

I det generelle Tilfælde foreligger der saa mange ubekendte Størrelser, at man maa vælge Værdien af nogle af dem og bestemme de resterende. I de fleste Tilfælde drejer det sig om at dimensionere en Bjælke i et Ribbedæk.

T-Bjælkens Trykflange vil i disse Tilfælde oftest være saa rigelig, at dens Styrke ikke kan udnyttes, d.v.s. at man heller ikke har økonomisk Fordel af at udnytte den øverste Del af Bjælkekroppen som Trykzone. Dette hænger desuden sammen med, at Bjælkenøjden bør vælges saa stor, at man undgaar for store Deformationer (Nedbøjninger). Hvis dette Stivhedshensyn ikke er afgørende, og Bjælkekroppen ikke udnyttes som Trykzone, er den minimale Totalhøjde (jfr. Fig. 7.34.1):

$$\text{Min } h_t = \frac{M}{b h_o \sigma_b^*} + \frac{1}{2} h_o + d \quad (7.34.12)$$

hvor d kan skønnes. Vælges en Værdi af h_t , som tilfredsstiller Ligning (7.34.12), kræves en Armering

$$A \approx \frac{M}{(h_t - \frac{1}{2} h_o - d) \sigma_a} \quad (7.34.13)$$

hvor Værdien af σ_a kan skønnes. Naar alle Dimensioner saaledes er fastlagt, kan det kontrolleres, om Brudmomentet er tilstrækkeligt.

Taleksempel Nr. 7.34.3

$$\begin{aligned} b &= 125 \text{ cm} \\ h_o &= 10 \text{ cm} \\ M &= 85 \text{ Mpm} \\ \sigma_b^* &= 100 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

Armering: Tentor 56

Skønnes $d = 4$ cm giver Ligning (7.34.12):

$$\text{Min } h_t = \frac{85 \cdot 10^5}{125 \cdot 10 \cdot 100} + \frac{1}{2} \cdot 10 + 4 = 77 \text{ cm}$$

Vælges $h_t = 90$ cm, og skønnes $\sigma_a = 5160$ kp/cm², giver Ligning (7.34.13):

$$A = \frac{85 \cdot 10^5}{(90 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 4) 5160} = 20,3 \text{ cm}^2$$

Anvendes som Trækarmring 7 T 20 ($A = 21,99 \text{ cm}^2$), kan disse, hvis $b_o \geq 44$ cm, placeres i ét lag med Tyngdepunktet 4 cm over Underkant, hvilket svarer til $h = 90 - 4 = 86$ cm.

Da y er antaget mindre end h_o , giver Ligning (7.34.3):

$$\epsilon_a > 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_a = 5160 \text{ kp/cm}^2$$

$$\frac{b h \sigma_b^*}{A} = \frac{125 \cdot 86 \cdot 100}{21,99} = 48900 \text{ kp/cm}^2$$

I Henhold til Appendiks 2 svarer dette til

$$\sigma_a \left(1 - \frac{1}{2} \frac{y}{h}\right) = 4850 \text{ kp/cm}^2$$

Ligning (7.32.42):

$$\begin{aligned} M &= 21,99 \cdot 86 \cdot 4850 = 91,7 \cdot 10^5 \text{ kp cm} = \\ &91,7 \text{ Mpm} > 85 \text{ Mpm} \end{aligned}$$

7.34.3 Overgang mellem normaltarmet og underarmet Tværsnit

Betonen kan antages at revne, naar

$$\frac{M}{I}(h_t - v') = \sigma_{br} \quad (7.34.14)$$

idet I betegner Betontværsnittets Inertimoment om dets vandrette Tyngdepunktsakse (vinkelret paa Symmetriaksen) og v' betegner denne Tyngdepunktsakses Afstand fra Oversiden. Betontværsnittets Areal B og statiske Moment om Overkanten er

$$B = b_o h_t + (b - b_o)h_o \quad (7.34.15)$$

$$S = \frac{1}{2} b_o h_t^2 + \frac{1}{2}(b - b_o)h_o^2 \quad (7.34.16)$$

Heraf beregnes

$$v' = \frac{S}{B} \quad (7.34.17)$$

og

$$I = \frac{1}{3} b_o h_t^3 + \frac{1}{3}(b - b_o)h_o^3 - \frac{S^2}{B} \quad (7.34.18)$$

Skal Armeringen kunne optage det Moment, som fremkalder Revner, kræves

$$A \geq \frac{I \sigma_{br}}{(h_t - v')(h - y/2) \sigma_a} \quad (7.34.19)$$

Taleksempel Nr. 7.34.4

$$b_o = 45 \text{ cm}$$

$$b = 125 \text{ cm}$$

$$h_t = 90 \text{ cm}$$

$$h_o = 10 \text{ cm}$$

$$h = 86 \text{ cm}$$

$$\sigma_{br} = 45 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_a = 5160 \text{ kp/cm}^2$$

$$b - b_o = 125 - 45 = 80 \text{ cm}$$

Ligning (7.34.15):

$$B = 45 \cdot 90 + 80 \cdot 10 = 4850 \text{ cm}^2$$

Ligning (7.34.16):

$$S = \frac{1}{2} \cdot 45 \cdot 90^2 + \frac{1}{2} \cdot 80 \cdot 10^2 = 186000 \text{ cm}^3$$

Ligning (7.34.17):

$$v' = \frac{186000}{4850} = 38,3 \text{ cm}$$

Ligning (7.34.18):

$$I = \frac{1}{3} \cdot 45 \cdot 90^3 + \frac{1}{3} \cdot 80 \cdot 10^3 - \frac{1,86^2 \cdot 10^{10}}{4850} = 3,85 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Regnes $\frac{1}{2}y = \text{ca. } \frac{1}{2}h_o = 5 \text{ cm}$, giver Ligning (7.34.19):

$$A = \frac{3,85 \cdot 10^6 \cdot 45}{(90 - 38,3)(86 - 5) \cdot 5160} = 8 \text{ cm}^2$$

7.4 FORSKYDNING

7.41 DET UREVNEDE STADIUM

Som nævnt i Afsnit 7.31 er den statiske Virkemaade af Bjælker med meget lille Forhold mellem Spændvidde (l) og Højde (h_t) væsensforskellig fra, hvad der gælder for Bjælker med større Forhold mellem l og h_t (Skiver). I det følgende forudsættes, at l er større end $2h_t$. Desuden forudsættes indtil videre, at Bjælken har konstant Højde.

Paavirkes en Betonbjælke af Bøjningsmomenter M og Forskydningskræfter T , opstaar - i det urevne Stadium - i Bjælkens Normalsnit Normal- og Forskydningssspændinger σ_b og τ_b i Betonen. Betragtes for Eksempel en prismatisk Bjælke med rektangulært Tværsnit (Fig. 7.41.1) symmetrisk om det lodrette Plan gennem Bjælkens Tyngdepunktsakse og paavirket af en Belastning, der er symmetrisk om dette Plan, og forudsættes Betonen lineærelastisk, bliver

$$\sigma_b = \frac{M}{I_x} y \quad (7.41.1)$$

$$\tau_b = \frac{TS_x^P}{I_x b} \quad (7.41.2)$$

hvor I_x betegner Tværsnittets Inertimoment om dets vandrette Tyngdepunktsakse, y betegner Afstanden fra denne Akse regnet positiv nedad, Momentet M regnes positivt, naar det fremkalder Tryk i Bjælkens Overside, b betegner Bjælkebredden, og S_x^P betegner det statiske Moment om x -Aksen af den Del af Tværsnittet, der ligger under en vandret Linie gennem det betragtede Punkt.

Saa længe Betonen ikke er revnet, har Armeringen ikke nogen væsentlig Indflydelse paa Spændingerne i Betonen. Indtil videre kan der derfor ses bort fra Armeringen.

I de vandrette Snit optræder ligeledes Forskydningssspændinger parallelt med Bjælkeaksen. Deres Størrelse er ogsaa givet ved Ligning (7.41.2). I disse Snit er Normalspændingerne almindeligvis saa smaa, at de kan negligeres, med mindre Bjælken forspændes i lodret Retning. Dog vil der lokalt optræde væsentlige Normalspændinger i vandrette Snit i Omraader omkring de Steder,

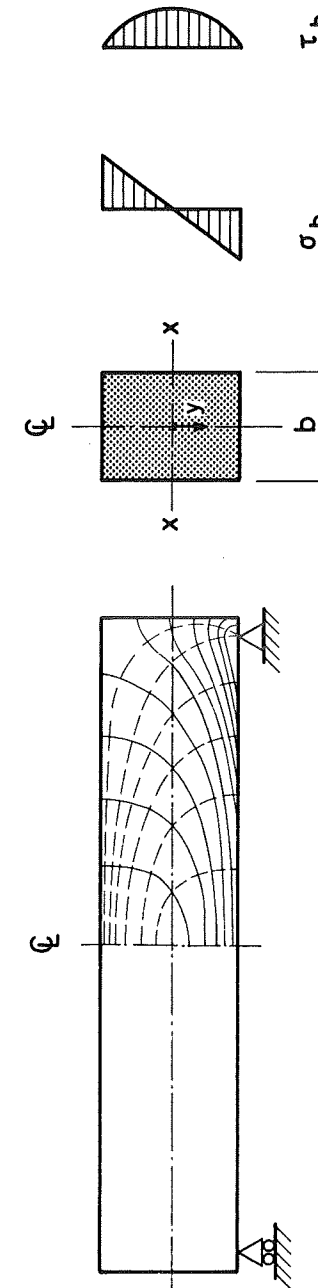


Fig. 7.41.1

hvor Bjælken paavirkes af koncentrerede Belastninger, Reaktio-
ner etc.

Fordelingen af σ_b og τ_b over et Normalsnit er antydnet i
Fig. 7.41.1.

Betonen er tilbøjelig til at revne i de Snit, hvor de stør-
ste Hovedtrækspændinger forekommer.

For en Spændingstilstand med Normalspændingerne σ_x og
 σ_y i to paa hinanden vinkelrette Snit, i hvilke den fælles Forskyd-
ningspænding er τ , er Hovedspændingerne

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (7.41.3)$$

Betegner φ Vinklen mellem Hovedsnittene og Snittene med
Normalspændingerne σ_x og σ_y , er

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (7.41.4)$$

Indføres

$$\sigma_x = \sigma_b \quad (7.41.5)$$

$$\sigma_y = 0 \quad (7.41.6)$$

$$\tau = \tau_b \quad (7.41.7)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{b1} \quad (7.41.8)$$

$$\sigma_2 = -\sigma_{b2} \quad (7.41.9)$$

i Ligning (7.41.3) og (7.41.4), faas

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{b1} \\ \sigma_{b2} \end{array} \right\} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{2}\right)^2 + \tau_b^2} \pm \frac{\sigma_b}{2} \quad (7.41.10)$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\tau_b}{\sigma_b} \quad (7.41.11)$$

Ved Hjælp af Ligning (7.41.1), (7.41.2), (7.41.11) og
(7.41.10) kan man i ethvert Punkt af en Bjælke beregne Hoved-
snittenes Retninger og Hovedspændingerne og optegne Spændings-
trajektorierne, d.v.s. to Kurveskarer, som overalt følger Hoved-
snittenes Retninger. Et Eksempel er skitseret i Fig. 7.41.1. De
optrukne Kurver er Træktrajektorierne, som staar vinkelret paa

de Snit, hvor Hovedtrækspændingerne optræder. De punkterede
Kurver er tilsvarende Tryktrajektorierne.

7.42 REVNE-DANNELSE

Naar Bjælkens Belastning øges, vil Betontrækspændingen
naa op til Betonens Trækstyrke i et eller andet Snit i Bjælken.
Hvis Bøjningsmomentet er dominerende, indtræffer dette først
i et Normalsnit nær Maksimalmomentpunktet, hvilket resulterer
i en Revne udgaaende fra den Kant af Tværsnittet, som ligger
i Træksiden.

Er Bjælken uarmeret, vil denne Revne straks forplante
sig over Tværsnittet, og Bjælken brydes.

Hvis Bjælken derimod er forsynet med rigelig Trækarme-
ring til at hindre dette, vil Belastningen kunne øges yderligere.

Selv om Revnedannelsen principielt medfører en væsentlig
Ændring af Spændingstrajektorierne, giver det i Fig. 7.41.1 skitse-
rede Forløb af disse et vist Begreb om, hvordan Revnedannelsen
udvikler sig. Efter den første Revne vil der som Regel danne
sig flere lignende Revner paa begge Sider af denne. Disse Rev-
ner begynder ved Undersiden (Træksiden), hvor de staar omtrent
vinkelret paa denne. Efterhaanden som de forplanter sig opad i
Bjælken, kan de have en Tendens til at afbøjes ind mod Maksi-
malmomentpunktet. Denne Tendens kan øges med stigende Af-
stand fra Maksimalmomentpunktet. Dette svarer tilnærmelsesvis
til Forløbet af Tryktrajektorierne, d.v.s. Revnerne følger til-
nærmelsesvis de Snit, hvor Hovedtrækspændingerne optræder.

Ved Bjælkens Tyngdepunktsakse danner Hovedsnittene Vink-
ler paa 45° med denne, hvilket fremgaar af Ligning (7.41.4) og
(7.41.11). I Omraaderne nær Understøtningerne, hvor Momentet
er mindre dominerende end Forskydningskraften, kan der opstaa
Revner, som ikke udgaar fra Bjælkens Trækside, men derimod
indledes med en skraa Revne i Nærheden af Tyngdepunktslinien.
I de følgende Afsnit er givet en Redegørelse for Revnedannelsens
videre Forløb.

7.43 FORSKYDNINGSGARMERING

I Fig. 7.43.1 er vist en prismatisk Jernbetonbjælke, som antages simpelt understøttet i begge Ender og paavirket af en lodret, nedadrettet Belastning, som fremkalder Forskydningskræfter T og positive Momenter M .

Momenterne antages at være størst i Nærheden af Fagmidten, hvorfra de aftager til Nul ved begge Understøtninger. Naar Trækzonen er revnet, vil Trækraften N_a i Armeringen i Undersiden og den tilsvarende Resultant N_b af Betontrykspændingerne variere paa lignende Maade. For at dette kan lade sig gøre, maa der kunne overføres Forskydningskræfter i vandrette Snit i Bjælkekroppen.

Betegnes Afstanden mellem N_a og N_b (Momentarmen) z , er

$$N_a = N_b = \frac{M}{z} \quad (7.43.1)$$

Betegnes et Normalsnits Afstand fra venstre Understøtning x , skal der paa den infinitesimale Strækning dx overføres en Forskydningskraft i Bjælkekroppen, som i Henhold til Ligning (7.43.1) bliver

$$dN_a = dN_b = d\left(\frac{M}{z}\right) = \frac{T}{z} dx \quad (7.43.2)$$

idet z indtil videre antages konstant.

De tilsvarende formelle Forskydningspændinger

$$\tau_b = \frac{T}{z b_0} \quad (7.43.3)$$

hvor b_0 betegner Bjælkekroppens Bredde, modsvarer de Forskydningspændinger, som i Henhold til Ligning (7.41.2) optages af Betonen i det urevnede Stadium.

De mest kritiske Omraader i denne Forbindelse er Partiernes nær Understøtningerne. I Henhold til Ligning (7.41.4) og (7.41.2) kan man her negligere σ_b , medens τ_b antager sin maksimale Værdi. I Henhold til Ligning (7.41.10) faas i dette Tilfælde tilnærmelsesvis:

$$\sigma_{b1} = \tau_b \quad (7.43.4)$$

og denne Spænding optræder i Henhold til Ligning (7.41.11) i Snit under 45° med Tyngdepunktsaksen.

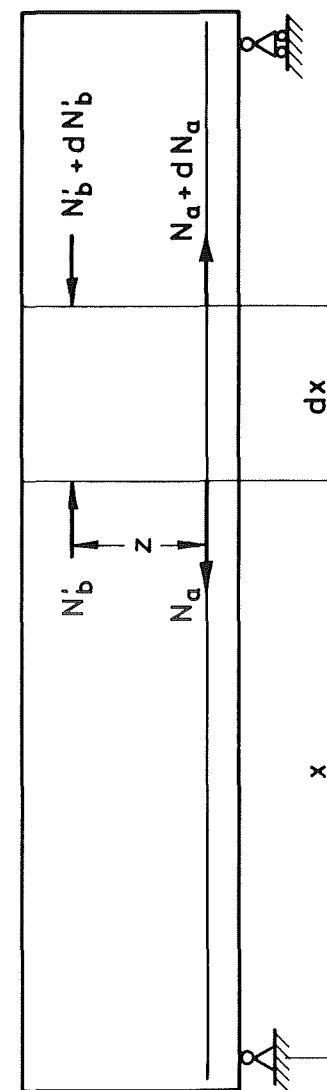


Fig. 7.43.1

Naar Bjælkens Belastning øges, saa at Revnedannelsen forplanter sig til Forskydningszonen, d.v.s. Bjælkekroppen, som forbinder Bjælkens Træk- og Trykzone, kan man derfor forestille sig denne opspaltet i Lameller under 45° med Bjælkeaksen.

Situationen er illustreret i Fig. 7.43.2, som svarer til Forholdene i et Parti af Bjælkekroppen i Nærheden af højre Bjælkeende.

Omraadet tænkes gennemkrydset af sækvidstante Armeringsstænger (Forskydningsarmeringen), som danner Vinklen α med Tyngdepunktsaksen, og hvis Afstand maalt langs Tyngdepunktsaksen betegnes t . For Vinklen α antages:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \quad (7.43.5)$$

idet dette dækker de i Praksis anvendte Værdier og tillige i Henhold til Forsøg svarer til det Interval af α , hvor Forskydningsarmeringen er mest effektiv.

Betonlamellerne antages at kunne overføre Tryk parallelt med Revnerne. Hver af de skraa Armeringsstænger antages at have Tværnsitsarealet A_t og den nominelle Trækspænding σ_t^* . Da der ikke skal overføres væsentlige Træk- og Trykkræfter gennem vandrette Snit i Bjælkekroppen, fremgaar det af Fig. 7.43.3, at der for hver skraa Armeringsstang - i Samvirken med Trykket i Betonlamellerne - kan overføres en vandret Forskydningskraft af Størrelsen $A_t \sigma_t^* (\cos \alpha + \sin \alpha)$.

Sammenholdes denne Kraft med den, som i Henhold til Ligning (7.43.2) skal overføres, faas:

$$A_t \sigma_t^* (\cos \alpha + \sin \alpha) = \frac{Tt}{z} \quad (7.43.6)$$

Indføres Betegnelsen

$$\omega_{to} = \frac{A_t}{b_o t \sin \alpha} \quad (7.43.7)$$

giver Ligning (7.43.7), (7.43.6) og (7.43.3):

$$\omega_{to} = \frac{\tau_b}{\sigma_t^* (\cos \alpha + \sin \alpha) \sin \alpha} \quad (7.43.8)$$

Af Fig. 7.43.2 og 7.43.3 ses, at Betontrykspændingen σ_b i Betonlamellerne er bestemt af

$$\sigma_b b_o t \frac{\sqrt{2}}{2} = \sqrt{2} A_t \sigma_t^* \sin \alpha \quad (7.43.9)$$

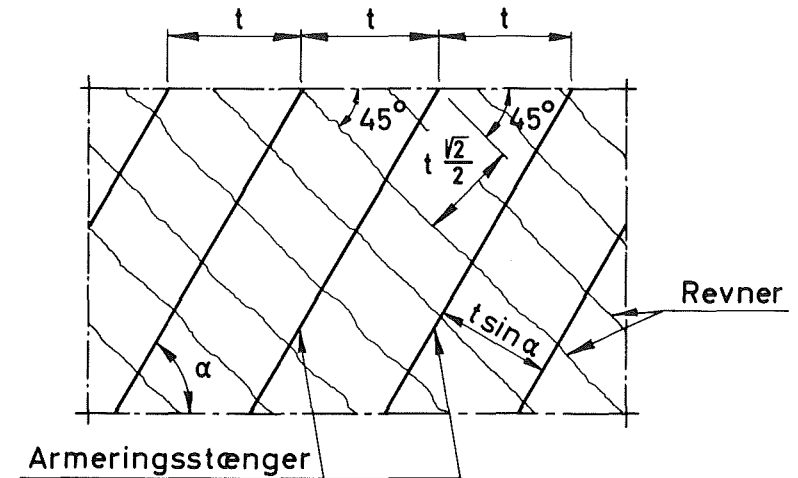


Fig. 7.43.2

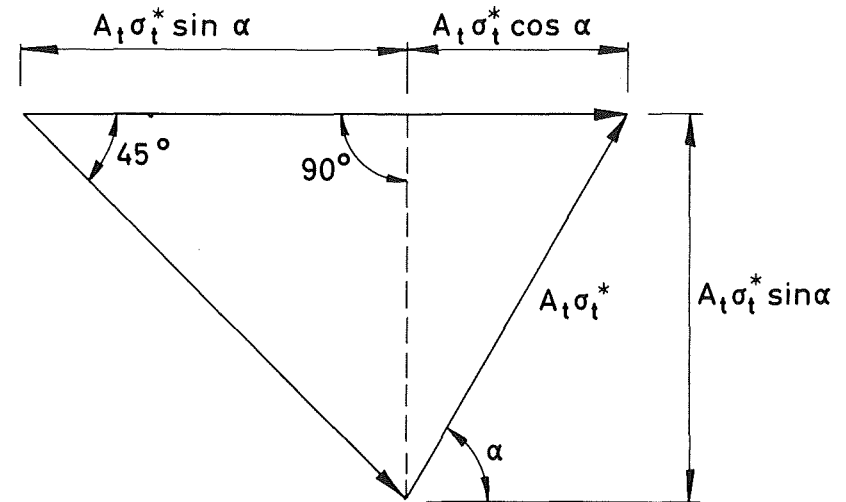


Fig. 7.43.3

Ligning (7.43.9), (7.43.7) og (7.43.8):

$$\sigma'_b = \frac{2 \tau_b \sin \alpha}{\cos \alpha + \sin \alpha} \quad (7.43.10)$$

For $\alpha = 90^\circ$:

$$\text{Ligning (7.43.8):} \quad \omega_{to} = \frac{\tau_b}{\sigma_t^*} \quad (7.43.11)$$

$$\text{Ligning (7.43.10):} \quad \sigma'_b = 2\tau_b \quad (7.43.12)$$

For $\alpha = 45^\circ$:

$$\text{Ligning (7.43.8):} \quad \omega_{to} = \frac{\tau_b}{\sigma_t^*} \quad (7.43.13)$$

$$\text{Ligning (7.43.10):} \quad \sigma'_b = \tau_b \quad (7.43.14)$$

Den ovenfor beskrevne statiske Virkemaade af Jernbetonbjælker paavirket til Forskydning kan stiliseret illustreres som vist i Fig. 7.43.4, hvor Bjælken er erstattet af en Gitterbjælke, hvis Underflange svarer til Trækarmeringen i Jernbetonbjælkens Underside, og hvis Overflange udgøres af Betøns Trykzone. De skraa Betonlameller fungerer som Tryk-Diagonaler og Forskydningsarmeringen som Træk-Diagonaler. Den beskrevne Teori betegnes derfor Gitter-Analogien. Denne klassiske Betragtning udvikledes af W. Ritter og E. Mörsch.

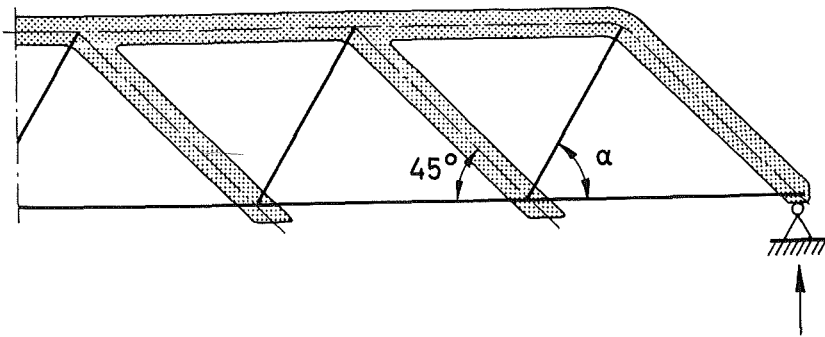


Fig. 7.43.4

Det fremgaar af Fig. 7.43.4, at Trækraften N_a i Trækarmeringen ikke kan antages at aftage proportionalt med Bøjningsmomentet i Bjælken. Eksempelvis vil N_a ikke kunne regnes at aftage mod Nul ved en simpel Understøtning. Dette Forhold er nærmere belyst i Afsnit 7.43.2.

Naar Betontværsnittet revner i Træksiden, ændres Fordeelingen af Forskydningspændingerne fra den i Fig. 7.41.1 viste. Bibeholdes Forudsætningen om, at Betonen er lineær-elastisk, kan man beregne en formel Fordeling af Forskydningspændingerne ved Hjælp af Ligning (7.41.2), idet man for S_x^P og I_x indfører Værdier svarende til revnet og transformeret Tværsnit, d.v.s. med Trækarmeringens Tværsnit multipliceret med n (jfr. Afsnit 7.31). Dette fører til den i Fig. 7.43.5 viste τ_b -Fordeling svarende til rektangulært Bjælkeprofil. Mellem Armeringen og Nullinien er den formelle Værdi af τ_b konstant. Over Nullinien er τ_b fordelt efter en Andengradsparabel, hvis Akse i Figuren er sammenfaldende med Nullinien.

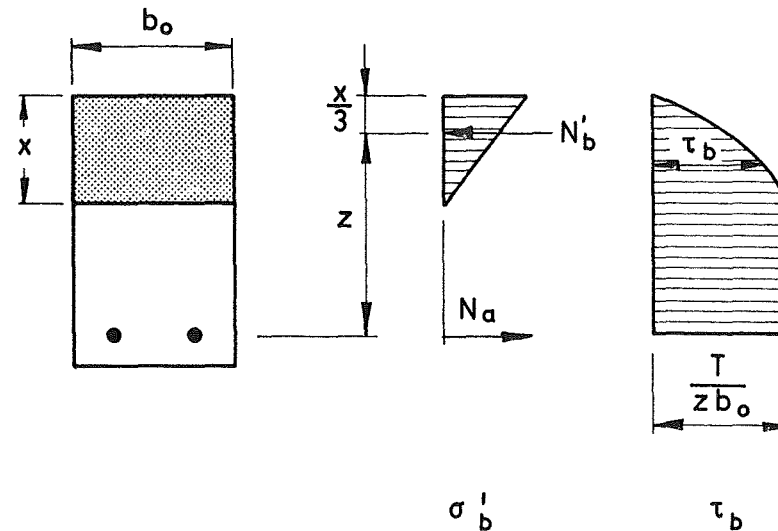


Fig. 7.43.5

Medens τ_b -Fordelingen i Trykzonen repræsenterer reelle Forskydningsspændinger her, maa den angivne Fordeling af τ_b under Nullinien kun opfattes formelt. Disse formelle Forskydningsspændinger svarer til, hvad der regningsmæssigt kræves af Forskydningskræfter i vandrette Snit i Forskydningszonen for at opfylde Ligevægtsbetingelserne under de givne Forudsætninger. Efter at Forskydningszonen er revnet, antages som ovenfor nævnt i Henhold til Gitter-Analogien, at de fornødne Forskydningskræfter i de vandrette Snit erstattes af skraa Tryk i Betonlamellerne og Træk i Forskydningsarmeringen.

De faktiske Forskydningsspændinger - under Gitter-Analogiens Forudsætninger - kan let beregnes, da Trykspændingerne i Betonlamellerne er givet ved Ligning (7.43.10). De faktiske Forskydningsspændinger afhænger saaledes af α , altsaa af Retningen af den anvendte Forskydningsarmering; men de er isøvrigt ikke af større praktisk Interesse, idet man ved Bedømmelsen af, om Tryklamellernes Styrke er tilstrækkelig, naturligt baserer Beregningen paa en direkte Sammenligning mellem de ved Ligning (7.43.10) givne Værdier af σ_b og f.Eks. Betonens Cylinder-Trykstyrke.

Ritter og Mörsch's Gitter-Analogi har i mange Aar dannet Grundlag for Dimensionering af Jernbeton for Forskydning, idet den dog har været knyttet - ikke til nominelle Belastninger og Brudspændinger - men til tilladelige Spændinger, og den anvendes i stor Udstrækning i Danmark i Dag ved Beregninger i Henhold til DS 411.

Da Forskydningszonen for smaa Værdier af τ_b kan antages urevnet og paa Grund af den i Afsnit 7.44 omtalte Bue-Virkning, kræver DS 411 ingen Forskydningsarmering, hvis τ_b ikke overskrider 10% af Betonens tilladelige Bøjningstrykspænding. Dog maa τ_b i dette Tilfælde heller ikke være større end 7,5 kp/cm². For større Værdier af τ_b kræver DS 411 Forskydningsarmering. Denne kan i Henhold til DS 411 dimensioneres i Overensstemmelse med de ovenfor anførte Principper, idet der dog anvendes tilladelige Spændinger i Stedet for nominelle. For store Værdier af τ_b kan der være Fare for, at Trykspændingerne σ_b i Betonlamellerne kan medføre, at disses Trykstyrke overskrides. Derfor foreskriver DS 411, at τ_b ikke maa overskride 30% af Betonens tilladelige Bøjningstrykspænding. Dog maa τ_b heller ikke være større end

22,5 kp/cm². Disse Grænseværdier gælder uafhængigt af Værdien af α , hvilket er i Strid med Ligning (7.43.10).

For større Værdier af τ_b end 10% af Betonens tilladelige Bøjningstrykspænding eller 7,5 kp/cm² antages Betonen saaledes ikke at medvirke til Optagelse af Forskydningskræfterne - bortset fra det Bidrag, der svarer til Trykket i de skraa Betonlameller. Saa snart τ_b overskrider en af de nævnte Grænser, skal der saaledes indlægges Forskydningsarmering svarende til hele Forskydningskraften. Man kan altsaa ikke fra Forskydningskraften subtrahere et Bidrag svarende til, hvad Betonen kan optage af Forskydning. Dette Princip er i Overensstemmelse med Gitter-Analogien, og det har hidtil dannet Grundlag for de fleste europæiske Landes Normer. Som nævnt i Afsnit 7.46 har nyere Forsøg dog vist, at man paa denne Maade undervurderer Betonens Evne til at bidrage til Optagelsen af Forskydningskræfterne, og de kommende danske Normer maa forventes at foreskrive Beregningsprincipper, som tager Hensyn til dette Forhold.

Man kan undgaa at skulle beregne den nødvendige Forskydningsarmering, hvis man anvender saa store Dimensioner for Bjælkekroppens Tværnsnit, at τ_b ikke overskrider de Værdier, som kræver Forskydningsarmering. For Bjælker vil dette dog ofte føre til uøkonomiske Løsninger. For Plader gør det modsatte Forhold sig gældende. Dette skyldes dels, at Hensynet til tilladelige Deformationer (Nedbøjninger) som Regel begrænser Pladetykkelsen til en saadan Størrelse, at Forskydningsarmering er overflødig, dels at det er vanskeligt - især i tynde Plader - at arrangere en effektiv Forskydningsarmering. Sidstnævnte Forhold hænger sammen med dels Kravet til minimale Bukkeradier (se senere), dels at Forskydningsarmeringen bør forankres i Betontrykzonen, og dette kan vanskeligt opnaas i Plader paa Grund af Betontrykzonens ringe Højde. Disse Forhold er uddybet i [62-2].

De almindeligste Former for Forskydningsarmering er Bøjler og opbøjjet Trækarmring.

7.43.1 Bøjler

Bøjler består af Armeringsstænger, som omslutter dels Trækarmeringen dels de Monteringsstænger, som i Reglen indlægges i Tryksiden for at styre Bøjlerne, saa at den samlede Armering kommer til at udgøre et raft Net, som ikke forskubbes under Betonstøbningen (Fig. 7.43.6).

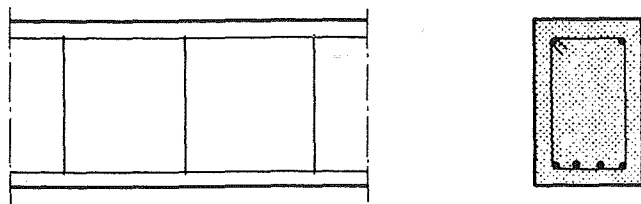


Fig. 7.43.6

Bøjler har hidtil hovedsageligt været anbragt i Bjælkens Normalsnit ($\alpha = 90^\circ$). Man er i de senere Aar kommet ind paa at anvende Skraabøjler anbragt under 45° med Bjælkeaksen ($\alpha = 45^\circ$). Dette Arrangement, som er skitseret i Fig. 7.43.7, indebærer nogle Fordele, som vil blive omtalt senere.

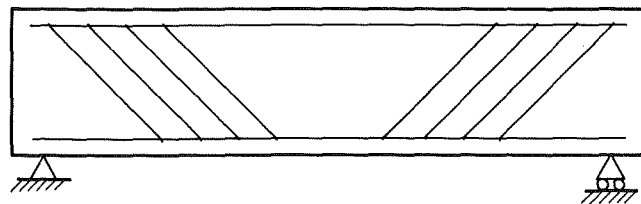


Fig. 7.43.7

Bøjlers Funktion som Forskydningsarmering er betinget af, at de sammen med de skraa Betontrykspændinger kan aflaste Trækarmeringen for en passende Del af dens Kraft og overføre den til Trykzonen. At dette kan lade sig gøre, hænger sammen med, at der, naar Betonen revner i Forskydningszonen, opstaar Trækspændinger i Bøjlerne, som derfor paavirker Trækarmeringen med en opadrettet Kraft, hvis lodrette Komposant modsvarer den lodrette Komposant af de skraa Trykspændinger i Betonlamellerne. Dette - i Forbindelse med Friktionen mellem Trækarmeringen og Betonen - muliggør den fornødne Aflastning af Kraften i Trækarmeringen. Det fremgaar heraf, at det er væsentligt, at Bøjlerne slutter stramt om Trækarmeringen. Bøjlerne paavirkes saaledes hovedsagelig til Træk, ikke - som man maaske kunde forestille sig - til Overklipping, og det er derfor vigtigt, at Bøjlerne forankres effektivt - ikke blot i Trækzonen, men ogsaa i Trykzonen, f.Eks. ved begge Steder at omslutte Længdearmering, som vist i Fig. 7.43.6, 7.43.7 og 7.43.8

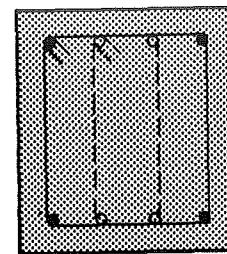


Fig. 7.43.8

for Stænger nær Betonens Overflade. Den kan i nogen Grad imødegaas ved Anvendelse af en lokal Tværarmering (Bøjler og lignende).

En Del af de Armeringsstænger, som er nødvendige i Bjælkens Trækside ved Maksimalmomentpunktet, kan, som nævnt, undværes i Snit nærmere Momentnulpunkterne. Stængerne kan da enten opbøjes eller forankres i Træksiden. Man refererer til de Punkter, hvor Stængerne kan undværes, som Stængernes Fripunkter. I Henhold til Gitter-Analogien kan en Stang dog ikke undværes fra det Normalsnit, hvor Bøjningsmomentet kan optages af de resterende Stænger. Dette ses ved at betragte Forholdet ved en skraa Revne, som vist i Fig. 7.43.11.

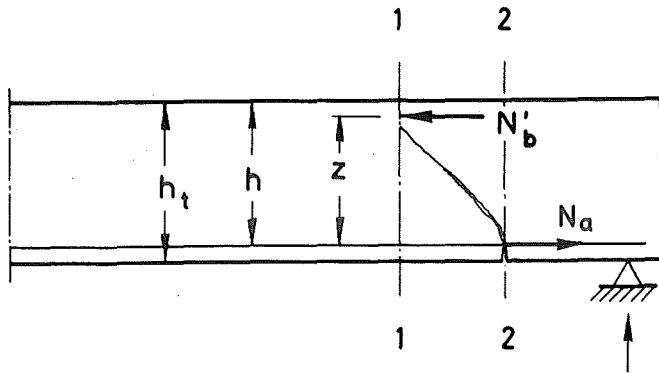


Fig. 7.43.11

Ved Revnen optages Snitkraften af Trækket N_a i Armeringen og en Betontrykkraft N'_b , som sammen med Forskydningskraften overføres ved Revnens øvre Ende (Snit 1.1) gennem et Punkt af Trykzonen i Afstanden z fra Armeringen. Ved Revnen er da

$$N_a = \frac{M}{z} \quad (7.43.15)$$

hvor M betegner Momentet i Snit 1-1. Selv om der derfor i

Snit 1-1 netop er én Stang mere i Træksiden end nødvendigt for Optagelse af den ved Ligning (7.43.15) bestemte Værdi af N_a , kan denne først undværes til højre for Snit 2-2, d. v. s. i et Snit, som ligger nærmere Momentnulpunktet. Afstanden mellem Snit 1-1 og Snit 2-2 er omtrent lig med z eller - lidt mere paa den sikre Side - h eller h_t .

Hvis Stangen skal forankres i Træksiden, kræver dette, at den yderligere fortsættes et Stykke forbi Snit 2-2, saa at der opnaas en tilstrækkelig Forankringslængde. Af samme Grund maa opbøjede Stænger fortsættes en Forankringslængde forbi det Punkt, hvor de er udnyttet som Forskydningsarmering. Dette arrangeres ved at føre de opbøjede Stænger et Stykke vandret i Trykzonen, som vist i Fig. 7.43.12. Det er paa den sikre Side at lade dette vandrette Stykke svare til Forankringslængden.

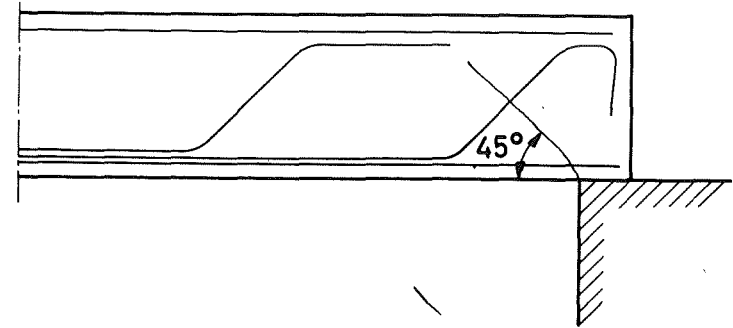


Fig. 7.43.12

For Stænger, der opbøjes nær Bjælkeenden, kan det være vanskeligt at opnaa fornøden Forankring, selv om man tager Hensyn til, at Forankringslængden i dette Tilfælde kan regnes fra Stangens Skæring med den yderste skraa Revne, som kan antages at opstaa ved Kanten af Vederlaget og danne en Vinkel paa 45° med Bjælkeaksen (se Fig. 7.43.12). Om fornødent kan man da bøje Stangen ned ved Bjælkeenden, som vist i Fig. 7.43.12.

Alle Bukninger af Stængerne skal opfylde Kravene med Hensyn til minimale Bukkeradier. Dette kan volde Vanskeligheder ved Stænger med stor Diameter, hvis Betondimensionerne ikke ogsaa er store.

For at modvirke Betonens Spaltningstendens ved Stængernes krumme Partier og ved deres Forankringer bør der paa disse Steder indlægges en passende Tværarmering, f. Eks. i Form af Bøjler.

Da opbøjet Armering i Sammenligning med Bøjlearmering bestaar af ret faa Stænger med forholdsvis stor Diameter og tilsvarende større indbyrdes Afstand, resulterer de gennemgaaende i større Revnevidder end ved Anvendelse af Bøjlearmering.

I Betragtning af, at Anvendelse af opbøjet Armering saaledes indebærer Risici - dels med Hensyn til Spaltning af Betonen, dels med Hensyn til store Revnevidder - bør Forskydningsarmering fortrinsvis udformes som Bøjler - eventuelt i Form af svejste Armeringsnet. Dette medfører desuden en Forenkling af Arbejdsudførelsen - et Hensyn, som har tiltagende Betydning, da Forholdet mellem Omkostninger til Arbejds løn og Materialer er stigende.

7.43.3 Maksimal Forskydningsarmerings-Afstand

Hvis Forskydningsarmeringen er arrangeret paa en saadan Maade, at en skraa Forskydningsrevne kan dannes mellem Trækarmring og Trykzone uden at skære Forskydningsarmeringen, vil denne ikke effektivt kunne modvirke et Brud. Man maa derfor begrænse Afstanden mellem Bøjler og opbøjede Armeringsstænger, naar disse regnes virksomme som Forskydningsarmering. Almindeligvis regnes denne Betingelse at være opfyldt for lodrette Bøjler ($\alpha = 90^\circ$), naar Bøjleafstanden t opfylder Betingelsen

$$t < 0,8h \quad (7.43.16)$$

Ved en umiddelbar Betragtning forekommer denne Regel temmelig liberal. I USA foreskriver den nugældende Rekommandation [63-2] ogsaa, at man, hvis Bjælkens maksimalt tilladte Forskydningsstyrke (svarende til, at σ_b i Betonlamellerne er lig

med Trykstyrken) er udnyttet mere end 60%, skal regne

$$t < 0,5h \quad (7.43.17)$$

Danner Forskydningsarmeringen (opbøjet Trækarmring eller skraa Bøjler) Vinklen α med Bjælkeaksen, og antages Revnerne at danne en Vinkel paa 45° med Bjælkeaksen, fremgaar det af Fig. 7.43.13, at den til Ligning (7.43.16) svarende Begrænsning af Afstanden t mellem Forskydningsarmeringens Stænger maalt parallelt med Bjælkeaksen kræver

$$t < 0,8h(1 + \cot \alpha) \quad (7.43.18)$$

Svarende til Ligning (7.43.17) faas tilsvarende:

$$t < 0,5h(1 + \cot \alpha) \quad (7.43.19)$$

For $\alpha = 45^\circ$ giver Ligning (7.43.18) og (7.43.19) henholdsvis

$$t < 1,6h \quad (7.43.20)$$

og

$$t < h \quad (7.43.21)$$

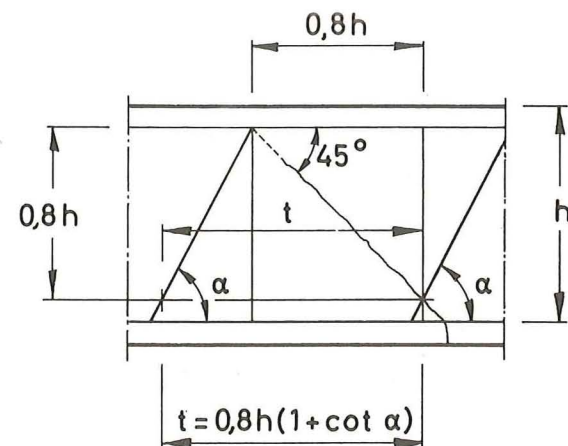


Fig. 7.43.13

Det fremgaar af ovenstaaende Betragtninger, at Jernbetonkonstruktioners Evne til at optage Forskydningskræfter er afhængig af de Revner, som dannes, efterhaanden som Belastningen øges, og at det statiske System, som maa lægges til Grund for Beregningerne, ændres afhængigt af Revnernes Udvikling. En rationel Vurdering af Forskydningsbæreevnen maa derfor baseres paa den Last (Brudlasten), som fremkalder den kritiske Situation (Brud). En Beregning svarende til den faktisk forventede Last (Brugslasten) kombineret med tilladelige Spændinger kan ikke give noget paalideligt Udtryk for Konstruktionens Brudsikkerhed, idet den fremadskridende Revnedannelse medfører, at Konstruktionen er et foranderligt System. Drejer det sig derimod om en Beregning af forventede Revnevidder, maa denne baseres paa Forholdene under Brugslast.

7.44 BUE-VIRKNING

Ritter og Mörsch baserede som nævnt deres klassiske Gitter-Analogi paa Forudsætningen om, at Forskydningszonen var opspaltet af Revner under 45° med Bjælkeaksen. Dette var motiveret med, at Hovedtrækspændingerne ved Tyngdepunktsaksen i det urevnede Stadium optræder i Snit med denne Retning.

Revneforløbet afhænger dog af det anvendte Armeringsarrangement samt af Bjælkens Proportioner og Belastning. Som et Maal for de sidstnævnte Forhold kan anvendes Størrelsen $\frac{M}{Th}$, hvor M betegner det maksimale Bøjningsmoment, T den maksimale Forskydningskraft og h Nytteshøjden.

For store Værdier af $\frac{M}{Th}$ (større end ca. 7) begynder Revnedannelsen i Form af Bøjningsrevner ved Træksiden omkring Maksimalmomentpunktet, og de forplanter sig tilnærmelsesvis vinkelret paa Bjælkeaksen (se Fig. 7.44.1). For Bjælker af denne Type gælder følgende Forhold:

Bjælkens statiske Virkemaade kan minde meget om Forholdene i en Bue med Trækbaand. Revnebilledet i Fig. 7.44.1 svarer til en Bjælke uden Forskydningsarmering.

Ser man bort fra de Kræfter, som kan overføres fra Trækarmingen gennem Betonlamellerne til Betontrykzonen, er Trækket N_a i Trækarmingen konstant over hele Bjælkens Spænd-

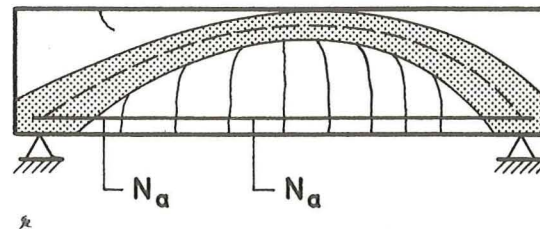


Fig. 7.44.1

vidde, og Buens Midlinie er Tryklinie til Belastningen. Buevirkningen er derfor betinget af en effektiv Forankring.

Da N_a er konstant, maa den til Optagelse af Maksimalmomentet fornødne Armering føres uændret igennem over hele Spændvidden og forankres ved Understøtningerne. Hvis disse Betingelser er opfyldt, kan selv en Bjælke uden Forskydningsarmering saaledes optage Forskydningskræfter, selv efter at Bjælken er revnet. Dette kan motivere, at man tillader at udføre Bjælker uden Forskydningsarmering - eller med en minimal Forskydningsarmering, hvis Dimensioner bestemmes uden statisk Beregning - hvis τ_b ikke overskrider en vis Grænse, hvilket ogsaa er almindelig Praksis og tilladt i Henhold til Normer - ikke blot de danske.

I Virkeligheden vil Betonlamellerne aflaste Trækarmingen

for noget af den Trækraft, den har ved Maksimalmomentpunktet, selv om Bjælken ikke er forsynet med Forskydningsarmring. Hvis Revneafstandene er store i Forhold til Lamellernes Længde, kan der paa denne Maade overføres større Kræfter end ved tætliggende Revner og lange Lameller. Lamellerne er foroven indspændt i Buen, saaledes at der opstaar en vis Rammevirkning.

De Kræfter, som paa denne Maade overføres fra Trækarmeringen til Lamellerne, paavirker Revneforløbet, idet Revnerne, som forneden er omtrent lodrette, højere oppe vil afbøjes mod Maksimalmomentpunktet. Buevirkningen medfører, at der ikke opstaar Revner paa de yderste Længder af Bjælken ved Understøtningerne. Bue-Trykliniens Ekscentricitet i Forhold til de Betontværsnit, den her passerer, vil dog fremkalde Trækspændinger - og eventuelt Revner - ved Bjælkens Overside paa de yderste Længder af Bjælken nær Understøtningerne som antydtes i Fig. 7.44.1.

7.45 K.W. JOHANSENS TEORI

K.W. Johansen paapegede allerede i 1928 [28-1], at Virkningen af Bøjler og opbøjet Trækarmring afveg væsentligt fra, hvad man finder paa Basis af Gitter-Analogien, og i 1945 [45-1] uddybede han disse Synspunkter. Disse er baseret paa Bue-Virkningen, og det konkluderes, at Forskydningsproblemet bestaar i at sikre, at den Kraft N_a , som optræder i Trækarmeringen ved Maksimalmomentpunktet, kan overføres til Betonen. Følgende fire Bidrag til Sikring af den fornødne Forankring kan i Henhold til K.W. Johansens Teori tages i Betragtning:

- 1: Kraften i opbøjede Stænger, som forankres i Overside.
- 2: Bidrag fra Bøjler. Naar Trækarmeringen undergaar Flytninger i Forhold til den omgivende Beton, opstaar der Træk i Bøjlerne. Dette Træk fremkalder en Friktion, som modarbejder Flytningerne. Resultanten af Friktionskræfterne og Trækket i Bøjlerne kompenseres af skraa Tryk i Betonlamellerne, hvilket svarer til en lokal Bue-Virkning.

- 3: Et Bidrag svarende til det under Punkt 2 nævnte fremkaldes af Understøtningsreaktionen, hvis man forankrer Armeringsstænger i Bjælkens Underside over Lejet.
- 4: De Stænger, som føres igennem i Undersiden til Understøtningen og forankres her, giver et Bidrag til Forankringskraften. Dette svarede til den Forankringskraft, man kunde opnaa med Rundjern forsynet med Kroge (se Afsnit 3.1). Et tilsvarende Bidrag opnaas for Ribbestaal uden Kroge.

7.46 NYERE FORSØGSRESULTATER

Forskydningsforsøg med Jernbetonbjælker viser, at Forudsætningen om, at Revnerne og dermed Betonlamellerne danner Vinkler paa 45° med Bjælkeaksen, ofte langt fra er opfyldt. Den paagældende Vinkel er i visse Tilfælde væsentligt mindre.

Det fremgaar af Fig. 7.43.3, at dette bevirker, at den vandrette Forskydningskraft, som kan overføres for givne Værdier af A_s , σ_t^* og α , bliver større end, hvad den klassiske Gitter-Analogi fører til. Dette medfører, at Bjælker kan have tilstrækkelig Sikkerhed mod Forskydningsbrud, selv om de er forsynet med svagere Forskydningsarmring end svarende til den klassiske Gitter-Analogi. Dette er bekræftet ved talrige Forsøg, se f. Eks. [62-4]. Hvis man anvender en Forskydningsarmring i Henhold til den klassiske Gitter-Analogi og maaler Spændingerne i Forskydningsarmeringen under Belastningsforsøg, finder man tilsvarende, at disse Spændinger, selv efter at de skraa Revner er dannet, er væsentligt lavere end, hvad en Beregning i Henhold til den klassiske Gitter-Analogi fører til. Tryklamellernes mindre stejle Hældning kan dog ikke alene forklare de store Uoverensstemmelser. En medvirkende Aarsag er, at den klassiske Gitter-Analogi er baseret paa Forudsætningen om, at Gitterdragerens Flanger er parallelle. Som nævnt i Afsnit 7.44 kan Trykflangen afbøjes ned mod Understøtningerne (Bue-Virkning), hvorved den lodrette Komposant af Trykflangens Kraft

optager en Del af Forskydningskraften - i Tilfældet Bue med Trækbaand: hele Forskydningskraften.

Medens denne Virkning kan være væsentlig for Bjælker med rektangulært Tværnsnit, er den af mindre Betydning ved T-Bjælker med udnyttet Trykflange, hvis Trykflangens Afstand fra Trækarmringen er konstant, fordi Muligheden for at sænke Tryklinien mod Understøtningerne i saa Fald er mere begrænset - i desto højere Grad jo større Forholdet er mellem Flangernes og Kroppens Tværnsnitsarealer.

Et Forskydningsbrud har ofte Karakter af et uvarslet Brud ligesom Bøjningsbrud i under- eller overarmerede Bjælker; og ligesom man i Reglen søger at undgaa disse Former for Bøjningsbrud, er det rationelt at tilstræbe, at Sikkerheden over for Forskydningsbrud er større end Sikkerheden mod Bøjningsbrud. Ogsaa Ønsket om fornøden Rotationskapacitet (se Afsnit 6.2) fører til samme Konklusion.

Som nævnt i Afsnit 7.42 kan der opstaa diagonale Træk-Revner omkring Tyngdepunktslinien i de Dele af Bjælken, hvor Forskydningskraften er mere dominerende end Bøjningsmomentet, f.Eks. nær Vederlag. Dette Fænomen forekommer især ved Bjælker med T- og I-Profil.

Øges Belastningen, vil de diagonale Træk-Revner forplan-
te sig opad og nedad. I visse Tilfælde - især for store Værdier af $\frac{M}{Th}$ - kan disse Revner forplante sig saa hurtigt mod Trykzonen (se Fig. 7.46.1), at Bjælken flækkes umiddelbart efter Dannelsen af de diagonale Træk-Revner. Denne Form for Brud betegnes diagonalt Træk-Brud.

For Bjælker med mindre Værdier af $\frac{M}{Th}$ kan Belastningen øges efter Dannelsen af de diagonale Træk-Revner. Revnerne kan i saa Fald efterhaanden forplante sig saa langt op i Trykzonen, at Trykkraften og Forskydningskraften, som overføres her, fremkalder et Brud. Denne Form for Brud betegnes Forskydnings-Tryk-Brud.

Hvis Bjælkens Trykzone har stor Styrke - f.Eks. for T-Bjælker - vil de diagonale Træk-Revners Forplantning mod Trykzonen begrænses. Ved en Øgning af Lasten vil de derfor i højere Grad forplante sig mod Trækarmringen og langs med

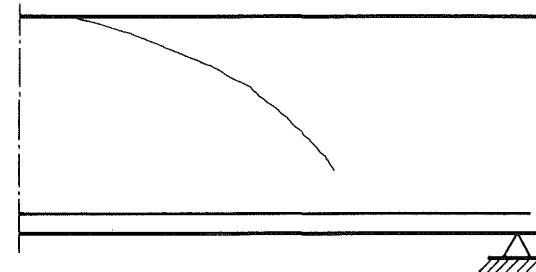


Fig. 7.46.1

denne mod Vederlaget, hvilket kan medføre, at Forankringen svigter (se Fig. 7.46.2). Denne Form for Brud betegnes Forskydnings-Træk-Brud.

Hvis en Armeringsstang forankres i Træksiden af Bjælken inden for de Strækninger, hvor der kan være Fare for Forskydnings-Træk-Brud (som antydnet punkteret i Fig. 7.46.2), vil denne Fare øges. Forsøg [66-9] har vist, at endog Tilføjelse af supplerende Armering af denne Art kan medføre en Reduktion af Bæreevnen.

I Fig. 7.46.3 er illustreret de Kræfter, som paavirker Vederlagspartiet af en simpelt understøttet Bjælke efter Dannelselse af en Revne, som forløber gennem baade Træk- og Forskydningszonen, og som antages ikke at krydse nogen Forskydningsarmering.

Forskydningskraften optages dels af en Kraft T_b i Betontrykzonen, dels af en Kraft T_a vinkelret paa Trækarmringen. Da Kraften T_a skal overføres til Betonen (Dorn-Virkning), vil den beskedne Tykkelse af Betondæklaget under Trækarmringen begrænse den Del af Forskydningskraften, som kan optages paa denne Maade. Selv om visse nyere Forsøg [68-2] har vist, at en

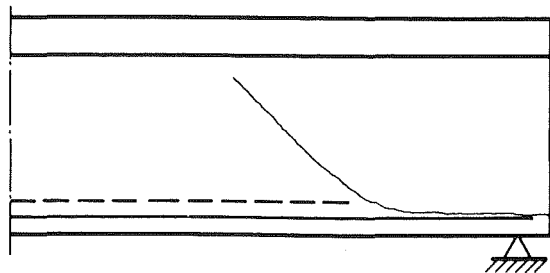


Fig. 7.46.2

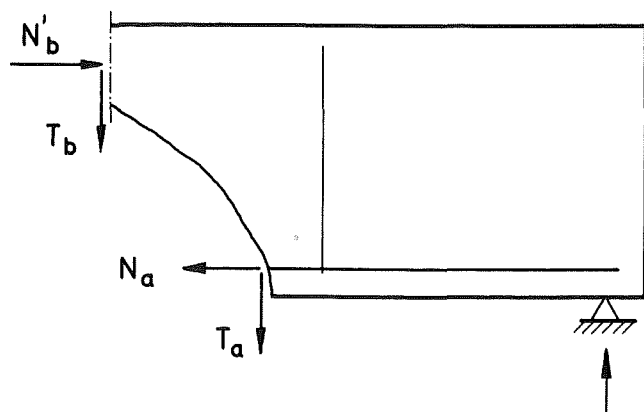


Fig. 7.46.3

saadan Dorn-Virkning kan være væsentlig, bør det formentlig indtil videre fraraades at tage den i Regning.

Muligheden af at udnytte Dorn-Virkningen vil øges, hvis Trækarmeringen nær Revnen - i Retning mod Vederlaget - er fastholdt af en Bøjle, som antydtes i Fig. 7.46.3. Ved et Armeringsarrangement som vist i Fig. 7.43.8 med Trækarmeringsstænger, som ikke alene er placeret ved den ydre Bøjle, motiverer ogsaa dette Forhold Anvendelse af supplerende Bøjler (som vist punkteret i Fig. 7.43.8), Lignende Resultat naar man til ved at betragte Kraftoverføring mellem Betonlameller, Trækarmering og Bøjler (se f.Eks. Fig. 7.43.4), idet Lamellerne i det væsentlige kun vil være understøttet ved Bjælkekroppens Sideflader, hvis kun Trækarmeringsstængerne i Hjørnerne er fastholdt af Bøjler. Ogsaa den i Fig. 7.43.3 illustrerede Kraftoverføring forudsætter, at ikke alene Hjørnearmeringen, men ogsaa mellemliggende Trækarmeringsstænger forsynes med Bøjler.

En given Bjælkes Sikkerhed mod Forskydningsbrud afhænger ikke alene af Størrelsen af de Forskydningskræfter, den skal optage, men tillige af Størrelsen af de samtidigt virkende Bøjningsmomenter (se f.Eks. [62-6], [64-5] og [65-5]). Leonhardt foreslaar i [65-5], at man for Værdier af $\frac{M}{Th}$ mindre end 2 dimensionerer Bjælken for en reduceret Værdi af Forskydningskraften. Denne Reduktion svarer til, at der for $\frac{M}{Th} < 2$ kun skal dimensioneres for en Forskydningskraft af Størrelsen

$$T = \frac{M}{2h} \quad (7.46.1)$$

Forskydningsforsøg [62-6] viser, at en Forskydningsarmering bestaaende af tætliggende - især skraa - Bøjler med tilsvarende lille Dimension fører til de mindste Revnevidder og den største Forskydningsbæreevne, og at en saadan Armering derfor er fordelagtigere end opbøjet Armering eller Bøjler med større Dimension og Afstand.

7.47 FORSLAG TIL DIMENSIONERING AF FORSKYDNINGSLARMERING

Der er gjort mange Forsøg paa at opstille en Teori, paa Basis af hvilken man kan dimensionere Jernbetonbjælker mod Forskydning. Nogle af disse har været omtalt i de tidligere Afsnit. Det er dog endnu ikke lykkedes at finde frem til en Teori eller en Model, som i tilstrækkelig Grad har kunnet beskrive de komplicerede Fænomener, der er Tale om, og som er i tilstrækkelig Overensstemmelse med de foreliggende, meget omfattende Forsøgsresultater.

Indtil videre maa man derfor lade sig nøje med empiriske Dimensioneringsmetoder, som er saaledes afpassede, at de maa anses for at give en rimelig Sikkerhed ved Sammenligning med Forsøgsresultaterne.

Som nævnt i Afsnit 7.43 kan man - i Henhold til den klassiske Gitter-Analogi - ikke, ved Dimensionering af Forskydningsarmeringen, subtrahere et Bidrag svarende til, hvad Betonen kan optage af Forskydning. Berettigelsen af dette Princip har dog ikke kunnet dokumenteres eksperimentelt. Nyere Forsøgsresultater synes tværtimod at motivere, at man foretager en saadan Reduktion. Dette svarer til, at Ligning (7.43.8) ændres til

$$\omega_{t_0} \sigma_t^* (\cos \alpha + \sin \alpha) \sin \alpha \geq \tau_b - \tau_0 \quad (7.47.1)$$

idet man for τ_0 passende kan regne

$$\tau_0 = 0,5 \sigma_b^* \quad (7.47.2)$$

Et lignende Princip er lagt til Grund for Normer i mange Lande - blandt andet USA [63-2] - og vil formentlig ogsaa blive benyttet i de kommende danske Normer.

Alternativt kan man indføre en Reduktion af den til den klassiske Gitter-Analogi svarende Forskydningsarmering ved f. Eks. at foreskrive:

$$\omega_{t_0} \sigma_t^* (\cos \alpha + \sin \alpha) \sin \alpha \geq 0,75 \tau_b \quad (7.47.3)$$

Inden for CEB synes Tendensen nærmest at gaa i Retning af en Beregning i Lighed med Ligning (7.47.3).

For saa vidt angaar Forskydningsarmering bestaaende af

opbøjet Armering, fremgaar det af den tidligere Redegørelse i Forbindelse med Fig. 7.43.3, at en opbøjet Armering med den nominelle Styrke $A_t \sigma_t^*$ skulde kunne aflaste Trækarmeringen for en Kraft af Størrelsen $A_t \sigma_t^* (\cos \alpha + \sin \alpha)$, d. v. s. en Kraft, som maksimalt kan blive $\sqrt{2}$ Gange saa stor som den opbøjede Armerings nominelle Styrke. Dette maatte forudsætte, at en væsentlig Del af denne Kraft overførtes til de opbøjede Stænger fra nogle af de ikke opbøjede Stænger. Som først paapeget af K.W. Johansen [28-1] forekommer en saadan Antagelse urimelig. Man kan undgaa dette ved formelt at regne Faktoren $(\cos \alpha + \sin \alpha)$ lig med 1 for opbøjet Armering uafhængig af, under hvilken Vinkel Opbøjningen foretages. Da man desuden ofte anvender forskellig Staalkvalitet til Hovedarmering og Bøjler, kan Ligning (7.47.1) og (7.47.3) i Henhold til Ligning (7.43.7) skrives paa Formen:

$$\left(\frac{A_t \sigma_t^* (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 t} \right)_s + \left(\frac{A_t \sigma_t^*}{b_0 t} \right)_l \geq \begin{cases} \tau_b - \tau_0 \\ 0,75 \tau_b \end{cases} \quad (7.47.4) \quad (7.47.5)$$

idet første og andet Led paa venstre Side svarer til Bidrag fra henholdsvis Bøjler og opbøjet Længdearmering.

For at forebygge Trykbrud i Betonlamellerne skulde man, naar der anvendes lodrette Bøjler ($\alpha = 90^\circ$), i Henhold til Ligning (7.43.12) foreskrive:

$$\tau_b \leq 0,5 \sigma_b^* \quad (7.47.6)$$

For Værdier af α mellem 45° og 90° skulde man i Henhold til Ligning (7.43.10) teoretisk kunne tillade højere Værdier af τ_b . Da et Brud af denne Art er uvarslet, maa det anses for rimeligt her at indføre den ret konservative Betingelse, at man uafhængig af Værdien af α foreskriver:

$$\tau_b \leq 0,4 \sigma_b^* \quad (7.47.7)$$

For smaa Værdier af τ_b vilde man i Henhold til Ligning (7.47.4-5) kunne anvende en meget svag Forskydningsarmering og i visse Tilfælde - i Henhold til Ligning (7.47.4) - helt kunne udelade Forskydningsarmering. Dette kan dog ikke anses for rimeligt, da Bjælker med meget svag - eller ingen - Forskydningsarmering dels kan brydes uden Varsel, dels kan' svigte paa Grund

af tilsyneladende uvæsentlige Paavirkninger, som ikke er taget i Betragtning ved Dimensioneringen. For præfabrikerede Bjælker kan det dreje sig om Paavirkninger under Transport og Montage, og eventuelle Støbeskel kan indebære en Risiko. Man bør derfor foreskrive en Minimalværdi for Forskydningsarmeringen, og det synes rimeligt at kræve, at Bjælker forsynes med saa kraftig en Forskydningsarmering, at de i Snit vinkelret paa denne Armering - med nominelle Spændinger i Armeringen og uden Hensyntagen til Betonens Trækstyrke - kan optage en Kraft svarende til en Spænding i det paagældende Snit af følgende Størrelse:

For rektangulært Tværnsnit:

$$\sigma_b = 2 \text{ kp/cm}^2 \quad (7.47.8)$$

For T- og I-Tværnsnit:

$$\sigma_b = 3 \text{ kp/cm}^2 \quad (7.47.9)$$

For Plader er der ikke Grund til at stille tilsvarende Krav med Hensyn til minimal Forskydningsarmering, med mindre dette maa forlanges i Henhold til Ligning (7.47.4), hvilket almindeligvis ikke vil være Tilfældet, bortset fra lokale Omraader af Plader, som er direkte understøttet af koncentrerede Lejereaktioner, f. Eks. fra Søjler. Andre Plade-Typer udføres almindeligvis uden Forskydningsarmering, hvilket ikke har givet Anledning til Gener.

Det er isøvrigt vanskeligt at arrangere en effektiv Forskydningsarmering i tynde Plader. Dette hænger sammen med dels Kravet til maksimal Forskydningsarmerings-Afstand (se Afsnit 7.43.3), dels Vanskeligheder med at opnaa en effektiv Forankring af Armeringen i Pladernes Overside. Naar man anvender opbøjet Armering i Plader, skyldes dette oftest Ønsket om at kunne optage negative Momenter ved Mellemanderstütninger og lignende.

Det fremgaar af Fig. 7.43.4, at Trækarmeringen ved Lejet paavirkes af Lejereaktionen paa en Maade, som har Lighed med Virkningen af en lodret Bøjle. Det maa derfor anses for berettiget for prismatiske Bjælker at medregne et tilsvarende Bidrag til Forankringen. Dette svarer til, at man ved Lejet regner med en fiktiv, lodret Bøjle, hvis nominelle Brudkraft $A_t \sigma_t^*$ svarer til Forskydningskraften ved Lejet. En saadan Reduktion af den nød-

vendige Forskydningsarmering maa kun tages i Regning, hvis Reaktionen fremkalder Tryk i Snit parallelle med Bjælkeaksen.

Som omtalt i Afsnit 7.43.3 bør Forskydningsarmerings-Afstanden begrænses. Det maa anses for rimeligt at fastsætte Maksimalafstanden mellem Bøjlerne til $0,7 h_t$ maalt vinkelret paa disse.

Som nævnt i Afsnit 7.46 opnaas den bedste Forskydningsarmering ved Anvendelse af tætliggende - helst skraa - Bøjler. Hensyn til en god Betonudstøbning, Vibrering og Økonomi sætter dog - afhængig af Forholdene - en praktisk Grænse for, hvor tæt Bøjlerne kan placeres.

7.48 VARIABEL BJÆLKEHØJDE

I Afsnit 7.41 - 7.47 behandlede Forskydningsproblemet for en prismatisk Bjælke. Hvis Bjælken har variabel Højde, medfører dette, som det vil fremgaa af det følgende, en Ændring af Forholdene.

Abscissen x maalt langs Bjælken regnes positiv mod højre som vist i Fig. 7.48.1, der illustrerer et infinitesimalt Element af Bjælken begrænset af Normalsnit med Abscisser x og $x + dx$ samt Snitkræfterne i disse Snit. Elementets Momentligevægt kræver:

$$\frac{dM}{dx} = T \quad (7.48.1)$$

I Fig. 7.48.2 er vist det samme Element, efter at Trækzonen er revnet. Trækkraften i Armeringen er

$$N_a = \frac{M}{z} \quad (7.48.2)$$

hvor z betegner Afstanden mellem Tværnsnittets Tryk- og Trækcentrum (Momentarmen).

I Henhold til Ligning (7.48.1-2) bliver

$$dN_a = \frac{1}{z} \left(T - \frac{M}{z} \frac{dz}{dx} \right) dx \quad (7.48.3)$$

Det er denne Kraft, som paa Strækningen dx skal overføres fra Trækarmeringen gennem Forskydningszonen til Trykzonen. Sammenlignes Ligning (7.48.3) med det tilsvarende Udtryk - Ligning (7.43.2) -

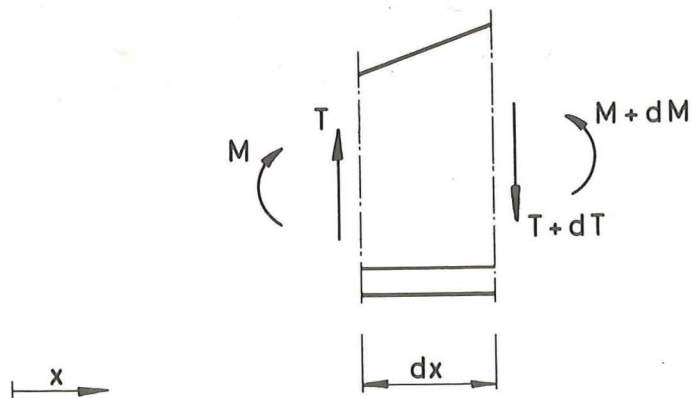


Fig. 7.48.1

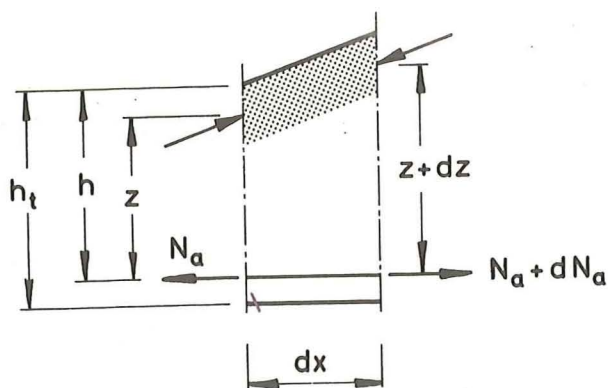


Fig. 7.48.2

for en prismatisk Bjælke, ses det, at man kan tage Hensyn til Variationen af Bjælkehøjden ved at indføre Størrelsen

$$T - \frac{M dz}{z dx}$$

i Stedet for T i Beregningerne - f. Eks. ved Beregning af den formelle Forskydningsspænding τ_b i Henhold til Ligning (7.43.3). Den saaledes korrigerede Værdi af τ_b anvendes i de Ligninger - (7.47.4), (7.47.5) og (7.47.7) - som benyttes ved Dimensioneringen for Forskydning.

For Størrelsen $\frac{dz}{dx}$ i Ligning (7.48.3) kan med tilstrækkelig Tilnærmelse regnes (jfr. Fig. 7.48.2):

$$\frac{dz}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{dh_t}{dx}$$

Den Indflydelse, som Variationen af Bjælkehøjden har paa den formelle Forskydningsspænding, illustreres klart ved Betragtning af Ligning (7.48.2) og (7.48.3), som viser, at den Forskydningskraft, som skal optages i et lodret Snit i Forskydningszonen, svarer til Forskydningskraften T korrigeret med et Bidrag svarende til Trykresultantens Komposant vinkelret paa Trækarmen.

Variationen af Bjælkehøjden kan - afhængig af Forholdene - bevirke en Øgning eller en Reduktion af den numeriske Værdi af τ_b , som er bestemmende ved Dimensionering for Forskydning. Ved en hensigtsmæssig Udformning af Konstruktionen kan man opnaa, at Variationen af Bjælkehøjden har en gunstig Indflydelse paa Faren for Forskydningsbrud.

7.49 FORSKYDNING I T-BJÆLKE-FLANGER

I Afsnit 7.34 - 7.34.3 omtales nogle statiske Problemer, som knytter sig til T-Bjælke-Tværsnit paavirket af et Bøjningsmoment. Hvis Tværsnittet er paavirket af en Forskydningskraft, maa der i Snit som det i Fig. 7.49.1 viste Snit 1-1 kunne overføres Forskydningspændinger parallelt med Bjælkens Tyngdepunktslinie.

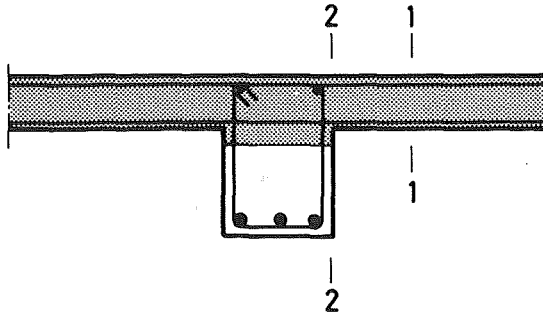


Fig. 7.49.1

De største Forskydningspændinger af denne Art optræder i Snit som Snit 2-2 i Fig. 7.49.1 langs Bjælkekroppens Sider. T-Bjælkens Flanger udnyttes ofte tillige som Plade, der spænder fra Bjælkekrop til Bjælkekrop, og som paavirkes til Bøjning. For kontinuerlige, vandrette Plader af denne Art med nedadrettet Belastning vil Bøjningsmomenterne i et Snit som Snit 2-2 i Fig. 7.49.1 have en Tendens til at fremkalde Revner i Pladens Overside, hvilket umiddelbart kunde synes at øge Faren for et Forskydningsbrud fremkaldt af de ovennævnte Forskydningspændinger langs Snit 2-2. Dette tilsyneladende uheldige Forhold kompenseres dog af, at der samtidig fremkaldes Tryknormalspændinger langs den nederste Del af de paa-gældende Snit, hvilket øger Muligheden for at overføre Forskydningspændinger her. Iøvrigt er et Forskydningsbrud langs Snit 2-2, d.v.s. et Brud, ved hvilket der foregaar en relativ Flytning parallelt med Bjælkens Tyngdepunktsakse af Tværsnitdele umiddelbart til venstre og højre for Snittet, næppe nogen realistisk Brudform. Som beskrevet

i Afsnit 7.41 - 7.46 har Revnerne en Tendens til at dannes i de Snit hvor Hovedtrækspændingerne optræder eller i Snit, der ikke afviger meget fra disse Snit.

Baade praktiske Erfaringer og Forsøg synes at vise, at Forskydningspændingerne i T-Bjælkens Flanger er af underordnet Betydning for Bæreevnen. Dette skyldes formentlig, at der i Almindelighed foreligger gode Muligheder for, at der kan opstaa en Bue-Virkning af den i Afsnit 7.44 beskrevne Art. Dette hænger sammen med, at der almindeligvis er tilstrækkelig Tværarmering i Pladen - vinkelret paa Bjælkens Tyngdepunktslinie, som antydtes i Fig. 7.49.1 - til at muliggøre en saadan Bue-Virkning.

Et omtrentligt Begreb om, hvor kraftig en Tværarmering der maa indlægges for at etablere Bue-Virkningen, kan man danne sig ved følgende stærkt forenklede Betragtninger. I Fig. 7.49.2 er vist Plan og Snit af en Del af et Ribbedæk, Snit 1-1 markerer T-Bjælkens Maksimummomentpunkt og Snit 2-2 et Momentnulpunkt i samme Fag af Bjælken. Afstanden mellem disse Snit er betegnet $\frac{1}{2}l$.

I Snit 1-1 har Betontrykspændingerne i den Del af Flangen, som ligger under Bjælkens Tyngdepunktsakse 5-5, Resultanten N'_{bo} . Dennes Excentricitet i Forhold til Tyngdepunktsaksen betegnes e . Mellem Snit 1-1 og Snit 2-2 antages Resultanten af Trykspændingerne i Flangen at følge en Tryklinie F-G. Denne Kurvè karakteriseres ved dens Koordinater i det i Fig. 7.49.2 viste ξ, η -Koordinatsystem.

I det vilkaarlige Snit 3-3 antages den til N'_{bo} svarende Resultant at være aftaget til N'_b . Den tilsvarende Komposant i η -Aksens Retning er $N'_b \frac{d\eta}{d\xi}$.

I Snit 4-4 paavirkes Elementet mellem Snit 3-3 og Snit 4-4 i η -Aksens Retning af en Kraftkomposant af Størrelsen $-[N'_b \frac{d\eta}{d\xi} + d(N'_b \frac{d\eta}{d\xi})]$.

Ligevægt af Elementet mellem Snit 3-3 og Snit 4-4 kræver, at dette i η -Aksens Retning paavirkes af en Kraft p pr. Længdeenhed af ξ -Aksen bestemt af Ligningen

$$N'_b \frac{d\eta}{d\xi} - [N'_b \frac{d\eta}{d\xi} + d(N'_b \frac{d\eta}{d\xi})] + p d\xi = 0 \quad (7.49.1)$$

hvoraf

$$p = \frac{d}{d\xi} (N'_b \frac{d\eta}{d\xi}) \quad (7.49.2)$$

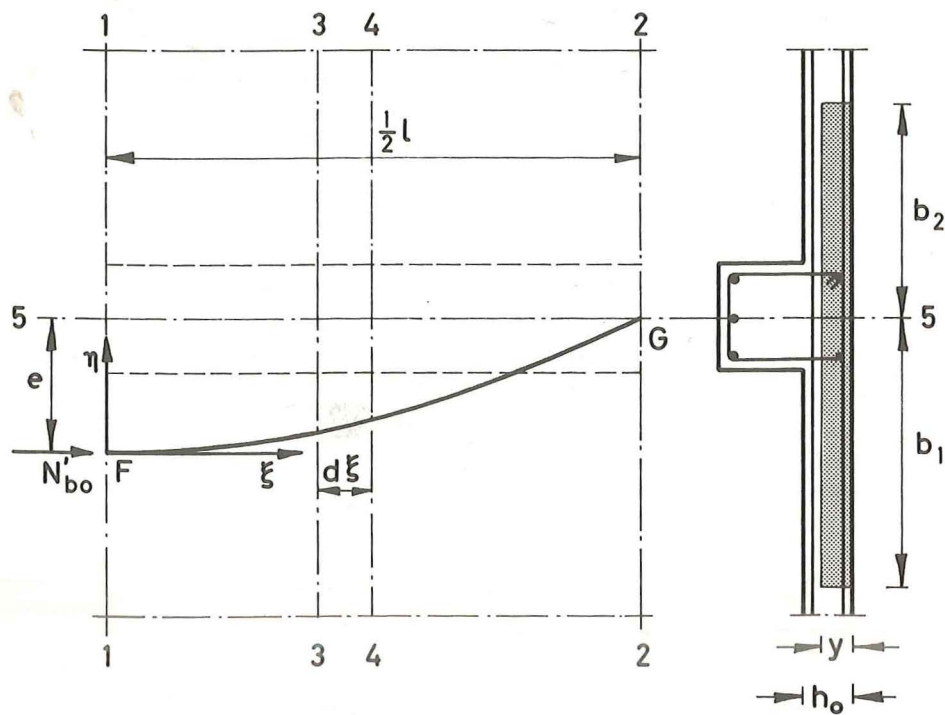


Fig. 7.49.2

Antages Variationen af N'_b og η givet ved

$$N'_b = N'_{bo} \left(1 - \frac{4\xi^2}{l^2}\right) \quad (7.49.3)$$

og

$$\eta = e \frac{4\xi^2}{l^2} \quad (7.49.4)$$

giver Ligning (7.49.2) - (7.49.4):

$$P = \frac{8e}{l^2} N'_{bo} \left(1 - \frac{12\xi^2}{l^2}\right) \quad (7.49.5)$$

Maksimalværdien af p er

$$p_1 = \frac{8e}{l^2} N'_{bo} \quad (7.49.6)$$

og Minimalværdien

$$p_2 = -\frac{16e}{l^2} N'_{bo} \quad (7.49.7)$$

N'_b regnes optaget af en Pladebredde af Størrelsen

$$b = 2(e - \eta) \quad (7.49.8)$$

For $\xi = 0$ er

$$b = b_1 = 2e \quad (7.49.9)$$

I Henhold til Ligning (7.49.8), (7.49.9) og (7.49.4):

$$b = b_1 \left(1 - \frac{4\xi^2}{l^2}\right) \quad (7.49.10)$$

Ligning (7.49.3) og (7.49.10):

$$\frac{N'_b}{b} = \frac{N'_{bo}}{b_1} \quad (7.49.11)$$

Hovedtrykspændingen i Buen FG kan regnes at være

$$\sigma'_{b1} = \sigma'_b \left[1 + \left(\frac{d\eta}{d\xi}\right)^2\right] \quad (7.49.12)$$

hvor σ'_b betegner Spændingen i Snit vinkelret paa Bjælkeaksen.

Antages Bjælkens Kropbredde lille i Forhold til Spændvidden, faas i Henhold til Afsnit 7.33:

$$b_1 < \frac{1}{4}l + \frac{1}{2}b_0 \approx \frac{1}{4}l \quad (7.49.13)$$

Hertil svarer

$$\frac{d\eta}{d\xi} < 0,5 \quad (7.49.14)$$

som indsat i Ligning (7.49.12) giver

$$\sigma'_{b2} < 1,25\sigma'_b \quad (7.49.15)$$

Strengt taget kræves saaledes, at σ'_b er noget mindre end σ'_b^* . Dette er dog almindeligvis uden større praktisk Betydning, da Flangens Trykstyrke sjældent udnyttes helt.

Antages T-Bjælken i Snit 1-1 at have ensformigt fordelte Betontrykspændinger σ'_b i den Del af Tværsnittet, som ligger inden for Afstanden y fra den trykkede Kant (se Fig. 7.49.2), faas

$$N'_{bo} = y b_1 \sigma'_b \quad (7.49.16)$$

Ligning (7.49.6), (7.49.9) og (7.49.16):

$$p_1 = 4 \left(\frac{b_1}{l}\right)^2 y \sigma'_b \leq 4 \left(\frac{b_1}{l}\right)^2 h_o \sigma'_b \quad (7.49.17)$$

Er T-Bjælkens Flanger lige brede, d.v.s. $b_1 = b_2$ paa Fig. 7.49.2, kan Trækraften p optages af en Tværarmering, der forbinder de to Flanger, som saaledes holder hinanden i Ligevægt.

Er Bjælkens Flanger derimod ikke lige brede, kan en tilsvarende Ligevægtstilstand ikke opnaas. Er f. Eks. venstre Flange smalere end højre ($b_2 < b_1$ i Fig. 7.49.2), kan venstre Flange kun yde en Kraft p_1 , som beregnes af Ligning (7.49.17) ved at erstatte b_1 med b_2 . Resten af den Kraft (p_1), som skal sikre højre Flanges Ligevægt, kan hidrøre fra et Tryk i Betonpladen. Dette er illustreret i Fig. 7.49.3, der viser et Snit i et Ribbedæk ved Bjælkernes Maksimalmomentpunkter.

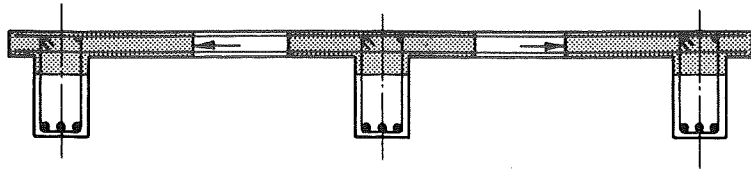


Fig. 7.49.3

De effektive Trykflangebredder er markeret med Raster. Randbjælkernes Ligevægt kræver omkring Maksimalmomentpunktet de med Pile angivne Sidekræfter. De to Randbjælker holder hinanden i Ligevægt, og Kræfterne forplantes gennem Dækket, hvori der opstaar Betontrykspændinger, som dog almindeligvis vil være ubetydelige. Omkring Bjælkernes Momentnulpunkter kræves tilsvarende Sidekræfter med modsat Fortegn. Disses Størrelse kan udledes ved en Betragtning analog med den, der ledte til Ligning (7.49.5), idet man blot lader N'_{bo} i Fig. 7.49.2 betegne Resultanten af Trykkræfterne i en T-Bjælkes to Flanger og e dennes Resultants Excentricitet. Dette giver

$$N'_{bo} = (b_1 + b_2) y \sigma'_b \quad (7.49.18)$$

og

$$e = \frac{1}{2}(b_1 - b_2) \quad (7.49.19)$$

som indsat i Ligning (7.49.7) giver

$$-p_2 = 8 y \sigma'_b \frac{b_1^2 - b_2^2}{l^2} \quad (7.49.20)$$

$$-p_2 \leq 8 h_o \sigma'_b \frac{b_1^2 - b_2^2}{l^2} \quad (7.49.21)$$

Der maa armeres for den ved Ligning (7.49.20) givne Kraft, En saadan Armering - eventuelt med aftagende Intensitet mod Bjælkens Maksimalmomentpunkt - er i Henhold til Ligning (7.49.5) paakrævet for

$$0,51 > \xi > \frac{\sqrt{3}}{6} l \sim 0,31 \quad (7.49.22)$$

Paa den resterende Del, d.v.s. for

$$\xi < \frac{\sqrt{3}}{6} l \sim 0,31 \quad (7.49.23)$$

kræves Armering svarende til p_1 i Henhold til Ligning (7.49.17), idet der som nævnt indføres Værdien b_2 i Stedet for b_1 . Denne Armerings Intensitet kan eventuelt aftage mod Momentnulpunktet.

Hvis Dækket spænder som Plade fra Ribbe til Ribbe og paa virkes af Bøjningsmomenter, skal Pladen principielt beregnes for disse virkende samtidig med de til Ligning (7.49.5) svarende Normalkræfter p , d.v.s. for excentriske Normalkræfter. Almindeligvis vil Kræfterne p dog være saa smaa, at man umiddelbart kan se, om de kan optages af Tværarmeringen i Pladen, idet denne Armering ofte vil være en Smule overdimensioneret i Forhold til, hvad Bøjningsmomenterne alene kræver. Om fornødent kan indlægges lidt ekstra Armering.

Taleksempel Nr. 7.49.1

$$b_1 = b_2 = 50 \text{ cm}$$

$$y = h_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = 100 \text{ kp/cm}^2$$

$$l = 1000 \text{ cm}$$

Ligning (7.49.17):

$$p_1 \leq 4 \left(\frac{50}{1000} \right)^2 10 \cdot 100 = 10 \text{ kp/cm} = 1 \text{ Mp/m}$$

Med en Armeringspænding paa

$$\sigma_a = 5 \text{ Mp/cm}^2$$

kræver p_1 en Armering

$$A = \frac{1}{5} = 0,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- - - -

Taleksempel Nr. 7.49.2

$$b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$b_2 = 30 \text{ cm}$$

$$y = h_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = 100 \text{ kp/cm}^2$$

$$l = 1000 \text{ cm}$$

Ligning (7.49.21):

$$-p_2 \leq 8 \cdot 10 \cdot 100 \frac{60^2 - 30^2}{1000^2} = 21,6 \text{ kp/cm} = 2,16 \text{ Mp/m}$$

Regnes

$$\sigma_a = 5 \text{ Mp/cm}^2$$

kræver Kraften $-p_2$ ved Momentnulpunktet

$$A = \frac{2,16}{5} = 0,432 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ved Maksimalmomentpunktet faas af Ligning (7.49.17) med b_2 indført

i Stedet for b_1 :

$$p_1 \leq 4 \left(\frac{30}{1000} \right)^2 10 \cdot 100 = 3,6 \text{ kp/cm} = 0,36 \text{ Mp/m}$$

hvortil svarer

$$A = \frac{0,36}{5} = 0,072 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7.5 SØJLER

7.51 RANKINE-FORMLLEN

Eulers Formel for en simpelt understøttet Søjles kritiske Søjletryk kan for Jernbetonsøjler udtrykkes:

$$N' = \frac{\pi^2 E'_b I}{l^2} \quad (7.51.1)$$

idet følgende Bogstavsymboler er anvendt:

N'	Søjlels kritiske Søjletryk
E'_b	Betonens Elasticitetskoefficient
I	Det transformerede Betontværsnits mindste Inertimoment
l	Søjlels frie Søjlelængde

Indføres Betegnelserne

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B_t} \quad (7.51.2)$$

og

$$i = \sqrt{\frac{I}{B_t}} \quad (7.51.3)$$

hvor

B_t betegner det transformerede Betontværsnitsareal, og
 i betegner det transformerede Betontværsnits mindste Inertiradius,

giver Ligning (7.51.1) - (7.51.3):

$$\sigma'_b = \left(\frac{\pi i}{l}\right)^2 E'_b \quad (7.51.4)$$

Da Betonens Arbejdslinie - som nævnt i Afsnit 2.6 - er krum lige fra Begyndelsespunktet, kan man ikke tale om nogen egentlig Elasticitetskoefficient. Man kan tage Hensyn hertil ved f. Eks. at indføre Udtrykket

$$E'_b = E'_{bo} \left(1 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b*}}\right) \quad (7.51.5)$$

hvor E'_{bo} betegner en Elasticitetskoefficient svarende til Arbejdsliniens Tangent i Begyndelsespunktet, d. v. s. for $\sigma'_b = 0$.

Indføres Udtrykket (7.51.5) i Ligning (7.51.4), og løses denne

med Hensyn til σ'_b , faas:

$$\sigma'_b = \frac{\sigma'_{b*}}{1 + \frac{\sigma'_{b*}}{E'_{bo}} \left(\frac{l}{\pi i}\right)^2} \quad (7.51.6)$$

Denne Ligning betegnes Rankine-Formlen eller Ritter-Formlen.

Indføres i Ligning (7.51.6):

$$E'_{bo} = \frac{10^4}{\pi^2} \sigma'_{b*} = \text{ca. } 10^3 \sigma'_{b*} \quad (7.51.7)$$

faas

$$\sigma'_b = \frac{\sigma'_{b*}}{1 + \left(\frac{l}{100i}\right)^2} \quad (7.51.8)$$

Nugældende danske Normer, DS 411, foreskriver, at centralt belastede Søjler beregnes efter en Formel svarende til Ligning (7.51.8), idet der dog er anvendt tilladelige Spændinger, medens Ligning (7.51.8) svarer til Partialkoefficientprincippet.

7.52 REVNERNES BETYDNING

Bøjningsmomenter kan medføre Revner i Søjler. Saadanne Bøjningsmomenter kan blandt andet hidrøre fra Tværbelastning, excentrisk Belastning og Udbøjning. Revnerne bevirker, at det effektive Normal-snit i Søjlen og dermed Bøjningsstivheden reduceres. Ved Udledelsen af Euler-Formlen og Rankine-Formlen er der set bort fra dette Forhold.

Man kan opstille tilsvarende Beregninger, i hvilke man mere eller mindre tilnærmet tager Hensyn til Revnedannelsen. I denne Forbindelse henvises til [63-1], p. 94, [53-2] og [63-8]. En nogenlunde korrekt Hensyntagen til Revnedannelsen medfører en væsentlig Komplikation af Beregningerne. Af forskellige Aarsager, som vil blive nærmere belyst i det følgende, afhænger Søjlers Bæreevne af en Del Parametre, som sjældent kan fastlægges med større Nøjagtighed. Det synes derfor næppe motiveret at anvende for komplicerede Beregningsmetoder. Et Forslag til en Tilnærmelsesberegning er anført i Afsnit 7.56.

7.53 VIRKNING AF BETONENS KRYBNING OG SVIND

Som nævnt i Afsnit 2.9 bevirker Betonens Krybning, at man for Langtidslast skal indføre en formel Elasticitetskoefficient E_{bt} , som er mindre end den tilsvarende (E_b) for Korttidslast. Dette i Forbindelse med Euler-Formlen indicerer, at Betonens Krybning maa medføre, at Jernbetonsøjlers Bæreevne er mindre for Langtidslast end for Korttidslast. En mere indgaaende Behandling af disse Forhold er blandt andet givet i [66-16], p. 299 og i [68-13]. I [66-16] er ad teoretisk Vej fundet, at Krybningen kan medføre en Bæreevne-Reduktion paa op til 50%.

For Søjler med dobbeltsymmetrisk Tværsnit (fælles Symmetriakser for Beton og Armering) maatte Svindet forventes at have mindre Indflydelse paa Bæreevnen, end Krybningen har. Dette har ogsaa vist sig at være Tilfældet (se [66-16], p. 318). Baade Svind og Krybning resulterer dog i en Øgning af Armeringens Trykspændinger. For Søjler med usymmetrisk Armering vil Svindet have en Tendens til at fremkalde en Krumning af Søjlen, hvilket kan medføre en Reduktion i Bæreevnen.

7.54 FORHAANDSKRUMNING

En Søjle, som er tilstræbt støbt retliniet, kan have en utilsigtet Forhaandskrumning. Dette kan f. Eks. skyldes Unøjagtigheder i Støbeformen eller uensartede Temperatur- eller Fugtighedsforhold ved Søjleens Sideflader - i sidste Tilfælde resulterende i uensartet Svind. Især Facadesøjler er udsat for disse Forhold. Som nævnt i Afsnit 7.53 kan en usymmetrisk Placering af Armeringen ogsaa fremkalde en Forhaandskrumning. Det samme kan indtræffe ved Søjler, som præfabrikeres ved Støbning i vandrette Forme, idet den ved Støbningen nedre og øvre Del af Betonen kan udvise Forskelle med Hensyn til Elasticitetskoefficient og Svind (Udørring). Drejer det sig i dette Tilfælde om slanke Spændbetonsøjler, kan Krumningstendensen vise sig, naar Forspændingskraften overføres til Betonen, og paa Grund af Krybning vil Krumningen øges med Tiden. En utilsigtet Excentricitet af Forspændingen kan her ogsaa spille ind.

7.55 SØJLETRYKKETS EXCENTRICITET

Begrebet en centralt paavirket Søjle er en Utopi. Selv ved Laboratorieforsøg er det meget vanskeligt at reducere de utilsigtede Excentriciteter tilstrækkeligt.

Tilstræbes Trykket i Søjler centreret ved Hjælp af Charnierer, maa man gøre sig klart, at disse paa Grund af Friktion eller lignende vil kunne fremkalde væsentlige Excentriciteter.

Som nævnt i Afsnit 7.54 kan Betonen i Søjler, der støbes liggende, være forskellig i de ved Støbningen nedre og øvre Partier. Dette kan medføre, at Normalsnittets elastiske og geometriske Tyngdepunkter ikke er sammenfaldende, hvilket kan medføre uønskede Excentriciteter. For Søjler, der indgaar i Rammekonstruktioner, vil en Beregning af Bøjningsmomenterne og dermed Excentriciteterne i nogle Tilfælde kunne gennemføres; men da Beregningerne baseres paa tvivlsomme Forudsætninger især med Hensyn til Revnernes Indflydelse paa Stivheden, maa man gøre sig klart, at Beregningsresultaterne er behæftede med betydelige Unøjagtigheder.

Ofte støbes Søjler, Bjælker, Plader og Vægge sammen til en monolitisk Konstruktion. Dette kan medføre en saa høj Grad af statisk

Ubestemthed, at en blot nogenlunde korrekt statistisk Beregning er praktisk uigennemførlig. I disse Tilfælde maa man lade sig nøje med en meget tilnærmet Beregning baseret paa stærkt forenkledte Antagelser.

De eksisterende Normer, DS 411, angiver en saadan Beregningsmetode. Denne vil formentlig ogsaa komme til at figurere i de kommende Normer i en let modificeret Form. Følgende Formulering kunde tænkes anvendt:

Søjler, der er støbt i ét med Bjælker eller Plader, kan for almindeligt anvendte Konstruktioner og Dimensioner, især i Husbygning, under Forudsætning af fastholdt Knudepunktsfigur beregnes for et centralt Tryk, naar den nominelle Totalbelastning fra den over den paagældende Søjle beliggende Etage multipliceres med en Faktor, som fastsættes saaledes:

Tilfælde 1: Søjlen er belastet ensidigt i to Retninger af Bjælker eller Plader: Faktor 2, 0.

Tilfælde 2: Søjlen er belastet af gennemgaaende Bjælker eller gennemgaaende Plader: Faktor 1, 25. For at en Bjælke eller Plade skal kunne regnes gennemgaaende, maa den paa de to Sider af Søjlen have tilnærmelsesvis samme Stivhed. I modsat Fald regnes som anført under Tilfælde 1 henholdsvis Tilfælde 3.

Tilfælde 3: Alle øvrige Søjler: Faktor 1, 5.

Tilfælde 1 dækker Hjørnesøjler eller Søjler, som i statistisk Henseende maa behandles paa lige Fod med Hjørnesøjler paa Grund af Forskel i Stivhed hos de gennemgaaende Bjælker eller Plader.

Tilfælde 2 dækker indvendige Søjler, ved hvilke de gennemgaaende Bjælker eller Plader har tilstrækkelig ensartet Stivhed paa de to Sider af Søjlen i begge Retninger.

Tilfælde 3 dækker Facadesøjler (bortset fra Hjørnesøjler) og indvendige Søjler, som i statistisk Henseende maa behandles paa lige Fod med Facadesøjler paa Grund af, at de gennemgaaende Bjælker eller Plader har uensartet Stivhed i én Retning.

Princippet er søgt illustreret i Fig. 7.55.1, som viser Plan af et Dæk. Den Faktor, som skal anvendes, er angivet ved den paagældende Søjle.

I Fig. 7.55.1 hidrører Forskellen i Stivhed fra Forskel i Bjælkkelængde. En tilsvarende Forskel kan skyldes et Spring i Bjælkens Inertimoment.

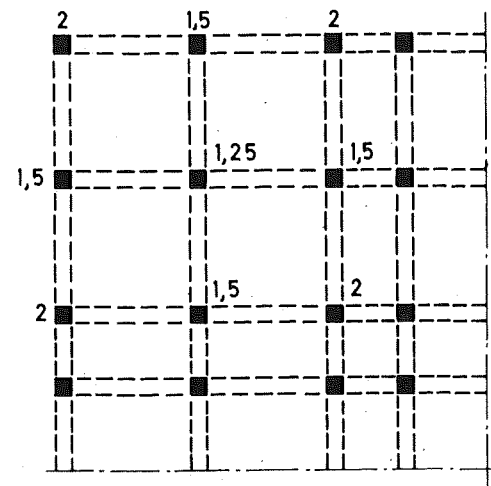


Fig. 7.55.1

7.56 PRAKTISKE SØJLEBEREGNINGER

Som det fremgaar af Afsnit 7.52 - 7.55 medfører en Række Forhold, at statiske Beregninger af Jernbetonsøjler maa forventes at føre til Resultater, som er behæftede med store Unøjagtigheder. Der er derfor ingen Grund til at bringe for komplicerede Beregningsmetoder i Anvendelse, idet en tilsyneladende Nøjagtighedsforbedring kan være illusorisk. Simplere Beregningsmetoder synes mere motiverede. Desuden bør man tage Hensyn til de nævnte Forhold ved at anvende en Beregning, som skønnes at være passende paa den sikre Side. Dette opfordrer til at anvende beskedne Spændinger og undgaa for spinkle Tværsnit og for slanke Søjler.

I Henhold til CEB's seneste Forslag til Søjleberegning (se [68-15], p. 115) skal Søjletværsnit beregnes for Normalkraften N' virkende sammen med et Bøjningsmoment M . Dette Moment skal svare til Summen af to Bidrag - dels det Moment, som man vilde finde, hvis man saa bort fra Søjlets Udbøjning, dels et Tillægsmoment M_c hidrørende fra Udbøjningen. Sidstnævnte Moment kan beregnes af Udtrykket

$$M_c = \frac{1}{10} K l^2 N' \quad (7.56.1)$$

hvor K , som betegner Søjlets Krumning, kan regnes at være

$$K = \frac{\epsilon_a + \epsilon_a'}{h'} \quad (7.56.2)$$

I Ligning (7.56.2) betegner ϵ_a og ϵ_a' henholdsvis Enhedsforlængelsen af Armeringen i den strakte (eller mindst trykkede) Armering og Enhedsforkortelsen i den mest trykkede Armering, og h' betegner Afstanden mellem Træk- og Trykarmering.

Der kan tages Hensyn til Krybning ved at multiplicere ϵ_a med en Faktor $(1 + \xi)$, hvor ξ angiver Forholdet mellem Momentet fra Langtidslast og Totalmomentet - begge svarende til Brugslast, d.v.s. med Belastningens Partialkoefficienter regnet lig med 1.

For ϵ_a og ϵ_a' regnes henholdsvis:

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a^*}{E_a} \quad (7.56.3)$$

$$\epsilon_a' = 0,002 \quad (7.56.4)$$

Den beregnede Kombination af N og M skal falde inden for det til Søjletværsnittet svarende M-N-Diagram (sammenlign Afsnit 7.32.9 og 7.32.91). For dobbeltsymmetrisk armerede, rektangulære Søjletværsnit foreslaas anvendt et M-N-Diagram bestaaende af to rette Linier 1-2 og 2-3, hvor Punkterne 1, 2 og 3's Koordinater er angivet i nedenstaaende Skema.

Punkt	N	M
1	0	$\frac{1}{2} A' h' \sigma_a^*$
2	$0,4 B \sigma_b^*$	$\frac{1}{2} A' h' \sigma_a^* + 0,12 B h_t \sigma_b^*$
3	$B \sigma_b^* + A' \sigma_a^*$	0

Følgende Bogstavssymboler er anvendt:

M	Bøjningsmoment om Tyngdepunktsaksen for det urevnede Tværsnit
A'	Tværsnitsareal af hele Længdearmeringen
B	Betonens Tværsnitsareal
h_t	Total Tværsnitshøjde
σ_a^*	Nominal Trækbrudspænding for Armering
σ_a'	Nominal Trykbrudspænding for Armering

Ovenstaaende Redegørelse afviger paa en Del Punkter fra CEB's Formulering, blandt andet fordi denne benytter Bogstavssymboler, der er i Uoverensstemmelse med CEB's Rekommandationer. Desuden er der i [68-15] ikke skelnet mellem σ_a^* og σ_a' .

Udbøjning i 1. og 2. Hovedaksens Retning maa undersøges, med mindre man umiddelbart kan afgøre, at det ene Tilfælde ikke kan blive dimensionsbestemmende.

For et givet eller skønnet Søjletværsnit giver CEB-Metoden en ret simpel Mulighed for at undersøge, om Bæreevnen er tilstrækkelig. Søger man derimod at udlede tilsvarende Dimensioneringsformler, er disse tilbøjelige til at blive lovligt komplicerede, saa at man simplere kommer igennem ved at skønne et Tværsnit. For det hyppigst forekommende Tilfælde: centralt belastet Søjle - d.v.s. en Søjle, hvis Bøjningsmoment alene bestaar af Momentet M_c svarende til Udbøjningen - skal dog her udledes nogle Dimensioneringsformler.

For en centralt belastet Søjle er det Linien 2-3 i M-N-Diagrammet, som er dimensionsbestemmende, undtagen hvis det drejer sig om Søjler med meget stort Slankhedsforhold. Ligningen for Linie 2-3 er

$$M(B \sigma_b^* + A' \sigma_a^* - 0,4 B \sigma_b^*) =$$

$$(\frac{1}{2} A' h' \sigma_a^* + 0,12 B h_t \sigma_b^*)(B \sigma_b^* + A' \sigma_a^* - N) \quad (7.56.6)$$

Indføres $M = M_c$ i Henhold til Ligning (7.56.4), faas

$$B = \frac{N}{\sigma_b^*(1 + \omega')} \left(1 + \frac{K l^2}{10 h_t} \frac{0,6 + \omega'}{0,12 + \frac{1}{2} \omega' \frac{h'}{h_t}} \right) \quad (7.56.7)$$

idet der her er indført Betegnelserne

$$\omega = \frac{A' \sigma_a^*}{B \sigma_b^*} \quad (7.56.8)$$

og

$$\omega' = \frac{A' \sigma_a'}{B \sigma_b^*} \quad (7.56.9)$$

Skrives Ligning (7.56.7) paa Formen

$$B = \frac{N}{\sigma_b^*(1 + \omega')} \left[1 + \lambda \left(\frac{1}{100 h_t} \right)^2 \right] \quad (7.56.10)$$

kan λ i Henhold til Ligning (7.56.2) - (7.56.4) beregnes af Udtrykket^{x)}

$$\begin{aligned} \text{For } 7 h_t < 1 < 15 h_t & \text{ kan regnes } \lambda = 12 \\ \text{For } 1 < 7 h_t & \text{ kan regnes } \lambda = 0 \end{aligned}$$

$$\lambda = (2 + 10^3 \frac{\sigma_a^*}{E_a}) \frac{h_t}{H} \frac{0,6 + \omega'}{0,12 + \frac{1}{2} \omega' \frac{H}{h_t}} \quad (7.56.11)$$

Ligningerne (7.56.10) - (7.56.11) gælder som nævnt ikke for Søjler med meget stort Slankhedsforhold. Grænsen ses at svare til

$$\frac{M_c}{N} = \frac{1}{10} K l^2 = \frac{0,12 B h_t \sigma_b^* + \frac{1}{2} A' h' \sigma_a^*}{0,4 B \sigma_b^*} \quad (7.56.12)$$

hvilket ved Hjælp af Ligning (7.56.2) - (7.56.4) og (7.56.8) kan omformes til

$$\frac{1}{100 h_t} = \sqrt{\frac{0,12 + \frac{1}{2} \omega' \frac{H}{h_t}}{0,4(2 + 10^3 \frac{\sigma_a^*}{E_a})}} \frac{H}{h_t} \quad (7.56.13)$$

Regnes tilnærmelsesvis

$$h' = 0,8 h_t \quad (7.56.14)$$

faas for Tentor 56 med

$$\sigma_a^* = 4,9 \text{ Mp/cm}^2 \quad (7.56.15)$$

og

$$E_a = 2,1 \cdot 10^3 \text{ Mp/cm}^2 \quad (7.56.16)$$

i Henhold til Ligning (7.56.13) en Grænseværdi af Størrelsen

$$\frac{1}{100 h_t} = \sqrt{\frac{\omega + 0,3}{5,4}} \quad (7.56.17)$$

Med 1 Procent Længdearmering:

$$A' = 0,01 E \quad (7.56.18)$$

og

$$\sigma_b^* = 0,1 \text{ Mp/cm}^2 \quad (7.56.19)$$

faas af Ligning (7.56.8) og (7.56.15):

$$\omega = 0,49 \quad (7.56.20)$$

som indsat i Ligning (7.56.17) giver Grænseværdien

$$\frac{1}{100 h_t} = 0,38 \quad (7.56.21)$$

altsaa et meget stort Slankhedsforhold.

For Tentor 56 med

$$\sigma_a^* = 4,0 \text{ Mp/cm}^2 \quad (7.56.22)$$

og med de ved Ligning (7.56.14) - (7.56.16) og (7.56.19) givne Antagelser giver Ligning (7.56.8) - (7.56.9) og (7.56.11):

$$\lambda = 11 \frac{\omega_0 + 0,015}{\omega_0 + 0,006} \quad (7.56.23)$$

hvor ω_0 betegner Armeringsforholdet:

$$\omega_0 = \frac{A'}{B} \quad (7.56.24)$$

For 1 Procent Armering ($\omega_0 = 0,01$) faas eksempelvis af Ligning (7.56.23) og (7.56.9):

$$\lambda = \text{ca. } 17 \quad (7.56.25)$$

og

$$\omega' = 0,01 \frac{4,0}{0,1} = 0,4 \quad (7.56.26)$$

Ligning (7.56.10), (7.56.25) og (7.56.26):

$$B = \frac{N'}{1,4 \sigma_b^*} \left[1 + 17 \left(\frac{1}{100 h_t} \right)^2 \right] \quad (7.56.27)$$

For kvadratisk Søjletværsnit er

$$B = h_t^2 \quad (7.56.28)$$

hvorved Ligning (7.56.27) og (7.56.28) giver:

$$B = \frac{N'}{2,8 \sigma_b^*} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{1^2 \sigma_b^*}{100 N'}} \right) \quad (7.56.29)$$

Da denne Dimensioneringsformel er baseret paa en Række Antagelser med Hensyn til Armeringsforhold, Armeringens Placering og dennes og Betonens mekaniske Egenskaber, kan man passende - efter at have fastlagt Tværsnittet - undersøge, om Bæreevnen er tilstrækkelig. Dette kan gøres ved Hjælp af Ligning (7.56.11) og (7.56.10), idet sidstnævnte skrives paa Formen

$$N' = \frac{B \sigma_b^* (1 + \omega')}{1 + \lambda \left(\frac{1}{100 h_t} \right)^2} \quad (7.56.30)$$

Metoderne er illustreret i nedenstaaende Taleksempel.

Taleksempel Nr. 7.56.1

Centralt belastet Søjle med kvadratisk Tværnsnit.

$$N = 120 \text{ Mp}$$

$$l = 400 \text{ cm}$$

Armering Tentor 56

$$\sigma_b^* = 0,1 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\sigma_a^* = 4,9 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\sigma_a^* = 4,0 \text{ Mp/cm}^2$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^3 \text{ Mp/cm}^2$$

Ligning (7.56.29)

$$B = \frac{120}{2,8 \cdot 0,1} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{400^2 \cdot 0,1}{100 \cdot 120}}\right) = 1082 \text{ cm}^2$$

Med 34 cm Sidelinie og ca. 1 Procent Armering kan denne bestaa af 4 T 20, ét i hvert Hjørne.

$$A' = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$B = 34^2 = 1156 \text{ cm}^2$$

Tværnsnittet er vist i Fig. 7.56.1.

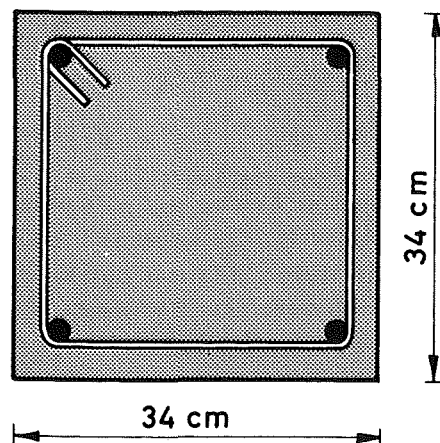


Fig. 7.56.1

Armeringsstængerne anbringes med deres Midte 4 cm fra Betonoverfladen.

$$h' = 34 - 2 \cdot 4 = 26 \text{ cm}$$

Ligning (7.56.8) og (7.56.9):

$$\omega = \frac{12,57 \cdot 4,9}{1156 \cdot 0,1} = 0,533$$

$$\omega' = \frac{12,57 \cdot 4,0}{1156 \cdot 0,1} = 0,435$$

Ligning (7.56.11):

$$\lambda = \left(2 + \frac{4,9}{2,1}\right) \frac{34}{26} \frac{0,6 + 0,435}{0,12 + 0,267 \frac{26}{34}} = 18,1$$

Ligning (7.56.30):

$$N = \frac{1156 \cdot 0,1 (1 + 0,435)}{1 + 18,1 \left(\frac{4}{34}\right)^2} = 132 \text{ t}$$

Dimensionerne er saaledes lidt paa den sikre Side.

8. KONSTRUKTIV UDFORMNING

I de foregaaende Kapitler er angivet nogle Metoder til Gennemførelse af statiske Beregninger for Jernbetonkonstruktioner. Disse forudsætter, som tidligere nævnt, at der er fuldstændig Forbindelse mellem Armering og Beton. En saadan perfekt Samvirken mellem Konstruktionens to Materiale-Komponenter stiller en Række Krav til den konstruktive Udformning, Konstruktionselementernes Form, Fremstillingsmetode, Anvendelse etc. spiller her tillige ind. De vigtigste af disse Hensyn er søgt belyst i nærværende Kapitel.

8.1 FORBINDELSE MELLEM ARMERING OG BETON

Naar en Armeringsstang indstøbes i Beton, hæfter Betonen til Stangen. Dette Fænomen betegnes i Reglen Adhæsion, og det medfører, at der kan overføres visse Forskydningsspændinger i Kontaktfladen mellem Beton og Armering. Disse modvirker en Flytning af Armeringen i Forhold til Betonen. Naar Forskydningsspændingen i Kontaktfladen naar op paa en vis Værdi, brydes Adhæsionen. Der optræder herefter i Stedet nogle Forskydningsspændinger i Kontaktfladen, som nærmest har Karakter af Friktion, idet Forholdet dog kompliceres af Stangens Overflade-Uregelmæssigheder og eventuelle Ribber (se Afsnit 3.2).

Størrelsen af de Kræfter, der kan overføres mellem Armering og Beton, afhænger af mange Forhold, hvoraf de vigtigste skal omtales i det følgende.

Forankringsevnen øges med Betonstyrken.

Stangens Overfladebeskaffenhed er meget afgørende. Rationelt udformede Ribber sikrer en god Forbindelse. Stangens Overfladeruhed er af Betydning, især for Armering uden Ribber. Rust øger Armeringens Ruhed, men løs Rust bør fjernes. Snavs og især Fedt kan næsten helt eliminere Forbindelsen mellem Beton og Armering uden Ribber.

Hvis der optræder Tryknormalspændinger i Kontaktfladen mellem Armering og Beton, øges Muligheden for at overføre Forskydningsspændinger. Betonens Svind har derfor en vis, begrænset, gunstig Indflydelse. De nævnte Tryknormalspændinger kan ogsaa opstaa paa Grund af Konstruktionsdelens statiske Virkemaade eller dens Samvirken med andre Konstruktionsdele. Tilsvarende Trækspændinger har

den modsatte (skadelige) Virkning.

Paa Grund af disse Forhold i Forbindelse med Materialernes Tværdeformationer svarende til deres Poisson-Forhold spiller ogsaa Normalspændingerne i Snit vinkelret paa Stangens Længderetning en vis - mindre væsentlig - Rolle. Benyttes Resultater af Forankringsforsøg, maa man derfor sikre sig, at de i denne Henseende svarer til Forholdene i det Element, paa hvilket Forsøgsresultaterne anvendes. Dette Spørgsmaal uddybes senere i dette Afsnit.

Man har tidligere ofte foreskrevet, at Armeringsstænger fortrinsvis bør forankres i de Dele af Konstruktionen, hvor der optræder Trykspændinger i Betonen, idet man i denne Forbindelse har refereret til Betonspændingerne i Snit vinkelret paa Stangens Længderetning. Saadanne Spændinger virker ikke til Gunst for Forankringen. Da de kan fremkalde Revner parallelle med Stangen, er de tværtimod skadelige. Det, man bør tilstræbe, er, som ovenfor nævnt, om muligt at placere Forankringerne, hvor der vil optræde Tryknormalspændinger i Kontaktfladen mellem Armering og Beton.

Naar en Armeringsstang delvis indstøbt i et Betonlegeme (se Fig. 8.1.1) paavirket med en aksial Trækkraft paa den udragende Del, opstaaer der Trækspændinger i Betonen i Snit gennem Stangens Akse nærmest Indstøbingsstedet. Dette kan fremkalde Revner som antydte i Fig. 8.1.1, hvilket vil medføre en Reduktion af de Kræfter, der kan overføres fra Armering til Beton.

Forholdet har Lighed med Spaltningen ved de i Afsnit 2,3 omtalte Spalteforsøg. Forankringsevnen forbedres væsentligt ved at indlægge en Tværarmering (se Fig. 8.1.1), som hindrer Revnerne i at aabne sig.

Ved et Udtrækningsforsøg som det i Fig. 8.1.1 illustrerede fremkalder det Modhold, som understøtter Betonen, Trykspændinger i denne i Snit vinkelret paa Armeringsstangen. Betragtes til Sammenligning Forholdene ved Snit 2-2 i Fig. 7.43.11, vil der ikke ved Revnen optræde tilsvarende Trykspændinger. Udtrækningsforsøget i Fig. 8.1.1 er derfor uegnet til at bedømme Forankringen af højre Ende af den i Fig. 7.43.11 viste Armeringsstang. Forbindelsen mellem Armeringen og Betonen i en Bjælke paavirket til Bøjning undersøges derfor bedre ved Hjælp af Prøvebjælker.

For at kunne beregne de Kræfter, der overføres mellem Armering og Beton, kan man maale Deformationerne af Armeringen og den omgivende Beton, Anvendelse af strain-gauges paa Armeringens

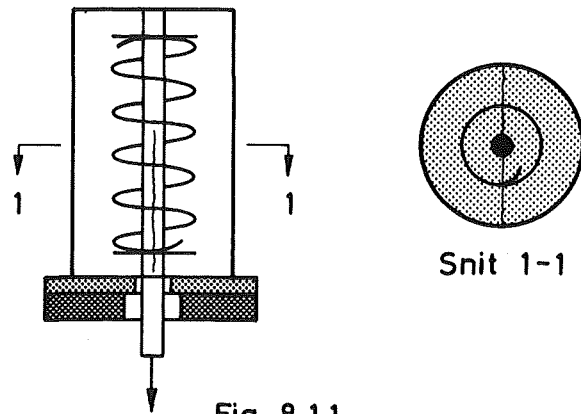


Fig. 8.1.1

Overflade er ikke nogen helt tilfredsstillende Metode især ved smaa Armeringsdimensioner, idet Forbindelsen mellem Beton og Armering Herved kan ændres lokalt. Af samme Grund er Udsparinger i Betonen, ved hvilke Armeringen lokalt blottes, saa at mekaniske eller optiske Deformationsmålere kan anvendes, heller ikke nogen synderlig god Løsning, og sådanne Udsparinger kan desuden virke som Brud-Anvisere og saaledes faa Indflydelse paa Betonens Revnedannelse.

Strain gauges kan anbringes indvendigt i specielt udformede, hule Armeringsstænger (se [51-4]), men Metoden er begrænset til Stænger med ret stor Dimension og derfor blandt andet uegnet ved tynde Forspændingstraade i forospændt Beton, for hvilke Bestemmelsen af Traadens Bevægelser i Forhold til Betonen i Forankringszonen er af afgørende Betydning.

Man kan i disse Tilfælde benytte følgende Metode (se [55-1]):

Inden Traadene indstøbes, skæres der nogle smalle Tværriller i deres Overflade, og i disse anbringes smaa Stykker Blyfolie, som rager lidt uden for Traadens Tværsnit. Naar Traadene derefter indstøbes i Beton, kan man lokalisere Blystrimlerne ved Hjælp af Røntgenfotografier. Traadenes Deformationer kan heraf bestemmes ved Hjælp af et Maalemikroskop. Naar Traaden bevæger sig i Forhold til

den omgivende Beton, overlippes Blyfolien, og man kan saaledes ret nøjagtigt maale den relative Flytning, idet ogsaa den udragende Kant af den Del af Blyfolien, som følger med Traaden, aftegner sig paa Røntgenbilledet.

8.2 ARMERINGSSTÆNGERS FORANKRINGSEVNE

Som omtalt i Afsnit 8.1 afhænger Forbindelsen mellem en Armeringsstang og den omgivende Beton blandt andet i høj Grad af Stangens Overfladebeskaffenhed. Ved Laboratoriet for Bærende Konstruktioner, Danmarks tekniske Højskole, er udviklet en Metode til Prøvning af Armeringsstængers Forankringsevne. I Princippet gaar Metoden ud paa at sammenligne Stangens Forankringsevne med Forankringsevnen af en Reference-Stang med en Overfladeform, som maa anses for at skabe en perfekt Forbindelse med Betonen. Som Reference-Stang benyttes en Stang med Gevind. Metoden er optaget som Dansk Standard DS 2082, der er gengivet som Appendiks bagest i nærværende Bog. Ved denne Prøvemetode er de Armeringsstænger, hvis Forankringsevne man maaler, omgivet af en saa kraftig Spiralarmoring, at en Spaltning af den omgivende Beton er hindret. Desuden opnaas en Spændingstilstand i Betonen, som i højere Grad modsvarer den, der optræder i Jernbetonkonstruktioner, end Tilfældet er for det i Forbindelse med Fig. 8.1.1 omtalte Udrækningsforsøg.

Forholdet mellem Forankringsbrudkraften for den undersøgte Stang og Reference-Stangen (Forankringsfaktoren) betegnes ζ .

For de i Danmark mest anvendte Armeringstyper kan regnes med følgende Forankringsfaktorer:

Rundjern:	$\zeta = 0,3$	(8.2.1)
Dansk Kamstaal:	$\zeta = 0,9$	(8.2.2)
Tentorstaal:	$\zeta = 0,8$	(8.2.3)

8.3 ARMERINGENS FORANKRING OG STØD

DS 411 foreskriver, at Trækarmoring bestaaende af Rundjern med Diameter større end 14 mm forsynes med Kroge af den i Fig. 8.3.1. a viste Form, at Trækarmoring bestaaende af 14 mm Rundjern forsynes med Hager som vist i Fig. 8.3.1. b, medens der for mindre Dimensioner af Rundjern ikke kræves Kroge eller Hager.

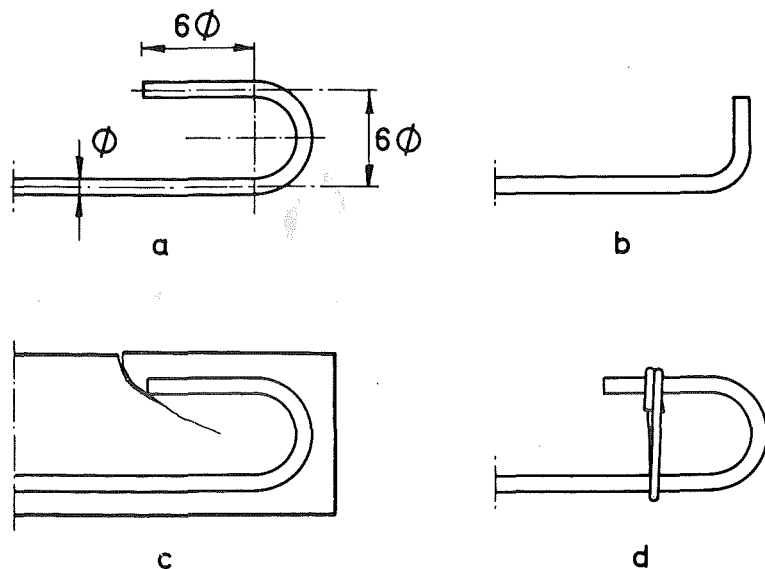


Fig. 8.3.1

Den i Fig. 8.3.1. a viste Krog har en Tendens til at aabne sig, naar den paavirkes af en Trækraft i Stangen, hvilket kan fremkalde Revner som antydnet i Fig. 8.3.1. c. Fænomenet, der er mest udpræget ved stor Stangdiameter, høje Spændinger i Armeringen og spinkle Betondimensioner, kan modarbejdes ved Anvendelsen af saakaldte Nakkebøjler, som illustreret i Fig. 8.3.1. d.

I en Del Tilfælde maa Armeringsstænger stødes. Dette kan skyldes, at Stængernes normale Lagerlængder er utilstrækkelige i den givne Situation; men ofte arrangeres Stød af andre praktiske Hensyn. Ønsker man f. Eks. af Hensyn til Form- eller Støbearbejdet at støbe Konstruktionen i flere Sektioner med mellemliggende Støbeskel, kan dette motivere, at en større eller mindre Del af Arme-

ringen kun fortsættes et passende Stykke uden for en Støbesektion og siden stødes, naar Formene er opstillet for næste Støbning.

Oftest stødes Armeringsstænger ved at føres en Stødlængde forbi hinanden, saaledes at Kraften kan overføres fra Stang til Stang gennem Betonen (Overlappingsstød). Denne Form for Stød omtales i dette Afsnit.

Stængerne kan som omtalt i Afsnit 8.4 - 8.6 ogsaa stødes direkte ved Svejsning eller ved Hjælp af specielle Muffer og - for Trykstængers Vedkommende - desuden ved Kontakt-Stød.

For Stødning af Armeringsstænger foreskriver DS 411 de i Fig. 8.3.2 viste Arrangementer.

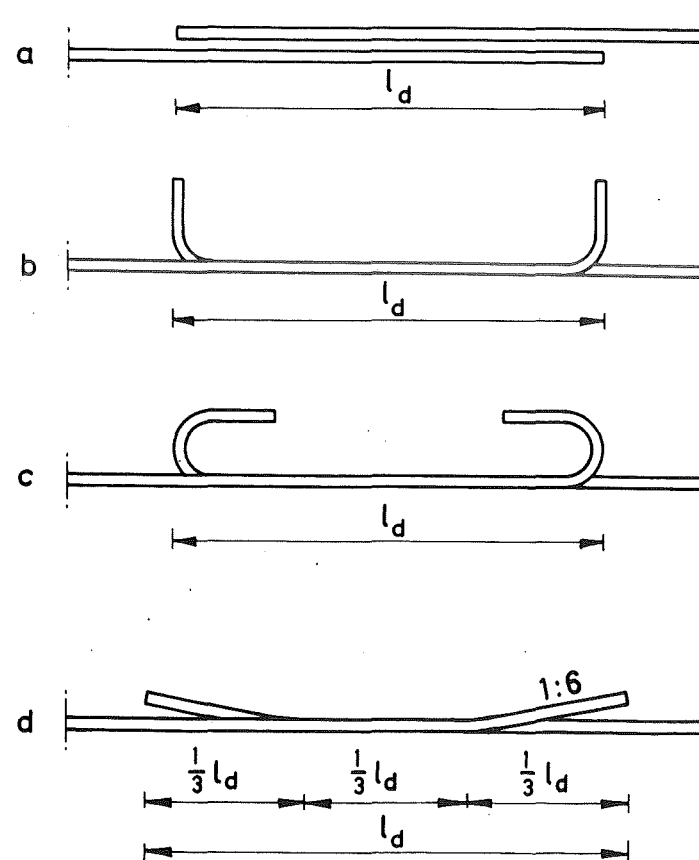


Fig. 8.3.2

Det lige Overlapningsstød i Fig. 8.3.2.a foreskrives ved Stødning af Trykarmering samt ved Trækarmoring med lille Dimension.

Stød med Hager (Fig. 8.3.2.b) foreskrives for Trækarmoring R14. Stød med Kroge (Fig. 8.3.2.c) foreskrives for Rundjern med større Dimension end 14 mm paavirket til Træk.

Rundjerns-Armering paavirket til Tryk bør ikke forsynes med Kroge, da dette kan medføre en Tendens til Sprængning af Betonen.

Stød med Indbukninger (Fig. 8.3.2.d) foreskrives for Ribbestaal med nominal Diameter større end eller lig med 16 mm paavirket til Træk.

Senere Forsøg [55-2] har vist, at Indbukningerne (Fig. 8.3.2.d) ikke øger Stødets Bæreevne.

For at modarbejde den i Afsnit 8.1 omtalte Spaltningsændens ved Stød og Forankringer bør her indlægges tilstrækkelig Tværarmoring. Virkningen af en saadan Armering er paavist ved amerikanske, danske og svenske Forsøg, [55-3], [57-2] og [66-19]. Udelades Tværarmoring, faas skøre Brud og stor Spredning i Forsøgsresultaterne.

Betegnes den nominelle Diameter af henholdsvis den stødte Stang og Tværarmoringen ϕ og ϕ_t synes Forsøg at vise, at man opnaar en tilstrækkelig kraftig Tværarmoring ved at begrænse Afstanden t mellem Tværarmeringsstængerne som følger:

$$t \leq \frac{55 \phi_t^2}{\phi} \quad (8.3.1)$$

Under Forudsætning af, at denne Betingelse er opfyldt, kan Stødlængden l_d (se Fig. 8.3.2) for Trækarmoring vælges i Henhold til nedenstaaende Skema, som er baseret paa de i Kapitel 5 foreslaaede Værdier af Partialkoefficienterne for Armering og Beton.

Skema 8.3.1 Stødlængder for Trækarmoring

	Ribbestaal	Rundjern	
	Lige Stød	Stød med Kroge	For $\phi \leq 10$ mm Lige Stød
$\frac{l_d}{\phi} \geq$	$1,1 \frac{\sigma_a^*}{\zeta \sigma_b^*}$	$2,0 \frac{\sigma_a^*}{\sigma_b^*}$	$2,8 \frac{\sigma_a^*}{\sigma_b^*}$
	$\frac{36}{\zeta}$	35	50

De i Skema 8.3.1 angivne Stødlængder er ikke i Overensstemmelse med DS 411, men maa anses for at føre til en korrektere Udformning. Anvendelse af Hager og Indbukninger er forladt, og lige Stød for Rundjern maa kun anvendes for Dimensioner mindre end eller lig med 10 mm.

For Trykarmering kan for baade Ribbestaal og Rundjern regnes

$$\frac{l_d}{\phi} \geq 30 \quad (8.3.2)$$

Ved Forankringer kan Forankringslængden regnes at være lige saa stor som Stødlængden l_d i Henhold til Skema 8.3.1 under Forudsætning af, at Tværarmoring i Forankringszonen opfylder Ligning (8.3.1). Forankringslængden defineres som den Længde, der kræves for at overføre den Kraft, som Armeringsstangen kan optage, naar den belastes til Brud.

De Forsøg, der ligger til Grund for Fastsættelsen af Stød- og Forankringslængder samt af Krav til Tværarmoring ved Stød og Forankringer, er af lignende Art som de i Afsnit 8.2 omtalte Forsøg til Bestemmelse af Forankringsevnen (DS 2082).

Da der ikke foreligger tilstrækkeligt Forsøgsmateriale til at beregne de tilsvarende Størrelser ved Stød og Forankringer i de mange forskellige Former for Jernbetonkonstruktioner, som anvendes i Praksis, er man indtil videre henvist til at benytte saadanne Konstruktionsregler, som skønsomt kan afledes af det foreliggende Forsøgsmateriale.

Nogle af de vigtigste og hyppigst forekommende Tilfælde er illustreret i Fig. 8.3.3, hvor det drejer sig om Stød eller Forankrin-

ger af Armeringstængerne i Undersiden af en Bjælke.

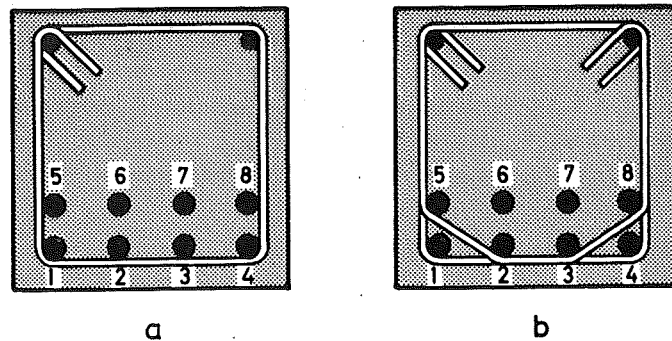


Fig. 8.3.3

For Hjørnestængerne (Nr. 1 og 4) maa de i Fig. 8.3.3.a viste Bøjler antages at udgøre en tilstrækkelig Tværarmering, hvis de opfylder Ligning (8.3.1). De samme Bøjler kan modvirke lodrette Revner ved Stang 2 og 3, men derimod næppe vandrette Revner her. En effektiv Tværarmering for Stang 2 og 3 kan opnaas med det i Fig. 7.43.8 viste Arrangement med separate Bøjler om Stang 2 og 3. Tilsvarende kan Bøjlerne i Fig. 8.3.3.a ikke effektivt modvirke lodrette Revner fremkaldt ved Stød eller Forankring af Stængerne 5, 6, 7 og 8 eller vandrette Revner ved Stang 6 og 7. Et Bøjlearrangement som vist i Fig. 8.3.3.b med separate Bøjler, der bukkes ved Stang 5, 2, 3 og 8, maa derimod skønnes at kunne yde en ret effektiv Tværarmering for Stængerne 2, 3, 5, 6, 7 og 8.

Som nævnt i Kapitel 5 kan Forbindelsen mellem Stænger, der ved Betonstøbningen ligger vandret i den øverste Del af Støbningen, og den omgivende Beton være reduceret paa Grund af Vandseparation, og fordi Luftbobler har en Tendens til at samle sig under disse Stænger. Der er i disse Tilfælde Grund til at udvise særlig Forsigtighed med Stød og Forankringer. Leonhardt foreskriver [65-4], at man i disse Tilfælde regner med en Fordobling af de normale Stød- og Forankringslængder.

Da Stød kan repræsentere en Svækkelse af Armeringen, bør de placeres, hvor Armeringen kun er delvis udnyttet, f. Eks. i Nærheden

af Momentnulpunkter. Desuden bør Stødene forsættes. Det maa tilstræbes, at højst en Trediedel af Armeringen stødes inden for den samme Stødlængde.

Forankringer kan forekomme ved Lejerne. Hvis Lejereaktionen fremkalder Tryk i Snit parallelle med Bjælkeaksen, kan den modvirke vandrette Revner her (se ogsaa Afsnit 7.47).

Som nævnt i Afsnit 7.43.2 skal en Armeringsstang i Træksiden af en Bjælke fortsættes en Strækning svarende til Bjælkehøjden plus Forankringslængden forbi det Snit, i hvilket den regningsmæssigt vilde kunne undværes til Optagelse af Bøjningsmomenter, hvis man ikke tog Hensyn til, at Revnerne forløber under en Vinkel paa ca. 45° med Bjælkeaksen.

8.4 SVEJSTE STØD

Af Kapitel 3 skal her resumeres følgende:

De bløde Rundjern er meget egnede for Svejning.

Dansk Kamstaal kan svejses ved elektrisk Afbrænde-Stuksvejsning eller ved elektrisk Lysbuesvejsning med Efterglødning (jfr. [62-8], p. 11). Da Tentorstaals Flydespænding ($\sigma_{0,2}$) fastlægges paa Basis af en Maaling udført efter Koldbearbejdning, er Svejsning af Tentorstaal ikke tilladt (se DS 411, § 35.1.1). Svenske Kamstaal forhandles i seks Kvaliteter, hvoraf Ks 42S, Ks 50S og Ks 60S er særligt egnede for Svejning.

Afbrænde-Stuksvejsning indebærer mindst Risiko for Fejl, men er begrænset til de Tilfælde, hvor de to Stykker af Armeringsstangen, der skal stødes, kan transporteres til den stationære Svejsemaskine, hvilket medfører en stærk Indskrænkning i Metodens praktiske Anvendelsesmuligheder. Elektrisk Lysbuesvejsning kan anvendes ved Stødning af Armeringsstænger. Stumpstød kan udføres med X-Skærping. Eventuelt kan Stødet udføres ved at svejse to Stænger som Lasker til de stødte Stænger (se Fig. 8.4.1).

Da langt de fleste Stød-Svejsninger af Armeringsstænger har Karakter af Montagesamlinger, vil det sjældent være muligt at foretage en Drejning af Stængerne. En Del af Svejsningen - eventuelt hele Svejsningen - maa derfor ofte udføres som Stillingssvejsning.

Termitsvejsning har været anvendt en Del til Samling af præfabrikerede Betonelementers udragende Støddarmring [68-19]. En Fordel ved Metoden er, at man paa denne Maade kan opnaa paalide-

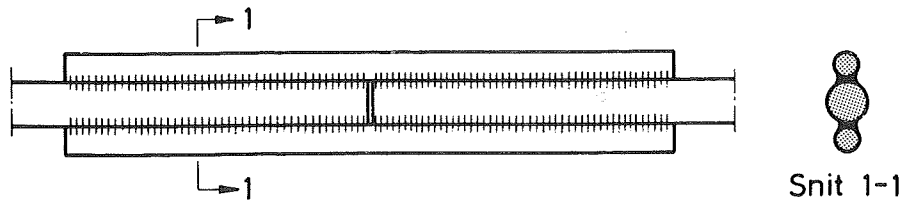


Fig. 8.4.1

lige Stød uden Anvendelse af særligt kvalificeret Arbejdskraft.

Som det vil fremgaa af ovenstaaende Redegørelse er svejste Stød i Armeringsstænger ikke en Løsning, man almindeligvis er fristet til at benytte, med mindre særlige Forhold gør sig gældende. En Undtagelse herfra udgør Samling af præfabrikerede Betonelementer. Man vil i dette Tilfælde ofte være afskaaret fra at kunne opfylde Kravet om, at højst en Trediedel af Armeringen stødes inden for den samme Stødlængde. Et andet Hensyn, som spiller ind her, er Ønsket om at etablere en hurtig Samling, som ikke sinker det videre Montagearbejde.

Tilsvarende Samlinger udført ved Indstøbning af udragende Armeringsstænger i Beton opnaar først fornøden Styrke, naar Betonen er hærdnet tilstrækkeligt, hvilket især i Tilfælde af Frost eller koldt Vejr kan være en Komplikation. Dette Forhold har været medvirkende til, at Svejsning har fundet udstrakt Anvendelse ved Samling af præfabrikerede Betonelementer i USSR og Østeuropa (se [68-16]).

Lignende svejste Samlinger af udragende Stødarmering - eventuelt i forbedret Udførelse - kan forventes at faa øget Betydning i Forbindelse med den stigende Anvendelse af præfabrikerede Betonelementer i Højhusbyggeri. De Samlinger, som i Dag anvendes i disse Konstruktioner i mange Lande - deriblandt Danmark - forekommer uegnede til at modstaa eventuelle lokale Overbelastninger, som det vil være forkert at negligere, hvis et Lokalbrud kan medføre Sammenstyrtning af større Dele af en Bygning og omfattende Tab af Menneskeliv.

Svejste Armeringsnet er omtalt i Afsnit 3.3.

Svejsning anvendes desuden til at forbinde Længdearmring og Bøjler til præfabrikeret Armering, som monteres samlet i Støbeformene, før Betonen udstøbes.

8.5 KONTAKT-STØD I TRYKARMERING

For Armeringsstænger, som udelukkende udnyttes som Trykarmring, kan Stød udføres ved at afskære Stangenderne nøjagtigt vinkelret paa Stængernes Akse og sikre, at Trykket overføres centralt ved at styre Stangenderne indbyrdes ved Hjælp af specielle Muffekoblinger. Disse bør fortrinsvis have Inspektionsaabninger, som giver Tilsynet en Mulighed for at kontrollere, om der er fornøden Kontakt mellem Stangenderne, før Betonen udstøbes.

Metoden har hidtil ikke fundet større Anvendelse her i Landet, men anvendes en Del i USA og omfattes af ACI Standard [63-2].

8.6 MUFFE-STØD I TRÆKARMERING

Stød i Trækarmring kan etableres ved Hjælp af Skruemuffer. Da Gevindskæring medfører baade en Reduktion af Tværsnitsarealet og en Svækkelse paa Grund af Kærsvirkning - som især er uheldig ved dynamisk Paavirkning - er denne Metode ikke synderlig tiltalende. For Armeringsstænger til Spændbeton er dog udvirket en Metode, ved hvilken Gevindet indvales paa Stangen. Der anvendes et specielt Gevindprofil med stor Krumningsradius i Bunden af Stangens Gevindkærv. Dette i Forbindelse med, at Gevindet indvales koldt - hvilket medfører dels en Styrkestigning, dels at Tværsnitsreduktionen kan reduceres, fordi Gevindkærvene kun skal trykkes saa dybt ned, at der opnaas tilstrækkeligt Materiale i Gevindkammene - medfører, at Gevindets statiske Styrke svarer til Stangens. At Gevindets Udmattelsesstyrke er noget reduceret, spiller mindre Rolle i Spændbetonkonstruktioner, fordi disses Armering almindeligvis udsættes for en forskudt Udsvingningspaavirkning med en Amplitude, der kun udgør faa Procent af Middelspændingen (se [67-7], p. 40).

Et Muffe-Stød for Trækarmring kan principielt udføres ved, at begge Stangender stikkes ind gennem hver sin Ende af en rørformet Muffe, og Mellemlummet mellem Stænger og Muffe udstøbes med Beton, Cementmørtel eller lignende Materiale. Da det er van-

skeligt at etablere en forsvarlig Udstøbning, har denne Løsning ikke fundet større Anvendelse. En lignende Løsning kan etableres ved at anvende en Stød-Muffe udformet i Lighed med den, som i Henhold til DS 2082 benyttes til Prøvning af Armeringsstængers Forankrings-evne, men omsluttende et Overlappingsstød. Selv om en forsvarlig Udstøbning af en saadan Muffe er væsentligt mindre vanskelig end Udstøbning af en Rør-Muffe, benyttes denne Løsning dog ogsaa kun sjældent i Praksis. Ved Forsøg [68-17] har den vist sig effektiv.

8.7 ARMERINGS-KRUMNINGER

Som det vil fremgaa af de foregaaende Kapitler, forekommer der mange Tilfælde, hvor en Armeringsstang ikke føres retliniet igennem Betonkonstruktionen. Dette indebærer en Række Problemer, hvoraf nogle søges belyst i dette Afsnit.

Naar en Armeringsstang (se Fig. 8.7.1) med Diameter ϕ og Krumningsradius r paavirkes af en Trækspænding σ_a , fremkaldes en Trykspænding p i den tilgrænsende Beton. Regnes denne at svare til, at det radiale Tryk er ensformigt fordelt over en Bredde ϕ , faas:

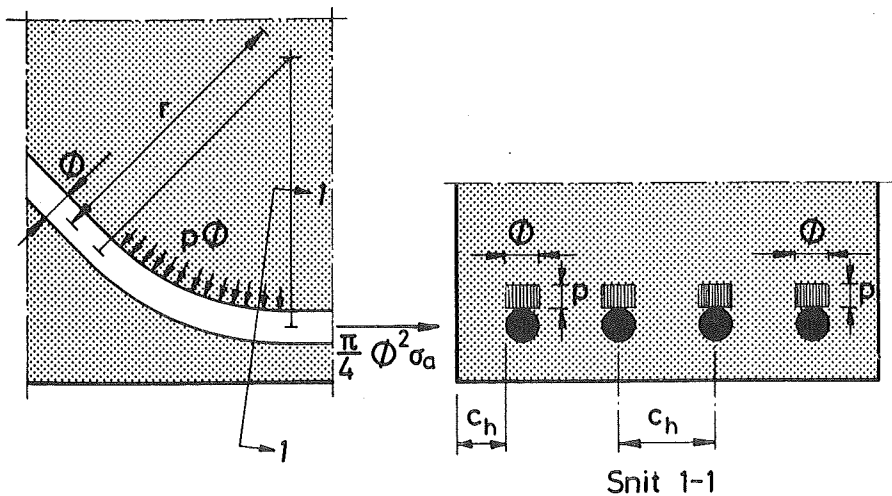


Fig. 8.7.1

$$p = \frac{\pi}{4} \frac{\phi^2 \sigma_a}{r \phi} = \frac{\pi}{4} \frac{\phi}{r} \sigma_a \quad (8.7.1)$$

Dette Tryk har en Tendens til at fremkalde en Spaltning af Betonen i Lighed med den, der ligger til Grund for de i Afsnit 2.3 beskrevne Spalteforsøg. Som omtalt i Afsnit 7.43.2 kan Fænomenet blandt andet optræde i Forbindelse med opbøjet Trækarmring.

Leonhardt [65-4] angiver tilladelige Grænser for den radiære Trykspænding p svarende til Ligning (8.7.1). Disse er baserede paa en tilladelig Spænding i Armeringen og Betonens Terningstyrke. Desuden er i det til Ligning (8.7.1) svarende Udtryk anvendt Armeringsstangens indvendige Krumningsradius - ikke Krumningsradius for Stangtværsnittets Tyngdepunktslinie - hvilket dog er uden væsentlig Betydning i Forhold til de øvrige Usikkerheder, der knytter sig til Problemet.

Regnes Betonens Terningstyrke til ca. $1,2\sigma'_{bk}$, kan de angivne Grænser for p skrives paa Formen

$$p \leq \begin{cases} 0,3 \frac{c_h}{\phi} \sigma'_{bk} \\ 1,8 \sigma'_{bk} \end{cases} \quad (8.7.2)$$

idet c_h betegner Stangens Dæklag, d.v.s. Tykkelsen af det dækkende Betonlag - maalt vinkelret paa den krumme Stangs Plan (se Fig. 8.7.1). Dette gælder for de yderste Stænger i Tværsnittet. For mellemliggende Stænger indføres for c_h Afstanden mellem Stængernes Midte maalt vinkelret paa de krumme Stængers Plan (se Fig. 8.7.1).

Regnes den tilladelige Spænding σ_a i Armeringen lig med $0,6\sigma_{ak}$, giver Ligning (8.7.1) og (8.7.2):

$$\frac{2r}{\phi} \geq \begin{cases} \frac{3\phi}{c_h} \frac{\sigma_{ak}}{\sigma'_{bk}} \\ 0,5 \frac{\sigma_{ak}}{\sigma'_{bk}} \end{cases} \quad (8.7.3)$$

For en Yder-Stang med

$$\begin{aligned} c_h &= 1,5\phi \\ \sigma_{ak} &= 5600 \text{ kp/cm}^2 \quad (\text{Tentor 56}) \\ \sigma'_{bk} &= 200 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

giver Ligning (8.7.3)

$$2r \geq 56\phi$$

En saa stor Bukke-Diameter anvendes normalt ikke. Man bør derfor søge at undgå at placere de krumme Dele af Stængerne nær Betonens Overflade. Eventuelt kan Spaltningstendensen modvirkes ved at indlægge en passende Tværarmering.

Visse danske Anvisninger ([62-8] og [66-21]) foreskriver for Ribbestaal:

$$\frac{2r}{\phi} \geq 21 \quad (8.7.4)$$

svarende til en Bukkeskive-Diameter paa mindst 20ϕ . Der synes at herske Uklarhed om denne Forskrifts Oprindelse og Berettigelse. I Henhold til ovenstaaende Redegørelse vil den kunne være paa den usikre Side.

I Praksis anvendes ofte Bukkeradier, som end ikke opfylder Betingelsen (8.7.4). Med vort nuværende, begrænsede Kendskab til, hvor smaa Bukkeradier man kan tillade uden at risikere en Spaltning af Betonen, maa man nære alvorlige Betænkeligheder ved en saadan Praksis.

Hvis en Armeringsstang med lille Diameter - f. Eks. en Bøjle - bukkes med en lille Krumningsradius og placeres saaledes i Konstruktionen, at den langs sin krumme Del ligger an mod en Armeringsstang af stor Dimension, vil denne kunne optage Radialkræfterne. I saa Fald kan de i Kapitel 3 angivne minimale Krumningsradier anvendes.

Ved Rammehjørner og lignende gør der sig særlige Forhold gældende. Disse Spørgsmaal behandles i et senere Afsnit.

8.8 DÆKLAG

Alle Armeringsstænger inklusive Bøjler skal omstøbes med et dækkende Betonlag for at sikre en tilstrækkelig Korrosionsbeskyttelse af Armeringen. Denne Korrosionsbeskyttelse afhænger i nogen Grad af Dæklagets Tykkelse, men i højere Grad af Betonens Permeabilitet, Vidnen af Revnerne i Betonen og den kemiske Aggressivitet af det Milieu, som Betonkonstruktionen befinder sig i. Hvad angaar Revnevidderne, har man udført omfattende Forsøg til Belysning af, hvordan disse afhænger af de væsentligste relevante Parametre saasom

Armeringens Spænding og Diameter samt Forholdet mellem Tværarealer af Armering og omgivende Beton etc. (se [59-1] og [67-25]). De Revnevidder, man har maalt ved disse Forsøg, er Revnevidderne ved Betonens Overflade, men man har i Dag ingen fyldestgørende Viden om Sammenhængen mellem disse Revnevidders Størrelse og Armeringens Tendens til at korrodere.

De vigtigste Midler til at forebygge Korrosion af Armeringen er at begrænse Revnevidderne og sikre, at Betonens Kvalitet inklusive Komprimering og Impermeabilitet er tilfredsstillende. Det bør derimod fraraades at tilstræbe en Sikkerhed mod Korrosion af Armeringen ved Anvendelse af meget store Dæklagstykker, som kan medføre store Revnevidder.

Følgende Dæklagstykker foreslaas benyttet:

Konstruktionen udsat for kemisk aggressiv Atmosfære:	4 cm
Udendørs Bro- og Krankonstruktioner:	3 cm
Andre Konstruktioner udsat for Vejrlig eller høj, relativ Fugtighed:	2 cm
Konstruktioner som ikke er udsat for Vejrlig eller høj, relativ Fugtighed:	1 cm

Ud fra brandmæssige Hensyn bør Hovedarmeringen i Søjler og Bjælker have mindst 2 cm Dæklag.

Da Armeringsstænger, som tidligere nævnt, kan have en Tendens til at fremkalde en Spaltning af den omgivende Beton, især hvor Armeringen forankres, stødes eller er krummet, kan det være motiveret at foreskrive en Minimalværdi for Hovedarmeringens Afstand fra Betonoverfladen - f. Eks. 2ϕ maalt fra Midten af Armeringsstangen til Betonoverfladen.

For at sikre den ønskede Tykkelse af Dæklaget anvendes Afstandsholdere, som fastgøres til Armeringen og ligger an mod Støbeformen. Tidligere anvendtes mest Afstandsholdere fremstillet af Cementmørtel. Disse er nu i stor Udstrækning afløst af Afstandsholdere udført af Plastic (se Fig. 8.8.1).

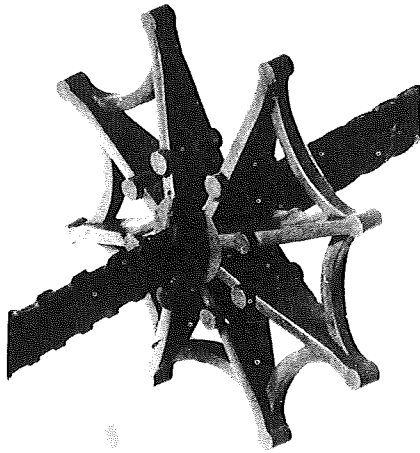


Fig. 8.8.1

8.9 AFSTANDE MELLEM ARMERINGSSTÆNGER

Der er to Grunde til at foreskrive visse Minimalafstande mellem Armeringsstænger, dels Ønsket om at sikre en forsvarlig Omstøbning af Stængerne, dels Hensynet til Muligheden for at kunne overføre de fornødne Kræfter mellem Armering og Beton - især ved Armeringens Stød, Forankringer og Krumninger - uden Risiko for en Spaltning af Betonen.

Af Hensyn til Omstøbningen bør den fri, vandrette Afstand mellem Armeringsstænger - uden for Stødene - normalt ikke være mindre end 3 cm. Den kan dog reduceres til 2 cm, hvis de største Sten, som er anvendt til Betonen kan passere en 16 mm Maskesigte (Ærtesten).

For at sikre en forsvarlig Kraftoverføring mellem Armering og Beton bør Afstandene mellem Stængernes Midtlinier ikke være mindre end 3ϕ i vandret Retning og 2ϕ i lodret Retning, og Afstandene fra Stængernes Midtlinier til Betonens Overflade bør som nævnt i Afsnit 8.8 ogsaa være mindst 2ϕ , idet ϕ angiver Stængernes nominelle Diameter.

Det ovenfor anførte Krav til fri, vandret Afstand mellem Stængerne af Hensyn til Omstøbningen bliver saaledes kun afgørende ved smaa Armeringsdimensioner - nemlig for ϕ mindre end 15 mm for almindelig Beton og for ϕ mindre end 10 mm for Ærtestensbeton.

Minimal-Afstandene er illustreret i Fig. 8.9.1.

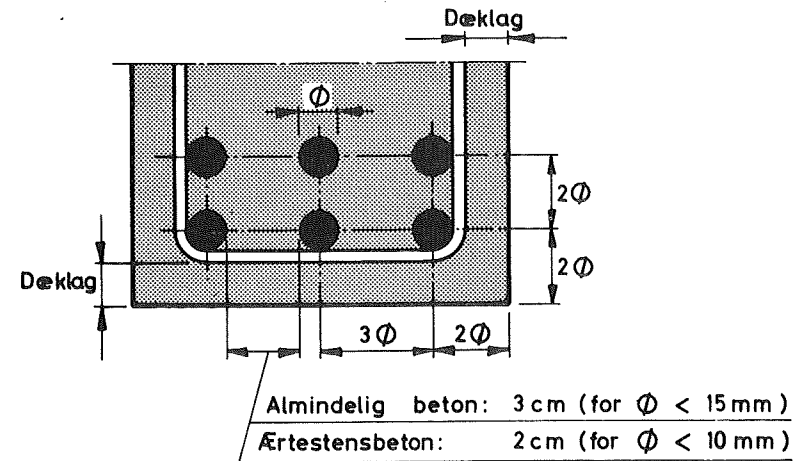


Fig. 8.9.1

Man anvender i visse Tilfælde - ogsaa ved Spændbeton - et afvigende Princip for Fastsættelse af de minimale Afstande mellem Armeringsstænger - respektive Spændarmeringselementer i efterspændt Beton - idet man helt eller delvis koncentrerer Armeringen i Grupper, som illustreret i Fig. 8.9.2.

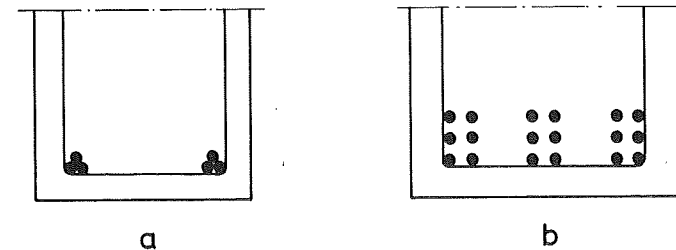


Fig. 8.9.2

Et saadant Arrangement af Armeringen medfører den fordel, at der skabes gode Muligheder for, at Betonen under Udstøbningen kan passere Armeringen, hvorved sikres en forsvarlig Omstøbning af Armeringsgrupperne. Dette opnaas paa Bekostning af en tilsvarende

mindre Afstand mellem Stængerne (eller Spændarmeringselementerne) inden for hver Gruppe, hvilket vanskeliggør Betonens eller Cementmørtelens Indtrængen mellem Gruppens Stænger. Det drejer sig dog kun om smaa Mængder Beton eller Mørtel, og et lille, lokalt Hulrum mellem Stængerne uden Forbindelse med Betonkonstruktionens Overflade vil næppe indebære nogen større Risiko for Korrosion af Armeringen eller utilstrækkelig Forbindelse mellem Armering og Beton.

Anvendes den gruppevise Placering ved efterspændt Beton, spredes Armeringen i Forankringszonen for at skabe Plads til Forankringerne og for at opnaa en hensigtsmæssig Spændingsfordeling i dette Omraade.

Placeres Armeringsstænger i Jernbetonkonstruktioner i direkte indbyrdes Kontakt som vist i Fig. 8.9.2.a (bundtet Armering), maa eventuelle Overlapningsstød forsættes for at begrænse Virkningen af den Svækkelse, som disse Stød indebærer.

Anvendelsen af bundtet Armering synes især at indebære Fordele ved Søjler, idet man her kan benytte et simplere Bøjlearrangement ved at samle Armeringsstængerne ved Tværsnittets Hjørner (se Fig. 8.9.3).



Fig. 8.9.3

Herved opnaas først og fremmest, at Bøjlerne i mindre Grad hindrer en god Støbning og Komprimering af Betonen, men tillige, at nogle af Længdearmeringsstængerne bliver placeret nærmere ved Tværsnittets Kanter og derfor bidrager mere til Optagelsen af Bøjningsmomenterne.

9. KONSTRUKTIONSELEMENTER

9.1 PLADER

9.1.1 Plader og Skiver

En Plade er et Konstruktionselement, som er - i hvert Fald tilnærmelsesvis - plant, hvis Tykkelse er lille i Forhold til dets øvrige Dimensioner, og som hovedsagelig paavirkes til Bøjning. Et Konstruktionselement af lignende Form, som hovedsagelig er paavirket af Kræfter i Elementets Plan - f. Eks. en Væg - betegnes en Skive.

Denne Skelnen mellem Betegnelser for ensartede Konstruktionselementer beroende paa deres væsentligste statiske Funktion svarer til, at man for prismatiske Konstruktionselementer skelner mellem Bjælker og Søjler afhængig af, om Bøjningen eller den aksiale Paavirkning er dominerende.

9.1.2 Enkeltspændte Plader

En Plade eller et Pladefelt antages i nogle Tilfælde at virke som en Bjælke - eller som sammensat af parallelle Bjælker - der spænder mellem to Vederlag eller er udkraget fra et Vederlag. Saa-danne Plader betegnes enkeltspændte. Deres Bøjningsmomenter regnes hovedsagelig optaget af Hovedarmeringen, som løber fra Vederlag til Vederlag eller - i udkragede Fag - fra Vederlag til den frie Kant.

Almindeligvis indlægges dog en supplerende Armering - Fordelingsarmering - oftest vinkelret paa Hovedarmeringen. Denne Armering kan gøre Nytte dels ved at optage Bøjningsmomenter i Snit parallelle med Hovedarmeringen - f. Eks. fremkaldt af koncentrerede Belastninger paa Pladen - dels ved at begrænse Vidden af eventuelle Revner langs disse Snit.

Da Fordelingsarmeringen spiller en sekundær Rolle, placeres den inden for Hovedarmeringen (nærmere Plademidten), saaledes at Hovedarmeringen faar størst mulig Nyttethøjde.

9.1.3 Dobbeltspændte Plader

Rektangulære Pladefelter, som er understøttet langs alle fire Sider, beregnes almindeligvis som enkeltspændte, naar Forholdet mellem de lange og korte Siders Længder er større end ca. 2, og som dobbeltspændte, naar dette Forhold er mindre end ca. 2. I sidstnævnte Tilfælde optræder de største Bøjningsmomenter i Snit parallelle med de lange Sider. Det er derfor rationelt at placere den tilsvarende Armering - d.v.s. Armeringen parallel med de korte Sider saadan, at den faar maksimal Nyttehøjde, og anbringe de øvrige, krydsende Stænger inden for den førstnævnte Armering. Det kan dog støde paa praktiske Vanskeligheder at gennemføre dette Princip under Arbejdsudførelsen. Ved Beregning af Nyttehøjder for de to Sæt Stænger i dobbeltspændte Plader regnes ofte med en fælles Værdi svarende til Tyngdepunktet for de to Sæt Stænger.

9.1.4 Hvælvings-Virkning

En Plade kan optage sin Belastning paa en Maade, som modsvarer den i Afsnit 7.44 beskrevne Bue-Virkning. Forholdet illustreres bedst ved at betragte en cirkulær Plade understøttet langs Randen og paavirket af en ensformigt fordelt Last. Man kan tænke sig denne Last optaget af en flad Omdrejningsskal eller Kuppel understøttet langs Pladens Rand og med en Pilhøjde lidt mindre end Pladetykkelsen, saaledes at Skallens Materiale svarer til en Del af Pladens Beton. Lasten fremkalder Tryk-Membranspændinger i Skallen, som derfor kan bære en ikke uvæsentlig Last, forudsat at de skraa Membranspændinger i Snittet langs Parallelcirklen ved Randen kan optages af Pladens Understøtning. Er denne ikke i Stand til at optage de radiale Komposanter i Pladens Plan, kan disse principielt tænkes optaget af en Ringarmering langs Pladeranden.

Er Pladen ikke cirkulær, kan der paa lignende Maade optages en vis Belastning, men Spændingsfordelingen bliver mere kompliceret. Fænomenet, som betegnes Hvælvings-Virkning, tages normalt ikke i Regning. Hvis man ønsker at udnytte Hvælvings-Virkningen, maa man sikre sig, at Skallens Reaktionen kan optages af Pladen eller af tilgrænsende Konstruktionsdele.

9.1.5 Membran-Virkning

Plader udføres i Reglen normalt armerede, saaledes at de ved en Overbelastning faar synlige Revner og store Deformationer. De kan herved komme til at afvige saa meget fra den oprindelige, plane Form, at der opstaar Mulighed for, at en ikke uvæsentlig Del af Belastningen kan optages af Membranspændinger i den Skalkonstruktion, som dannes af den krummede Plade. Da Fænomenet, som betegnes Membran-Virkning, forudsætter store Deformationer, kan det ikke tages i Regning ved normal Dimensionering; men det medfører, at Plader kan have betydelig Bæreevne-Reserve ud over den Bæreevne, som svarer til, at Armeringen naar Flydespændingen, og Pladen endnu kun er svagt deformeret.

Membran-Virkningen svarer - modsat Hvælvings-Virkning - til, at der optræder Træk-Membranspændinger i Skallen, d.v.s. i Pladens Armering.

En enkeltspændt Plade deformerer sig til en enkeltkrum Skal, og en Membran-Virkning forudsætter derfor for saadanne Plader, at Rand-Membranspændingernes Komposanter i den oprindelige, udeformerede Plades Plan kan optages af tilgrænsende Konstruktionsdele.

En dobbeltspændt Plade deformerer sig til en dobbeltkrum Skal. Forholdet illustreres bedst ved at betragte en cirkulær Plade understøttet langs Randen og paavirket af en ensformigt fordelt Last. Denne fremkalder Træk-Membranspændinger i Skallen. Ved Randen kan disse radiale Komposanter tænkes optaget af en cirkulær Beton-Trykring, som udgøres af Pladens Randzone.

Er Pladen ikke cirkulær, kan der paa lignende Maade optages en væsentlig Belastning, men Spændingsfordelingen bliver mere kompliceret.

9.1.6 Kontinuerlige Plader

Er Pladefelterne i et Jernbetondæk kontinuerlig over Mellemunderstøtninger, maa de her forsynes med en Armering i Oversiden til Optagelse af de negative Momenter. Dette kan etableres ved at opbøje en Del af den Armering, som ude i Pladefelterne ligger i Undersiden og her optager positive Bøjningsmomenter. Der kan i Stedet indlægges en supplerende Overside-Armering ved Mellemunderstøtningerne. Denne Løsning finder især Anvendelse i Forbindelse

med svejste Armeringsnet (se Afsnit 3.3), idet der leveres specielle Overside-Net til dette Formaals udstyret med Støtteben, som bærer Nettet i korrekt Højde, indtil Betonen er hærdnet.

Overside-Armeringen skal have den fornødne Udstrækning og Intensitet til at kunne dække de numerisk største, negative Momenter, der kan optræde i et Vilkaarligt Tværsnit. I visse Tilfælde kan der optræde negative Momenter over et helt Pladefelt - f. Eks. hvis det drejer sig om et Felt med relativt lille Spændvidde og med et eller flere Nabofelter med større Spændvidder. Fænomenet er analogt med Forholdene ved kontinuerlige Bjælker. En Overside-Armering maa derfor i nogle Tilfælde føres igennem over et helt Pladefelt for at forebygge Opskydning - d. v. s. Svigten af et Pladefelt paa Grund af negative Momenter fremkaldt af Belastning i et eller flere Nabofelter.

I Brobygning-Konstruktioner forsynes alle Dæk almindeligvis med en gennemgaaende Overside-Armering overalt. Dette gøres derimod normalt ikke i Dæk i Husbygning-Konstruktioner, med mindre Faren for Opskydning nødvendiggør det.

9.1.7 Simpelt understøttede Pladerande

Hvis et Pladefelt er simpelt understøttet langs en Rand, kunde en Opbøjning af Armeringen umiddelbart forekomme umotiveret. Oftest bestaar en saadan Understøtning imidlertid enten af en Randbjælke, som er sammenstøbt med Pladen, eller af en Væg, som kan være muret eller af Beton - støbt paa Stedet eller opbygget af præfabrikerede Elementer. I disse Tilfælde ser man oftest bort fra eventueller Indspændingsmomenter fra en saadan Rand ved Beregningen af Pladefeltets positive Momenter, hvilket kan være lidt paa den sikre Side. Da der imidlertid kan opstaa Indspændingsmomenter hidrørende fra Randbjælkens Vridningsstivhed eller fra, at Væggen bevirker, at Pladen ikke frit kan undergaa Vinkeldrejninger langs Randen, vilde der kunne opstaa Revner i Pladens Overside i Snit nær Randen, hvis disse var uarmerede. En passende Overside-Armering er derfor ogsaa paakrævet i disse Omraader.

9.1.8 Hjørner

Naar et Pladefelt, som er understøttet langs to Kanter, som skærer hinanden ved et Hjørne, belastes, vil Pladen have en Tendens til at deformeres til en dobbeltkrum Skål og til at løfte sig fra Understøtningen ved et saadant Hjørne. Hvis denne Tendens modvirkes - f. Eks. af Vægge, som danner Pladehjørnets Understøtninger - vil der opstaa negative Momenter i Pladen i Snit vinkelret paa Hjørnets Vinkelhalveringslinie. Dette kan medføre Revner i Pladens Overside, og for at begrænse Revnevidderne bør der indlægges en passende Overside-Armering, som skærer disse Snit.

Ved Pladehjørner i Ribbedæk opnaar man det mindste relative Tab i Nyttehøjde ved at placere den opbøjede Pladearmering over den opbøjede Bjælkearmering, hvilket derfor bør tilstræbes, med mindre udførelsesmæssige Hensyn motiverer det modsatte Arrangement.

9.1.9 Gennemgaaende Armering

Ved Valg af Armeringen for de individuelle Pladefelter, som indgaar i et fælles Dæk, bør der tages Hensyn til, at der kan opnaas væsentlige, praktiske Fordele, hvis Armeringen kan arrangeres saadan, at et Pladefelts Armering - i én eller begge Retninger - kan fortsættes uændret i Nabofelterne. Ved stærkt varierende Spændvidder kan det - især ved dobbeltspændte Plader - være vanskeligt at opnaa dette, hvis man begrænser sig til at anvende den fornødne Armering. Hensynet til et simpelt Armerings-Arrangement kan i saa Fald motivere en Armering, som er kraftigere end paakrævet.

9.1.10 Opbøjning af Pladearmering

Opbøjning af Pladearmering kan udføres ved, at Armeringen bukkes, efter at den er udlagt paa Formen, hvis Stængernes nominelle Diameter ikke overskrider 10 mm for Ribbestaal og 12 mm for Rundjern.

Opbøjet Pladearmering bestaar oftest af Stænger af ret lille Dimension. Der er derfor Risiko for, at de bliver traadt ned, naar

Arbejderne færdes paa Formen, før Betonen udstøbes. Dette motiverer, at man i de statiske Beregninger indfører Værdier for Nytteshøjden af den opbøjede Pladearmering, som er paa den sikre Side - f. Eks. 3 cm mindre end den teoretisk mulige. Da uundgaaelige Unøjagtigheder i Pladetykkelse og Placering af Armering kan bevirke, at ogsaa Nytteshøjden for Armeringen i Undersiden bliver mindre end den teoretisk opnaaelige, kan man tage Hensyn hertil ved f. Eks. at regne med en Nytteshøjde for Underside-Armeringen, som er 1 cm mindre end den teoretisk mulige.

En komplet Eftervisning af, at en given Pladearmering kan optage de maksimale og minimale Bøjningsmomenter i alle Tværsnit, er ret omstændelig. Man kan i visse Tilfælde undlade en saadan Beregning, hvis man følger passende Konstruktionsregler.

Som Eksempel paa saadanne Konstruktionsregler kan anføres følgende:

Forudsætninger:

1. Dækket bestaar af rektangulære Felter.
2. Spændvidderne (for dobbeltspændte Plader i begge Retninger) for ethvert Felts Nabofelter er mindst 80% af Feltets mindste Spændvidde l.
3. De nominelle Indspændingsmomenter er højst regnet at være $0,08 \text{ g l}^2$ for enkeltspændte og $0,04 \text{ g l}^2$ for dobbeltspændte Plader, idet g betegner Feltets hvilende Belastning pr. Arealenhed.

Opbøjningsregler:

1. Ved en simpelt understøttet Rand kan hveranden Armeringsstang opbøjes i Afstanden $1/7$ fra Understøtningen.
2. Ved en Mellemunderstøtning kan hveranden Armeringsstang opbøjes i Afstanden $1/5$ fra Mellemunderstøtningen.
For enkeltspændte Plader kan alternativt én Trediedel af Armeringen opbøjes i Afstanden $1/4$ og én Trediedel i Afstanden $1/8$ fra Mellemunderstøtningen.

Anvendes i Stedet for opbøjet Armering en separat Overside-Armering (f. Eks. i Forbindelse med svejste Armeringsnet), kan Armeringen anses for tilstrækkelig, hvis dens Intensitet overalt mindst svarer til den Intensitet, som ovenstaaende Regler kræver.

9.1.11 Minimale Armerings-Diametre

Anvendelse af meget spinkle Armeringsstænger indebærer en Risiko for, at disse paa Grund af utilstrækkelig Stivhed forskubbes for meget fra deres tilsigtede Placering før eller under Betonens Udstøbning. Anvendes Rundjerns-Armering, bør derfor ikke anvendes Stangdiametre mindre end ca. 7 mm i dobbeltspændte Plader og som Hovedarmering i enkeltspændte Plader, medens Fordelingsarmeringen i disse mindst bør være ca. 6 mm.

Da Flydegrænsen for det Staal, som anvendes i svejste Armeringsnet, er omtrent dobbelt saa stor som for Rundjern, kan den minimale Stangdiameter for svejste Armeringsnet passende ansættes til 6 mm.

Ogsaa for Tentorstaal og Kamstaal er Flydegrænsen omtrent dobbelt saa stor som for Rundjern, og da disse Staal ikke leveres i mindre Dimensioner end henholdsvis 6 og 10 mm, er det overflødigt at foreskrive nogen minimal Dimension for dem.

9.1.12 Maksimal og minimal Afstand mellem Armeringsstænger

Omkredsen af Armeringsnettets Masker bør ikke være større end ti Gange Pladetykkelsen.

For at sikre en god Udstøbning og Komprimering af Betonen bør Afstanden mellem Armeringsstængerne i dobbeltspændte Plader ikke være mindre end ca. 15 cm og Afstanden mellem Stængerne for enkeltpændte Pladers Hovedarmering ikke vælges mindre end 10 à 12 cm.

9.1.13 Minimal Armering

For enkeltspændte Plader bør Fordelingsarmeringens nominelle Styrke mindst være 20% af Hovedarmeringens, og for Plader, som kan blive udsat for koncentrerede Belastninger, bør denne Værdi øges til 30 à 50%.

Da Dæk i Husbygningskonstruktioner ikke blot skal kunne fungere som Plader, der kan optage Bøjningsmomenter, men tillige som Skiver, der er i Stand til at optage Membranspændinger og derved

sikre Konstruktionens Sammenhæng og Evne til at modstaa vandrette Belastninger, er det rimeligt at foreskrive, at ethvert Normalsnit i et saadant Dæk skal kunne optage en nominal Trækflydekraft paa 2 Mp/m, og at Dækkets Forankringer til Ydervæggene kan optage en tilsvarende Kraft. For Dæk opbygget af præfabrikerede Elementer kan den hertil fornødne Armering anbringes i Fugerne.

For Højhuse er det rimeligt at indføre strengere Krav. Boligministeriets midlertidige Krav af 1969 til Bygninger med mere end seks Etager foreskriver, at ethvert Normalsnit i en bærende Ydervæg og i en Etageadskillelse skal kunne optage en Trækraft paa 2 Mp/m med tilladelige Spændinger. Alternativt skal følgende Krav være opfyldt: I ethvert Rum, som grænser til en Ydervæg, skal Bæreevnen af en Etageadskillelse og Ydervæggens Bæreevne kunne svigte, uden at dette medfører Nedstyrtning af andre Etageadskillelser end dem, som afgrænser Rummet.

9.1.14 Minimale Pladetykkelser

Hensynet til Pladernes Stivhed kan være afgørende for, hvor smaa Pladetykkelser man bør anvende. For store Nedbøjninger kan medføre Gener af forskellig Art, saasom Beskadigelse af lette Skille- rum, skæmmende Udseende etc.

Hvis der foreligger velmotiverede Kriterier for Fastsættelse af de maksimalt tilladelige Nedbøjninger, kan man ved en Beregning sikre sig, at disse Funktionskrav er opfyldt (se f. Eks. [66-22] og [68-3]). Nedbøjningerne afhænger blandt andet af Pladetykkelse, Spændvidder, Belastning, Krybning og Svind. Revnerne har væsentlig Indflydelse paa Nedbøjningen. Man kan mindske Nedbøjningerne ved at anvende en passende Forspænding.

I Reglen foreligger der ikke saa velbegrundede Krav til maksimal Nedbøjning, at dette motiverer en Nedbøjningsberegning. Man nøjes da med at fastsætte den minimale Pladetykkelse ud fra simple Regler. For enkeltspændte Plader kan saaledes regnes med, at Tykkelsen ikke bør være mindre end ca. $\frac{1}{30}$ af Spændvidden, og for dobbeltpændte Plader ca. $\frac{1}{50}$ af Pladefeltets mindste Spændvidde.

For Plader støbt paa Stedet anvendes normalt ikke Pladetykkelser mindre end 8 cm undtagen ved Tagplader, for hvilke den mindste Pladetykkelse kan sættes til 6 cm.

9.1.15 Forskydning

Som nævnt i Afsnit 7.43 er Forskydningsspændingerne i Plader almindeligvis saa smaa, at Forskydningsarmering er unødvendig. Da det som nævnt i samme Afsnit er vanskeligt at arrangere en effektiv Forskydningsarmering i Plader, bør man foretrække at øge Pladetykkelsen - eventuelt lokalt - hvis Forskydningsspændingen undertagesvis skulde blive saa stor, at Forskydningsarmering ellers vilde være paakrævet.

Dette kan blandt andet forekomme, hvis Pladen paavirkes af store koncentrerede Belastninger. Der kan i saa Fald være Fare for en lokal Gennemlokning af Pladen. En Beregning af Faren for Gennemlokning kan gennemføres paa følgende Maade:

Belastningen regnes fordelt under 45° ned til Armeringens Plan. Den gennemsnitlige Forskydningsspænding i et Snit vinkelret paa Pladen langs Begrænsningen af det herved fremkomne Areal i Armeringens Plan maa da ikke være større end Betonens nominelle Trækbrudspænding σ_b^* . Hvis σ_b^* ikke kendes, kan man regne

$$\sigma_b^* \leq \begin{cases} 0,1 \sigma_b^* \\ 12 \text{ kp/cm}^2 \end{cases} \quad (9.1.15.1)$$

Fare for Gennemlokning foreligger blandt andet ved de saakaldte Paddehat-Dæk, d. v. s. dobbeltspændte Dæk understøttede direkte af Søjler uden Bjælker eller Ribber som Mellemlid. For at imødegaa Faren for Gennemlokning kan man ved saadanne Dæk forsyne Søjlen med et Kapitæl (Søjlehoved) ved Tilslutningen til Pladen, eller man kan øge Pladetykkelsen lokalt omkring Søjlen. Eventuelt kan disse to Forholdsregler kombineres.

9.1.16 Huller og Udsparinger

Cylindriske Udsparinger omkring Pladens Midterplan anvendes blandt andet ved visse Pladebroer og i udstrakt Grad ved præfabrikerede Dæk-Elementer til Husbygning.

En saadan Plade forholder sig til en tilsvarende massiv Plade, omtrent som en Bjælke med I-Profil forholder sig til en Bjælke med rektangulært Tværsnit.

For en given Egenvægt af Pladen kan paa denne Maade opnaas

baade større Bæreevne og større Stivhed. For Plader støbt paa Stedet opnaas disse Fordele dog paa Bekostning af en mere kompliceret Arbejdsudførelse, som medfører, at Metodens økonomiske Fordele er problematiske.

Huller eller Udsparinger, som gaar gennem hele Pladetykkelsen fra Overside til Underside, forekommer ofte - især i Etageadskillelser.

Drejer det sig om smaa Huller fordelt over Pladefelterne, kan man tage Hensyn til dem i de statiske Beregninger ved at indføre en tilsvarende Reduktion i de regningsmæssige Tværsnit i Pladen. Forekommer store Huller, bør de tages mere korrekt i Regning ved Pladens Dimensionering.

Hvis baade Pladens Trykspændinger hidrørende fra Bøjningen og dens Forskydningspændinger ligger væsentligt under de kritiske Grænseværdier, hvilket ofte er Tilfældet, bestaar den betydeligste Svækkelse fra Huller i, at Armeringen maa afbrydes ved Hullet. Man kan i saa Fald indlægge en tilsvarende, supplerende Armering langs Hullets Begrænsninger, som antydet i Fig. 9.1.16.1.

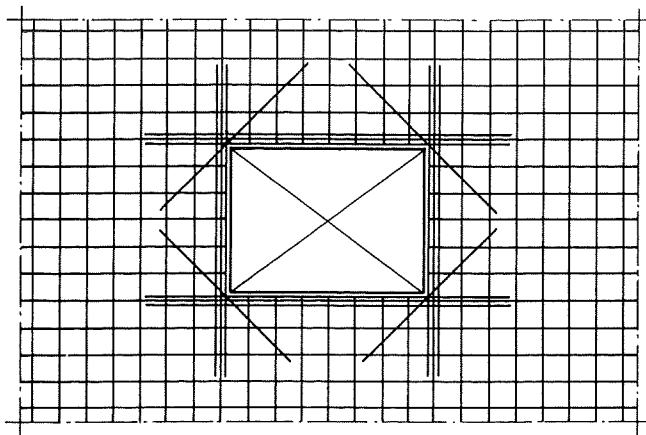


Fig. 9.1.16.1

For at begrænse Vidden af Revner ved Hullets Hjørner, hvor der forekommer væsentlige Spændingskoncentrationer, kan - som antydet i Fig. 9.1.16.1 - desuden indlægges Armering vinkelret paa Hjørnernes Vinkelhalveringslinier.

9.2 BJÆLKER

9.2.1 Bjælkehøjde

Bjælkers Tværsnits-Dimensioner burde principielt bestemmes saaledes, at man opnaar den mest økonomiske Konstruktion. Dette vilde kræve Hensyntagen til Omkostninger til Materialer, Forme og Arbejdsløn, og da der tillige maa tages en Række andre Forhold i Betragtning - som nærmere forklaret i det følgende - herunder blandt andet Stivhedshensyn, er en egentlig Optimering sjældent praktisk gennemførlig.

For saa vidt angaar Stivheden, er de fleste af de i Afsnit 9.1.14 for Plader anførte Betragtninger ogsaa relevante for Bjælker. Det optimale Forhold mellem Højde- og Spændvidde er dog større for Bjælker end for Plader.

For Jernbeton-Bjælker, som ikke forspændes, vil den optimale Højde oftest være ca. $\frac{1}{10}$ af Afstanden mellem Momentnulpunkterne. Af Stivhedshensyn bør man normalt ikke anvende Højder mindre end ca. $\frac{1}{20}$ af Spændvidden, For Spændbetonbjælker er den optimale Højde ca. $\frac{1}{20}$ af Spændvidden.

9.2.2 Bjælkebredde

Ved Fastsettelse af Bjælkekroppens Bredde maa der sørges for, at der bliver tilstrækkelig Plads til Hovedarmeringen, som oftest placeres i ét eller to Lag. Angaaende Dæklag og Afstande mellem Armeringsstænger henvises til Afsnit 8,8 og 8,9.

En lille Kropbredde medfører større Krav til Forskydningsarmeringen og kan medføre, at den maksimale Forskydningspænding bliver for stor.

For kontinuerlige Bjælker har Bjælkekroppens Bredde Indflydelse paa, hvor store negative Momenter, der kan optages ved Mellemunderstøtningerne. I nogle Tilfælde øger man Bjælkekroppens Bredde lokalt i disse Omraader. En mere anvendt Metode bestaar i at øge Bjælkehøjden lokalt ved Mellemunderstøtningerne, saa at der her dannes Vouter (Skraaninger) ved Bjælakens Underside.

En tredje Udvej gaar ud paa lokalt at forsyne Bjælken med en nedre Trykflange. Dette har været benyttet ved Brokonstruktioner. For Bjælker med rektangulært Tværsnit er Kropbredden af-

gørende for, hvor store positive Momenter Bjælken kan optage. For T-Bjælker er den tilsvarende Indflydelse mindre væsentlig - eventuelt betydningsløs.

Hvis Bjælkers Trykzone-Bredde er lille i Forhold til Spændvidden, kan der være Fare for Kipning, naar Trykzonen ikke er styret mod Udknækning vinkelret paa Bjælkens Plan. Dette Fænomen har især Betydning ved Transport og Montage af slanke, præfabrikerede Spændbetontragere. Angaaende beregningsmæssige Kipningsundersøgelser henvises til [60-2] og [61-6].

9.2.3 Huller i Bjælkekroppen

Det stilles ofte Krav om Huller eller Udsparringer gennem Bjælkekroppen, f. Eks. af Hensyn til Installationer, der skal føres igennem vinkelret paa Bjælkekroppens Plan. Drejer det sig om smaa Huller, medfører de kun en mindre Svækkelse; men ved større Huller - især i Omraader med væsentlige Forskydningskræfter - bør man undersøge, om Bjælkens Snitkræfter kan optages i Omraadet omkring Hullet. En supplerende aksial Armering over og under Hullet samt ekstra Skraabøjler paa begge Sider af Hullet kan være paakrævet.

9.2.4 Trykarmering

Som nævnt i Afsnit 7.32.122 kan Armeringsstænger i Trykzonen regnes udnyttet som Trykarmering, hvis de er fastholdt mod Udknækning. En Trykstang kræver derfor Bøjler, hvis Afstand højst er tolv Gange Trykstangens Diameter, og som bukes en passende Vinkel om Stangen. En forsvarlig Fastholdelse mod Udknækning er saaledes omstændelig, med mindre det kun drejer sig om de to Montagestænger, om hvilke Bøjlerne i alle Tilfælde bukes. En mere vidtgaende Udnyttelse af Trykarmering kan dog komme paa Tale, især naar det drejer sig om lokalt at skulle kunne optage et stort Bøjningsmoment med et givet Betontværsnit, f. Eks. et negativt Moment ved en kontinuerlig T-Bjælkes Mellemlunderstøtning.

Selv om Trykarmering ikke ønskes udnyttet, placeres normalt to langsgaaende Montagestænger i Trykzonen til Fastholdelse af Bøjlerne (se f. Eks. Fig. 7.43.6 - 7 og 7.49.1).

9.2.5 Forankring og Stød

Med Hensyn til Armeringens Forankring og Stød henvises til Afsnit 8.3.

9.2.6 Forskydningsarmering

Angaaende Forskydningsarmeringens praktiske Udformning henvises til Afsnit 7.43.1 - 2 (Bøjler, Skraabøjler, svejste Armeringsnet og opbøjet Trækarmering).

Iøvrigt henvises til:

Afsnit 8.7 Armerings-Krumninger

Afsnit 7.47 Forslag til Dimensionering af Forskydningsarmering

Med Hensyn til den praktiske Gennemførelse af Bjælkers Dimensionering over for Forskydning skal her anføres nogle supplerende Bemærkninger.

I Henhold til Ligning (7.43.3) og (7.47.7) skal følgende Betingelse være opfyldt:

$$\max \tau_b = \frac{T_{\max}}{z b_0} \leq 0,4 \sigma_b^* \quad (7.47.7)$$

Ved Beregning af Maksimalværdien af τ_b skal principielt indføres den største Værdi, som optræder ved Lejets Kant. Det vil være lidt paa den sikre Side at se bort fra Lejets Udstrækning og regne Reaktionen som en Enkeltkraft.

Paa Grund af de i Slutningen af Afsnit 7.43.2 anførte Indvendinger mod Anvendelse af opbøjet Armering antages Forskydningsarmeringen i det følgende alene at bestaa af Bøjler.

I Henhold til Afsnit 7.47 og Fig. 7.43.2 kan den minimale Bøjlearmering passende vælges saadan, at følgende Betingelse er opfyldt:

$$\frac{A_t \sigma_t^*}{b_0 t \sin \alpha} \geq \sigma_b \quad (9.2.6.1)$$

idet man for σ_b i Henhold til Ligning (7.47.8) - (7.47.9) indfører:

For rektangulære Tværsnit:

$$\sigma_b = 2 \text{ kp/cm}^2 \quad (7.47.8)$$

For T- og I-Tværsnit:

$$\sigma_b = 3 \text{ kp/cm}^2 \quad (7.47.9)$$

Hertil svarer, at Afstanden t mellem Bøjlerne maalt parallelt med Bjælkeaksen opfylder Betingelsen

$$t \leq \frac{A_t \sigma_t^*}{b_o \sigma_b \sin \alpha} \quad (9.2.6.2)$$

Tillige bør, som nævnt i Slutningen af Afsnit 7.47, følgende Betingelse være opfyldt:

$$t \leq 0,7 h_t \operatorname{cosec} \alpha \quad (9.2.6.3)$$

Man kan vælge en maksimal Værdi t_o af t , som tilfredsstiller Betingelsen (9.2.6.2) og (9.2.6.3).

Denne Forskydningsarmering er da i Henhold til Ligning (7.47.4) tilstrækkelig for de Dele af Bjælken, for hvilke

$$\tau_b < \tau_o + \frac{A_t \sigma_t^*}{b_o t_o} (\cos \alpha + \sin \alpha) = \tau_1 \quad (9.2.6.4)$$

Forholdet er illustreret i Fig. 9.2.6.1.

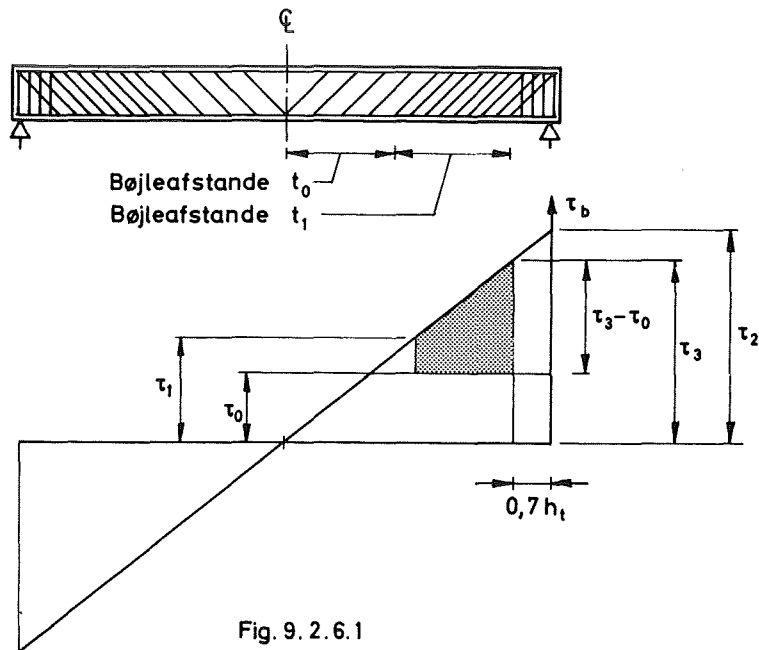


Fig. 9.2.6.1

I Henhold til Ligning (7.47.2) kan regnes

$$\tau_o = 0,5 \sigma_b^* \quad (7.47.2)$$

Kendes σ_b^* ikke, kan regnes

$$\sigma_b^* \leq \begin{cases} 0,1 \sigma_b^{*k} \\ 12 \text{ kp/cm}^2 \end{cases} \quad (9.2.6.5)$$

Hvis Lejereaktionen fremkalder Tryk i Snit parallelle med Bjælkeaksen, kan den som nævnt i Afsnit 7.47 regnes at yde et Bidrag svarende til en lodret Bøjlekræft $A_t \sigma_t^*$ lig med Forskydningskraften ved Lejet, hvor Betonens Forskydningspænding betegnes τ_2 . I Henhold til Ligning (7.47.4) svarer dette til, at Lejereaktionen medfører, at Forskydningsarmering er unødvendig inden for en Strækning fra Lejet maalt langs Bjælkeaksen af Længden

$$t = \frac{b_o z \tau_2}{b_o (\tau_b - \tau_o)} > z \quad (9.2.6.6)$$

idet Størrelsen $\tau_b - \tau_o$ repræsenterer Gennemsnitsværdien over Strækningen t .

Da denne Længde er større end den i Afsnit 7.47 foreskrevne, maksimale Bøjleafstand for lodrette Bøjler ($0,7 h_t$), kan man ved Dimensioneringen af Forskydningsarmeringen se bort fra de Forskydningspændinger τ_b , som optræder i Betonen inden for Afstanden $0,7 h_t$ fra Lejereaktionerne (se Fig. 9.2.6.1). Der skal saaledes kun indlægges supplerende Bøjler svarende til det i Fig. 9.2.6.1 med Raster markerede, trapezformede Areal. Den tilsvarende fornødne Forskydningsarmeringsintensitet varierer i Henhold til Ligning (7.47.4) langs Bjælken proportionalt med Ordinattedifferenserne $\tau_b - \tau_o$.

Betegnes den maksimale Betonforskydningspænding inden for den paagældende Strækning τ_3 (se Fig. 9.2.6.1), kan denne dækkes med en Bøjlearmering med en Afstand t_1 (maalt parallelt med Bjælkeaksen), som i Henhold til Ligning (7.47.4) skal opfylde Betingelsen:

$$t_1 \leq \frac{A_t \sigma_t^* (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_o (\tau_3 - \tau_o)} \quad (9.2.6.7)$$

Eventuelt kan Bøjleafstanden inden for den paagældende Strækning gradueres svarende til den varierende Værdi af $\tau_b - \tau_o$. Af Hensyn til Arbejdsudførelsen bør dette gøres trinvis med konstant Bøjleafstand inden for hvert Trin og ikke med for mange Trin.

Den i Fig. 9.2.6.1 viste Forskydningsarmering er saaledes tilstrækkelig. For at opnaa en passende Tværarmering i Aksialarmringens Forankringszone ved Lejet er der her indlagt nogle supplerende, lodrette Bøjler.

Som nævnt i Afsnit 7.43.2 kan nogle Stænger af Aksialarmringen eventuelt forankres i Træksiden uden at føres helt ud til Lejet. Saadanne Stænger skal dog som nævnt føres en Længde forbi deres Fripunkt svarende til Bjælkehøjden plus Forankringslængden. Som nævnt i Afsnit 7.46 kan man nære visse Betæneligheder ved at stoppe Aksialarmring i Træksiden uden at føre den igennem til Lejet.

Angaaende Bøjleformer henvises til Afsnit 7.43.1 og 8.3.

En Forskydningsberegning kan i Henhold til det ovenfor anførte udføres efter følgende Procedure:

Undersøg om τ_2 er for stor:

$$\tau_2 = \frac{T_{\max}}{b_o z} \leq 0,4\sigma_b^* \quad (7.47.7)$$

Vælg en Værdi af t_o , som tilfredsstiller Betingelserne:

$$t_o \geq \begin{cases} \frac{A_t \sigma_t^*}{b_o \sigma_b \sin a} \\ 0,7 h_t \operatorname{cosec} a \end{cases} \quad (9.2.6.2)$$

$$(9.2.6.3)$$

hvor, for rektangulært Tværnsnit:

$$\sigma_b = 2 \text{ kp/cm}^2 \quad (7.47.8)$$

og for T- og I-Tværnsnit:

$$\sigma_b = 3 \text{ kp/cm}^2 \quad (7.47.9)$$

Beregn

$$\tau_o = 0,5\sigma_b^* \quad (7.47.2)$$

Kendes σ_b^* ikke, regnes

$$\sigma_b^* \leq \begin{cases} 0,1\sigma_b^* \\ 12 \text{ kp/cm}^2 \end{cases} \quad (9.2.6.5)$$

Beregn

$$\tau_1 = \tau_o + \frac{A_t \sigma_t^*}{b_o t_o} (\cos a + \sin a) \quad (9.2.6.4)$$

Beregn $\tau_b = \tau_3$ i Afstanden $0,7 h_t$ fra Lejemidten og

$$t_1 = \frac{A_t \sigma_t^* (\cos a + \sin a)}{b_o (\tau_3 - \tau_o)} \quad (9.2.6.7)$$

Inden for de Strækninger af Bjælken, hvor $\tau_b < \tau_1$, kan Bøjlerne anbringes med en indbyrdes Afstand t_o maalt parallelt med Bjælkeaksen, medens denne Afstand - paa den sikre Side - kan fastsættes til t_1 for de resterende Dele af Bjælken.

Taleksempel Nr. 9.2.6.1

Den i dette Eksempel behandlede Bjælke svarer til den, som i Taleksempel Nr. 7.32.6 blev dimensioneret for Bøjning.

Simpelt understøttet Bjælke med Spændvidde 10 m og med rektangulært Tværnsnit med Bredder $b_o = 45$ cm, Totalhøjden $h_t = 90$ cm og Momentarmen $z = 68$ cm. Belastningen antages at være ensformigt fordelt og at have Intensiteten 8 Mp/m.

Betonens nominelle Tryk- og Trækbrudspændinger antages at være

$$\sigma_b^* = 100 \text{ kp/cm}^2$$

og

$$\sigma_t^* = 10 \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{8000 \cdot 10}{2 \cdot 45 \cdot 68} = 13,1 \text{ kp/cm}^2$$

Da

$$0,4\sigma_b^* = 0,4 \cdot 100 = 40 \text{ kp/cm}^2$$

er Betingelsen (7.47.7) opfyldt.

Anvendes som Forskydningsarmering skraa Bøjler under 45° med Bjælkeaksen, og antages disse at bestaa af T8 med $\sigma_t^* = 4,5$ Mp/cm², giver Ligning (9.2.6.2) og (7.47.8):

$$t_o \leq \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 4500 \cdot 2}{45 \cdot 2 \cdot \sqrt{2}} = 71 \text{ cm}$$

Ligning (9.2.6.3) kræver

$$t_o \leq 0,7 \cdot 90 \sqrt{2} = 89 \text{ cm}$$

Der vælges $t_0 = 60$ cm.

I Henhold til Ligning (7.47.2) er

$$\tau_0 = 0,5 \cdot 10 = 5 \text{ kp/cm}^2$$

Skraa Bøjler med Afstand $t_0 = 60$ cm er i Henhold til Lign. (9.2.6.4) tilstrækkelige for

$$\tau_b < \tau_1 = 5 + \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 4500 \sqrt{2}}{45 \cdot 60} = 7,36 \text{ kp/cm}^2$$

Supplerende Forskydningsarmering er saaledes ikke paakrævet inden for en Afstand fra Bjælkemidten af Størrelsen

$$a = \frac{10}{2} \cdot \frac{7,36}{13,1} = 2,8 \text{ m}$$

Lejereaktionen antages at overflødiggøre Forskydningsarmering inden for en Afstand

$$0,7 h_t = 0,7 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ m}$$

fra Lejemidten, hvoraf følger, at

$$\tau_3 = 13,1 \frac{5 - 0,63}{5} = 11,4 \text{ kp/cm}^2$$

Hvis Forskydningen inden for de Strækninger, hvor Bøjler med Afstand $t_0 = 60$ cm er utilstrækkelig, skal dækkes med ækvidistante Skraabøjler T8 under 45° med Bjælkeaksen, maa disse i Henhold til Ligning (9.2.6.7) anbringes med en Afstand maalt parallelt med Bjælkeaksen, som opfylder Betingelsen

$$t_1 \leq \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 4500 \sqrt{2}}{45(11,4 - 5)} = 22 \text{ cm}$$

I Fig. 9.2.6.2 er vist et muligt Arrangement af Forskydningsarmeringen.

For at opnaa, at alle Længdestænger forankres effektivt, burde Bøjlerne inden for den Strækning, hvor de regnes effektivt udnyttet til Aflastning eller Forankring af Længdestænger, d.v.s. hvor Bøjleafstanden er lille (20 cm), udformes skiftevis som vist nederst i Fig. 9.2.6.2. Det er her forudsat, at der er placeret 6 T 20 i nederste Lag, hvilket der er Plads til, og 4 T 20 i øverste Lag. Dette er for saa vidt angaar Optagelsen af Bøjningsmomenterne lidt paa den sikre Side i Forhold til, hvad der forudsættes i Taleksempel 7.32.6 (5 T 20 i hvert Lag).

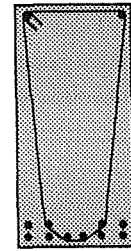
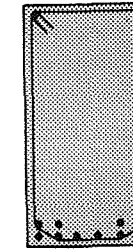
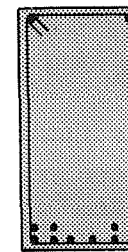
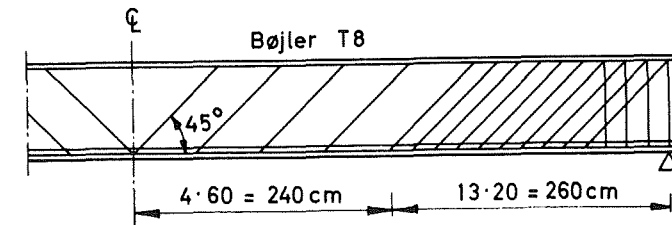


Fig. 9.2.6.2

9.3 SØJLER9.3.1 Bæreevne

Angaaende Dimensionering af og Bæreevneberegning for Søjler henvises til Afsnit 7.5 samt DS 411.

For Søjler, der indgaar i Rammer med fast Knudepunktsfigur, er det almindeligt at regne, at den fri Søjlelængde svarer til Søjleskiftets Længde, d.v.s. Afstanden mellem de Snit, der danner Overgang mellem Søjle og henholdsvis tilsluttende Bjælke eller Dæk for-neden og Bjælkeunderside (foroven).

Hvis en bærende Konstruktion er saaledes udformet, at Svigten af en Søjle kan resultere i en Sammenstyrtning af større Dele af Konstruktionen - og især hvis dette indebærer en Risiko for omfattende Tab af Menneskeliv - er det motiveret at tilstræbe en øget Brudsikkerhed for saadanne Søjler. Medens en Fare af denne Art er mindre overhængende ved monolitiske Jernbetonkonstruktioner støbt paa Stedet, kan det modsatte være Tilfældet for Bygninger opført af præfabrikerede Elementer med svage Samlinger, d.v.s. med Stødjern eller gennemgaaende Armering, som er utilstrækkelig til at etablere fornøden Sammenhæng.

Søjler, der kan blive udsat for Paakørsel, bør ikke udføres for spinkle. Dette gælder f. Eks. Ydersøjler i Stueetagen, Søjler ved Port-Gennemkørsler og Søjler i Parkeringshuse og i Bygninger, hvor der anvendes Køretøjer til intern Transport.

Hvor der forekommer Kørsel i umiddelbar Nærhed af Søjler, forsynes disse iøvrigt ofte med Kantforstærkninger i Form af Staalprofiler, da Betondæklaget ved Kanterne ellers let beskadiges selv ved mindre Paakørsler.

9.3.2 Søjletværsnit

De fleste Søjler udføres med kvadratisk eller rektangulært Tværsnit. Ogsaa Søjler med cirkulært Tværsnit anvendes en Del. Nogle andre Tværsnitsformer er vist i Fig. 9.3.1.

Søjler støbt paa Stedet bør ikke udføres med mindre Tværsnitsareal end 300 cm^2 , og for rektangulære Søjletværsnit bør mindste Sidelinie være mindst 12 cm.

Kanterne affases oftest, ved at der indlægges Trekantlister

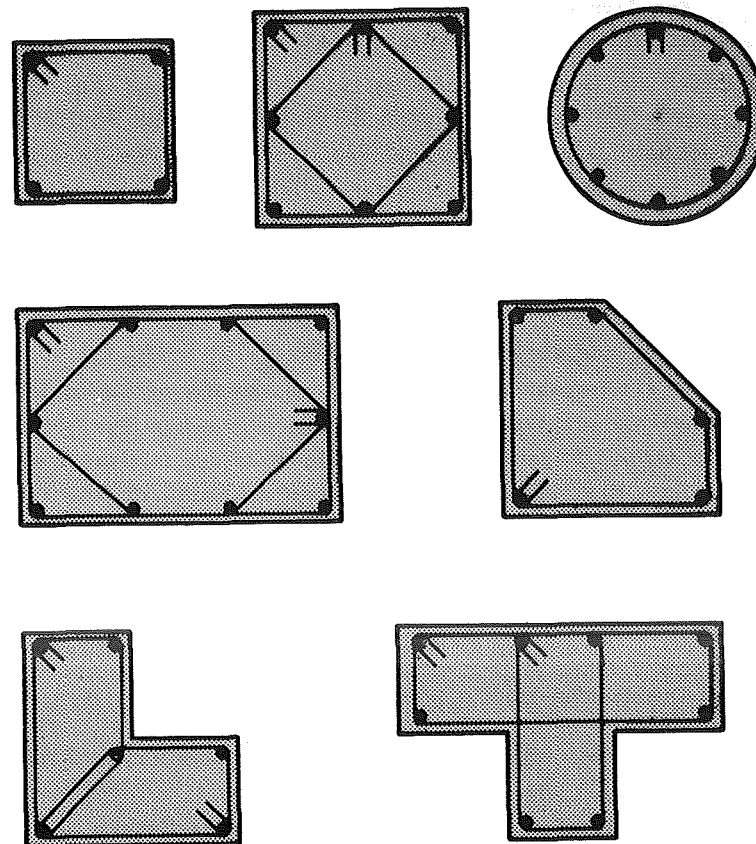


Fig. 9.3.1

i Støbeformen, da Kanterne ellers let beskadiges - eventuelt allerede ved Afformningen.

9.3.3 Aksialarmering

For Jernbetonsøjler kræver DS 411, at Aksialarmeringens Tværsnitsareal mindst skal udgøre 3/4% af Søjleens nødvendige Tværsnitsareal.

Det synes rimeligt at lade denne Minimalværdi afhænge af Armeringens Flydespænding og foreskrive:

$$A' > \begin{cases} \frac{N}{5\sigma_a^*} \\ B \frac{\sigma_b^*}{\sigma_a^*} \\ \frac{10\sigma_b^*}{\sigma_a^*} \end{cases} \quad (9.3.1)$$

Angaaende uarmerede Søjler henvises til Afsnit 9.3.10.

DS 411 foreskriver, at den Del af Aksialarmeringen, hvis Tværsnitsareal overskrider 3% af Søjleens nødvendige Tværsnitsareal, kun maa føres i Regning med en Trediedel af den faktiske Værdi.

Dette Krav kan tænkes erstattet af en Forskrift om, at man i Beregningerne højst regner med et Armeringsareal af Størrelsen

$$\max A' = B \frac{\sigma_b^*}{\sigma_a^*} \quad (9.3.2)$$

dog ved Overlappingsstød: $\max A' = \frac{B\sigma_b^*}{2\sigma_a^*} \quad (9.3.2a)$

Aksialarmeringen, der regnes udnyttet som Trykarmering, bør mindst have 12 mm nominal Diameter.

Ved Valg af Aksialarmering bør der tages Hensyn til, at der overalt skal være saa god Plads mellem Stængerne, at man kan opnaa en forsvarlig Støbning og Komprimering af Betonen.

Afstanden mellem Aksialarmeringens Stænger maa i Henhold til DS 411 højst være 35 cm (maalt langs Tværnittets Omkreds). Dette Krav vil formentlig bortfalde i de kommende Normer.

Aksialarmeringens Afstand fra Betonens Overflade - maalt fra Stængerne Midtlinier - bør mindst være to Gange Stangdiametere. Hertil kommer Hensynet til Dæklag over Bøjlerne (se Afsnit 8.8).

Angaaende Anvendelse af bundtet Armering henvises til Afsnit 8.9.

Stød i Aksialarmeringen er omtalt i Afsnit 9.3.7 og uarmerede Søjler i Afsnit 9.3.10.

9.3.4 Bøjler

For at en Armeringsstang kan regnes nyttig som Trykarmering, kræves den fastholdt af Bøjler, som ved Stangen har en Bukning paa mindst 30°, og som herved hindrer Stangens Udknækning i Retning mod Betonens Overflade (Afsprængning af det dækkende Betonlag). For Søjler med cirkulært eller tilnærmelsesvis cirkulært Tværnsnit kan dog anvendes cirkulære Bøjler, naar Centervinklen mellem Aksialarmeringens Stænger ikke er for stor (se Fig. 9.3.1 og 9.3.3).

Afstanden mellem Bøjlerne maa ikke være større end nogen af følgende Størrelser:

Tolv Gange Aksialarmeringsstængerne Diameter - ved Overlappingsstød i Aksialarmeringen dog højst seks Gange denne Diameter.

Søjleens mindste Tværsnitsdimension (Tykkelse).

35 cm.

For Bøjler med nominal Flydespænding 1500 kp/cm² skal den nominelle Diameter være mindst 5 mm for 12 mm Trykstænger og mindst 7 mm for større Dimension af Trykstængerne. Bøjler med anden Flydespænding skal kunne optage en tilsvarende Trækraft.

Bøjlerne ombukkede Ender skal mindst have en Længde lig med ti Gange Bøjlearmeringens Diameter og skal bukes bort fra Betonoverfladen.

Angaaende dækkende Betonlag over Bøjler henvises til Afsnit 8.8.

Bøjler bør arrangeres saaledes, at de hindrer Betonens Støbning og Komprimering mindst muligt. Der henvises i denne Forbindelse til Bemærkninger i Tilknytning til Fig. 8.9.3.

I Fig. 9.3.4 er vist nogle typiske Eksempler paa Arrangement af Aksialarmering og Bøjler for forskellige Søjletværnsnit.

Det ovenfor anførte Krav om, at enhver Trykstang skal fastholdes mod Udknækning ved Hjælp af Bøjler, som bukes en Vinkel paa mindst 30° om Stangen, bør muligvis modificeres. Amerikanske Normer [63-2] tillader, at nogle saadanne Bøjler udelades under Forudsætning af, at Hjørnestængerne og mindst hveranden af de øvrige Stænger er fastholdt af Bøjler, der bukes mindst 45° om disse Stænger, og at de øvrige trykkede Stængers Afstand fra de saaledes fastholdte Stænger ikke er større end 6 in (ca. 15 cm). Dette svarer til, at man eksempelvis kan erstatte det i Fig. 9.3.2.a viste Arrangement

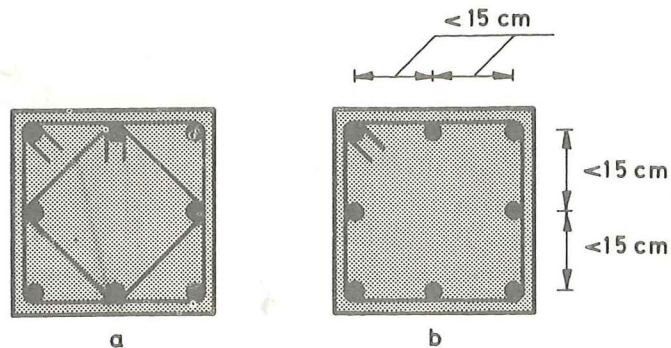


Fig. 9.3.2

med det i Fig. 9.3.2. b viste.

En Forsøgsrække [64-18] har bekræftet, at Søjler armeret i Henhold til det i Fig. 9.3.2. b angivne Princip havde lige saa stor Bæreevne som Søjler armeret i Henhold til Fig. 9.3.2. a. En medvirkende Aarsag kan være, at det førstnævnte Arrangement giver bedre Muligheder for en god Støbning og effektiv Komprimering af Betonen. Den samme Fordel kan dog opnaas ved kun at anvende Hjørnearmering - eventuelt i Form af bundtet Armering, som vist i Fig. 8.9.3.

9.3.5 Beviklede Søjler

Hvis en Søjle med cirkulært eller tilnærmelsesvis cirkulært Tværsnit (Fig. 9.3.3) forsynes med tætliggende Bøjler eller med en Bevikling i Form af en Skruelinie (Spiral) med lille Stigning, kan dens Bæreevne øges ud over den Værdi, som den vilde have med større Bøjleafstand.

En saadan Tværarmering vil modvirke Betonens Tværudvidelse effektivt og fremkalde Trykspændinger i Snit parallelle med Søjleaksen, hvorved Bæreevnen øges (sammenlign Afsnit 2.4). Søjler af denne Art betegnes beviklede Søjler.

Forskrifter for Beregning af beviklede Søjler er angivet i Afsnit 28 af DS 411.

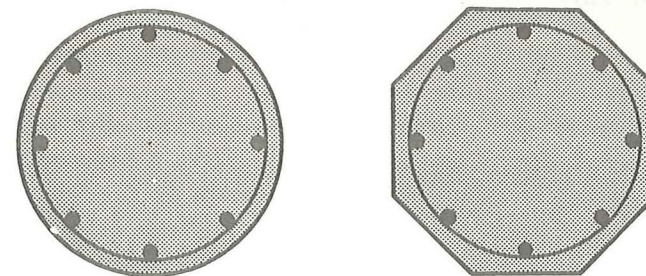


Fig. 9.3.3

Naar en beviklet Søjles Belastning øges ud over en vis Grænse, medfører Betonens Tværudvidelse en Afsprængning af Dele af den Beton, som ligger uden for Beviklingen. Til Trods herfor kan saadanne Søjler have en Bæreevne, som ligger over den Belastning, ved hvilken denne Afskalning af Dæklaget indtræder.

Ogsaa andre Konstruktionselementer, som skal kunne optage store Tryk, kan forstærkes ved Bevikling eller ved anden Form for effektiv Tværarmering. Dette gælder f. Eks. Lejekonstruktioner udført af armeret Beton (Beton-Charnierer). En Betonbjælkes Trykzone kan paa tilsvarende Maade forstærkes ved, at der her indstøbes én eller flere Armeringsspiraler med deres Akse parallel med Betontrykspændingernes Resultant og omsluttende Hovedparten af Trykzonen.

9.3.6 Støbeskel i Søjler

Hvis en Søjles Tværsnit hovedsagelig skal modstaa Trykspændinger, er Støbeskel i Søjlen uden væsentlig Indflydelse paa dens Bæreevne, forudsat at disse er udført hensigtsmæssigt; men man maa tage Hensyn til dem ved Arrangement af Stød i Aksialarmeringen.

Ved Bygninger i flere Etager støbt paa Stedet kræver Hensyn til Betonstøbning og Formarbejde Støbeskel ved Oversiden af alle Dæk, og Støbeskel bør desuden arrangeres ved Overgang mellem Søjle og overliggende Bjælke, fordi den Sætning, som indtræder i Betonen efter

Udstøbningen, i modsat Fald kan fremkalde en Svækkelse i disse Tværsnit. Tilsvarende Hensyn gør sig gældende i andre Konstruktioner.

9.3.7 Stød i Aksialarmering

Stød i Søjlers Aksialarmering bør arrangeres under Hensyn- tagen til Støbeskellenes Placering (jfr. Afsnit 9.3.6), da det er upraktisk at fortsætte denne Armering (uden Stød) i større Højde forbi disse Støbeskel. Af denne Grund arrangeres Stød i Aksialarmering i Søjler støbt paa Stedet almindeligvis principielt som vist i Fig. 9.3.4, hvor

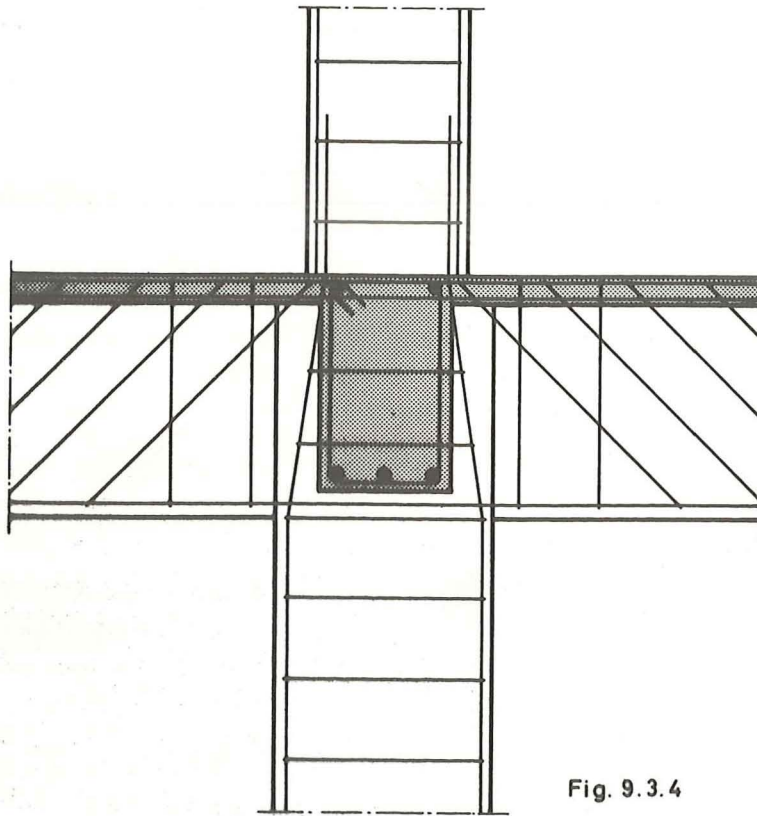


Fig. 9.3.4

Aksialarmeringen fra den nedre Søjle er ført en Stødlængde op over Oversiden af Dækket. Først efter Støbning af Dækket placeres Armeringen i den øvre Søjle.

En Armeringsstang, der er bukket, vil, naar den paavirkes til Tryk, paavirke den omgivende Beton med Trykspændinger i Kontaktfladen ved Stangens konvekse Side. Hvis denne er nær Betonens Overflade, kan det medføre Afsprængning af det dækkende Betonlag, med mindre Stangen er fastholdt enten af Bøjler eller paa anden Maade. Den i Fig. 9.3.4 viste Bøjle, som er placeret, hvor den nedre Søjles Aksialarmering er bukket ind mod Søjlemidten, er derfor absolut uundværlig.

Som nævnt i Afsnit 8.3 arrangeres Stød i Trykarmering som lige Stød, idet Kroge kan medføre en Tendens til Sprængning af Betonen.

Anvendelse af Kontakt-Stød i Trykarmering er omtalt i Afsnit 8.5.

Ved Anvendelse af bundtet Armering (se Afsnit 8.9) bør man tilstræbe at forsætte Stødene af de enkelte Stænger i hvert Armeringsbundt.

Som anført i Afsnit 8.3 tilstræber man at forsætte Stød, saa højst en Trediedel af Armeringen stødes inden for den samme Stødlængde. Det vil være hensigtsmæssigt at søge denne Regel overholdt ogsaa for Søjlers Aksialarmering - i hvert Fald hvis denne kan blive udnyttet som Trækarmering. Dette gælder saaledes Søjler paavirket af bøjende Momenter inklusive Momenter hidrørende fra Udbøjningen, hvilket især er af Betydning ved slanke Søjler.

Som nævnt i Forbindelse med Fig. 9.3.4 er det dog almindelig Praksis at støde alle Aksialarmeringsstænger over Dækkene.

Man kan finde Anvisninger, der gaar ud paa at afbryde Søjle's Aksialarmering ved Underkant af Bjælke (se [67-26]). Herved opnaas en Lettelse i Arbejdsudførelsen. Da Støbeskellet i Søjlen ved Overgangen til Bjælken paa denne Maade ikke krydses af nogen Armering, udgør det et meget svagt Snit i Konstruktionen, hvorfor det nævnte Armeringsarrangement paa det bestemteste maa fraraades. Placeres Kontakt-Stød af den i Afsnit 8.5 beskrevne Art i samme - eller tilnærmelsesvis samme - Tværsnit for en væsentlig Del af Aksialarmeringen, paafører man Konstruktionen en lignende Svækkelse.

9.3.8 Søjle-Bjælke-Forbindelser

I Fig. 9.3.4 er vist et Eksempel paa, hvordan Forbindelsen mellem Søjler og Bjælker kan arrangeres. Da Søjlekraften er større i de nedre Etager end i de øvre, forekommer ofte Spring i Søjle-tværsnittet. Disse kan placeres ved Dækkene som vist i Fig. 9.3.4.

Hvis Søjlebredden vælges ca. 5 cm større end Bjælkernes Kropbredder, opnaas gode Muligheder for at kunne føre Bjælkearmeringen ubrudt gennem Søjlen, idet Søjle's Aksialarmering i saa Fald er mindre tilbøjelig til at være i Vejen for Bjælkearmeringen.

Skal man kunne overføre et væsentligt Moment fra Bjælke til Søjle, kan Søjle's Aksialarmering bukes ud i Bjælken. Et Eksempel er vist skematisk i Fig. 9.3.5.

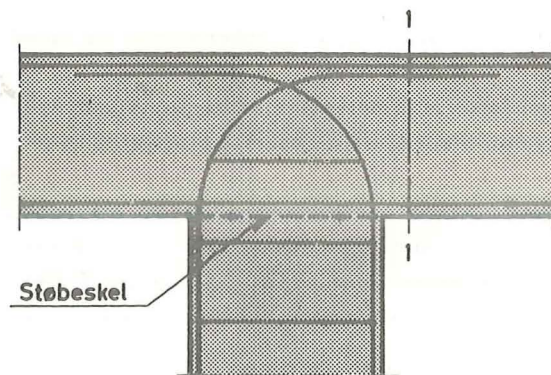


Fig. 9.3.5

Herved opnaas, at Søjlearmeringen kun skal fortsætte et kort Stykke forbi det viste Støbeskel, hvilket er praktisk. Bjælkearmeringen bør derimod ikke bøjes ned i Søjlen, da Bjælkearmeringen i saa Fald maa placeres, før Søjlen støbes, og dette bør undgaas.

Arrangementet i Fig. 9.3.5 giver Mulighed for, at et negativt Bøjningsmoment i f. Eks. Snit 1-1 kan overføres til Søjlen, idet Trækraften i Bjælkens Overside-Armering gennem Overlapningsstødet føres over i den Søjlearmering, som fra Søjle's venstre Side er bøjet ud i Bjælken.

9.3.9 Forbindelse mellem Søjle og Fundament

Da der normalt arrangeres Støbeskel mellem Betonfundamenter og Søjler støbt paa Stedet, som antydnet i Fig. 9.3.6, er det

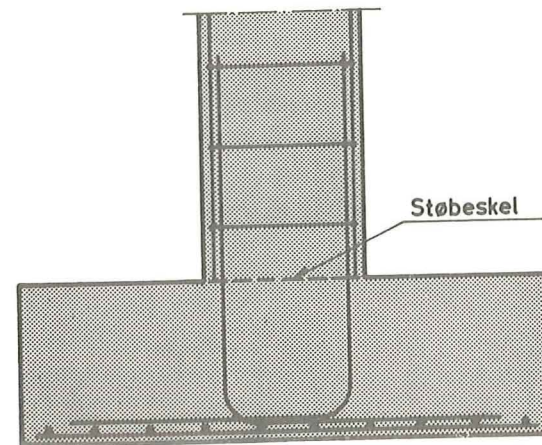


Fig. 9.3.6

- af samme Grunde som anført i Afsnit 9.3.7 - mest praktisk at indlægge Stød-Armering som antydnet skematisk i Fig. 9.3.6.

Udeladelse af en saadan Stød-Armering - som foreslaet i [67-26] - maa stærkt fraraades, da man derved skaber en lokal Svækkelse og mister nogle Muligheder for Kraftoverføring, som kan være nyttige ved visse - eventuelt ekstraordinære - Paavirkninger.

9.3.10 Uarmerede Søjler

DS 411 tillader Anvendelse af uarmerede Søjler (Piller) med et Forhold mellem Højde (fri Søjlelængde, l) og mindste Sidelinie (h_t) paa indtil 35. Dette er et meget liberalt Krav, som formentlig vil blive strammet i de kommende Normer. I USA foreskrives (se f. Eks. [64-2], p. 243), at Betonsøjler altid skal armeres, idet man regner et trykket Prisme for en Søjle, naar Forholdet mellem Højden (den frie Søjlelængde i Trykkets Retning) og h_t overskrider 3.

9.4 FUNDAMENTER

Fundamenter udføres i mange forskellige Former afhængig af Bygværkets Art og Funderingsforholdene.

For Søjler kan anvendes isolerede Fundamenter, som antydet i Fig. 9.3.6, eller et Antal Søjler og eventuelt Vægge kan understøttes paa gennemgaaende Fundamentsbjælker, Krydsende Fundamentsbjælker kan støbes som et sammenhængende Risteværk. I nogle Tilfælde benyttes en gennemgaaende Fundamentsplade. Dimensionering og konstruktiv Udformning af Fundamentsbjælker og Fundamentsplader svarer i store Træk til, hvad der i det foregaaende er anført som gældende generelt for Bjælker og Plader.

I Fig. 9.4.1 er skitseret nogle Eksempler paa Enkeltfundamenter for Søjler.

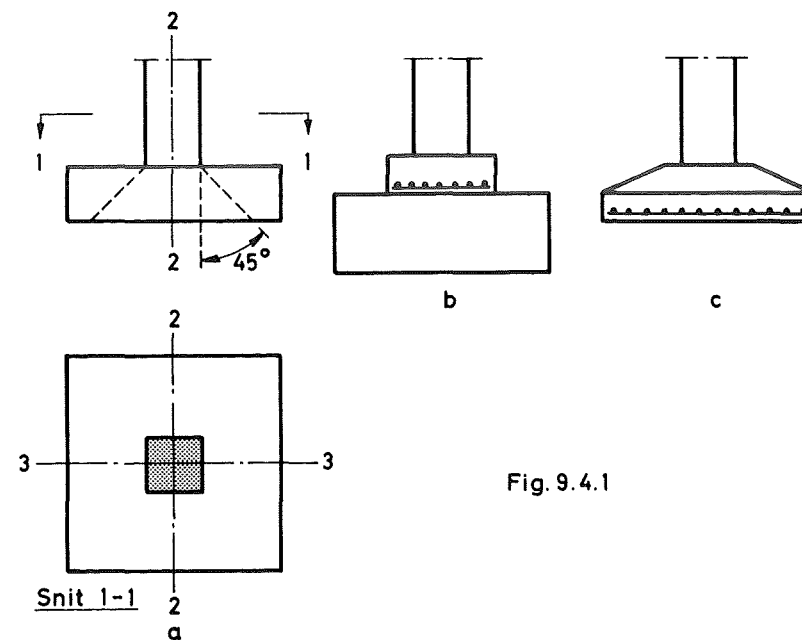


Fig. 9.4.1

For Fundamentet i Fig. 9.4.1.a bør man undersøge, om Bøjningsmomentet kan optages i lodrette Snit gennem Søjlels Midtlinie (f. Eks. Snit 2-2 og 3-3 i Fig. 9.4.1.a). Desuden bør man sikre sig, at der ikke er Fare for Gennemlokning (se Afsnit 9.1.15).

Hvis der anvendes stærkere Beton til Søjlen end til Funda-

mentet, hvilket ofte praktiseres, maa det tillige undersøges, om det Tryk, som Søjlen overfører til Fundamentet, kan fremkalde for store lokale Trykspændinger. Man benytter hertil følgende Metode:

Søjletrykket tænkes at fordele sig under 45° til Fundamentets Underside (se Fig. 9.4.1. a). Idet det her fremkomne Areal betegnes B_2 , og det belastede Areal (Søjleens Tværsnitsareal) betegnes B_1 , kan Fundamentsbetonens nominelle Trykbrudspænding lokalt regnes multipliceret med en Faktor af Størrelsen

$$\varphi \leq \begin{cases} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \\ 3 \\ 2 \end{cases} \quad (9.4.1)$$

Herved opnaas, at man tager Hensyn til den Indvirkning, som Forholdet mellem B_2 og B_1 har paa Styrken - en Relation, som er baseret paa Forsøg.

Man kan eventuelt indføre en fordelende Klods af Beton med større Styrke end Fundamentsbetonen mellem Søjlen og Fundamentet som antydnet i Fig. 9.4.1. b.

Beton-Fundamenter udføres ofte uarmerede. Dette kan forsvares, hvis man kan eftervise, at Belastningen kan optages, selv om Betonen skulde revne. Ved Friktionsjord kan Belastningen saaledes antages at fordele sig under en Vinkel med Belastningens Retning, som maksimalt regnes lig med den nominelle Friktionsvinkel mellem Fundament og Jord. Ved Kohæsionsjord kan Tangens til den tilsvarende Vinkel regnes lig med 0,2. Tilsvarende Vinkler benyttes i disse Tilfælde ved Beregning af det Areal B_2 , som indgaar i Ligning (9.4.1).

LITTERATUR

- [28-1] K.W. Johansen: Om Virkningen af Bøjler og Skraaæjærn i Jærnbetonbjælker, Danmarks naturvidenskabelige Samfund, A. Nr. 17, København, 1928.
- [31-1] E. Suenson: Jærnbeton, 4. Udg., København, 1931.
- [34-1] O. Graf, E. Brenner: Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen oftmals wiederholte Druckbelastung, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, H. 76 og 83.
- [43-1] K.W. Johansen: Brudlinieteorier, København, 1943.
- [45-1] K.W. Johansen: Beregning af Jærnbetonbjælker, Bygningsstatistiske Meddelelser, XVI, Nr. 2, København, 1945.
- [47-1] Jørgen Nielsen: Bemærkninger vedr. Dimensionering af ekscentrisk paavirkede Jærnbetonsøjler, Bygningsstatistiske Meddelelser, XVIII, 1947, p. 7.
- [49-1] W.E.J. Armstrong: Bond in Prestressed Concrete, Journal of the Institution of Civil Engineers, vol. 33, p. 19, London, 1949.
- [50-1] Otto Graf: Die Eigenschaften des Betons, Berlin, 1950.
- [50-2] Bent Højlund Rasmussen: Spændingsbestemmelse i Beton eller Jærnbetontværsnit paavirket af en ekscentrisk Normalkraft, Bygningsstatistiske Meddelelser, XXI, 1950, p. 49.
- [50-3] Jørgen Nielsen: Ekscentrisk belastede Søjler, Festskrift til Professor P.M. Frandsen, Laboratoriet for Bygningsmeknik, Danmarks tekniske Højskole, Meddelelse Nr. 1, København, 1950, p. 71.
- [51-1] Arthur P. Clark: Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 48, No. 10, p. 145, October, 1951.
- [51-2] B.J. Rambøll: Reinforced Concrete Columns, Teknisk Forlag, København, 1951.
- [51-3] Jørgen Nielsen: Armeringens forankringskræfter i strengbetonkonstruktioner, Beton og Jærnbeton, 3. årg., Nr. 2 og 3, p. 118, København, 1951.
- [51-4] R.M. Mains: Measurements of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bars, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 48, No. 11, p. 225, Nov. 1951.
- [53-1] H.J. Cowan: The Strength of Plain, Reinforced and Prestressed Concrete under the Action of Combined Stresses, Magazine of Concrete Research, vol. 5, p. 75, 1953.
- [53-2] Jørgen Nielsen: Ekscentrisk belastede Jærnbetonsøjler, Bygningsstatistiske Meddelelser, XXIV, 1953, p. 53.
- [54-1] Axel Efsen: Armeringsstål med høj flydegrænse, Statens Byggeforskningsinstitut, Studie Nr. 13, Teknisk Forlag, København, 1954.
- [55-1] R.H. Evans, G.W. Robinson: Bond Stresses in Prestressed Concrete from X-Ray Photographs, Proceedings of The Institution of Civil Engineers, vol. 4, Part I, p. 212, London, 1955.

- [55-2] K.G. Bernander: Något om samverken mellan högvärdig armering och betong. Licentiatavhandling, CTH, Institutionen för Byggnadsteknik, Göteborg, 1955.
- [55-3] J. Chinn, P.M. Ferguson, J.N. Thompson: Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 52, No. 10, p. 201, Oktober, 1955.
- [56-1] Axel Efsen, Ole Glarbo: Tensile Strength of Concrete Determined by Cylinder Splitting, Beton og Jernbeton, 1956, Nr. 1.
- [56-2] S. Timoshenko: Strength of Materials, vol. II, 3. ed., D. Van Nostrand Company, Inc., Princeton, N.J., 1956.
- [56-3] Bent Højlund Rasmussen: Gentagne Flydninger i statisk ubestemte Konstruktioner, Bygningsstatistiske Meddelelser, XXVII, 1956, Nr. 4, p. 239, 1956.
- [56-4] A. Hillerborg: Jämnviktsteori för armerade betongplattor, Betong, 41. årg., Nr. 4, 1956, p. 171.
- [57-1] A. Hald: Statistical Theory with Engineering Applications; Third printing, 1957.
- [57-2] Axel Efsen: Spiral Socket Splices for Deformed Bars, Laboratoriet for Bygningsteknik, Danmarks tekniske Højskole, Meddelelse Nr. 8, København, 1957.
- [58-1] K.W. Johansen: Brudbetingelser for Sten og Beton, Bygningsstatistiske Meddelelser, XXIX, 1958, p. 25.
- [58-2] G. Kani: Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung, Der Bauingenieur, Aarg. 33, H. 10, p. 375-382, 1958.
- [58-3] B. Bresler, K.S. Pister: Strength of Concrete under Combined Stress, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 55, p. 321, 1958.
- [58-4] D. McHenry, J. Karni: Strength of Concrete under combined Tensile and Compressive Stress, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 54, p. 829, 1958.
- [58-5] Gene M. Nordby: Fatigue of Concrete - A Review of Research, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 55, No. 8, August, 1958.
- [58-6] Proceedings of a Symposium on the Strength of Concrete Structures, London, 1956, Cement and Concrete Association, London, 1958.
- [58-7] Otto Wagner: Das Kriechen unbewehrter Betons, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 131, Berlin, 1958.
- [59-1] Axel Efsen, Herbert Krenchel: Tensile Cracks in Reinforced Concrete, Laboratoriet for Bygningsteknik, Danmarks tekniske Højskole, København, 1959.
- [59-2] Herbert Krenchel: Influence of the Concrete Tensile Stresses on the Stress Distribution and Deformation of Reinforced Concrete, Ingeniøren, International edition, vol. 4, No. 4, 1959.
- [59-3] M.A. Sozen, E.M. Zwoyer, C.P. Siess: Strength in Shear of Beams Without Web Reinforcement, Investigation of Prestressed Concrete for Highway Bridges, Part 1, University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin No. 452, 1959.

- [59-4] A. Hillerborg: Strimlemetoden för plattor på pelare, vinkelplattor m.m., Stockholm, 1959.
- [59-5] DS 410, Belastningsföreskrifter, Teknisk Forlag.
- [59-6] A.H. Mattock: Redistribution of design bending moments in reinforced concrete continuous beams, ICE proc. 1959, vol. 13, p. 35.
- [59-7] Axel Efsen: Bond Testing of Reinforcing Bars, Laboratoriet for Bygningsteknik, Danmarks tekniske Højskole, Meddelelse Nr. 10, Festskrift til Professor Anker Englund, p. 51, København, 1959.
- [60-1] Arne Hillerborg: A Plastic Theory for the Design of Reinforced Concrete Slabs, Association Internationale des Ponts et Charpentiers, sixième Congrès, Stockholm, 1960, Publication Préliminaire, Zürich, 1960, p. 177.
- [60-2] Ove Pettersson: Vippningsproblem vid hisning och montering av slanka balkar. Nordisk Betong 1960, årg. 4.
- [60-3] MacGregor, Sozen & Siess: Strength and Behaviour of Prestressed Concrete Beams with Web Reinforcement, University of Illinois, Civil Engineering Studies, Aug. 1960.
- [60-4] A.M. Neville: The Problem of Shear in Reinforced Concrete Beams, Bygningsstatistiske Meddelelser, XXXI, p. 37, København, 1960. (Discussion XXXII, p. 75, 1961).
- [61-1] Adolf Pucher: Lehrbuch des Stahlbetonbaues, 3. Udg., Springer Verlag, Wien, 1961.
- [61-2] Bygg, 3. Del, 3. Udg., Stockholm, 1961.
- [61-3] Mogens Peter Nielsen: Plasticitetsteorien for rammer, Nordisk Betong, årg. 5, 1961, Nr. 1, p. 49-76.
- [61-4] P. Kierkegaard-Hansen: Styrkekrav til beton, Nordisk Betong, årg. 5, 1961, Nr. 1, p. 77-86.
- [61-5] Bregler and Scovdeli: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Structural and Mat. res., Department of Civil Engineering, University of California, 1961.
- [61-6] Stephen P. Timoshenko and James M. Gere: Theory of Elastic Stability, 2nd ed., New York, 1961.
- [62-1] Laboratoriet for Bygningsteknik: Styrkeprøvning og Deformationsmåling, Akademisk Forlag, København, 1962.
- [62-2] Report of ACI-ASCE Committee 326: Shear and Diagonal Tension, ACI Proc., Vol. 59, 1962.
- [62-3] Fritz Leonhardt: Spannbeton für die Praxis, 2. Udg., Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [62-4] Fritz Leonhardt, René Walther: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, 56. Aarg., H. 12, p. 277-290, 1961, 57. Aarg., H. 2, p. 32-44, H. 3, p. 54-64, H. 6, p. 141-149, H. 7, p. 162-173, H. 8, p. 184-188, 1962.
- [62-5] Fritz Leonhardt, René Walther: Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 152, Berlin, 1962.

- [62-6] Fritz Leonhardt, René Walther: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 151, Berlin, 1962.
- [62-7] DS 411, Dansk Ingeniørforenings Normer for Bygningskonstruktioner, 2. Beton- og jernbetonkonstruktioner, 7. Oplag, Teknisk Forlag, København, 1962.
- [62-8] Det Danske Staalværk A/S: Armeringsstaa, Frederiksværk, 1962. (ny Udgave 1968).
- [62-9] E. Sigalov, S. Strongin: Reinforced Concrete, Foreign Languages Publishing House, Moscow, 1962.
- [62-10] Ultimate load design of concrete structures. I. C. E. proc., Vol. 24, 1962, p. 400.
- [62-11] H. Rüsck, F.R. Haugli og H. Mayer: Schubversuche an Stahlbeton - Rechteckbalken mit gleichmässig verteilter Belastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 145, Berlin, 1962.
- [62-12] Jean Muller: Lateral Stability of Precast Members During Handling and Placing. Journal of Prestressed Concrete Institute, Aarg. 9, No. 1, Februar 1962.
- [62-13] E. Abrahamsson: Armeringskvalitetens betydelse vid Luftstøtvægsbelastade betongbalkar, Nordisk Betong, Vol. 6, No. 2, p. 179, 1962.
- [63-1] Axel Efsen: Elementær Jernbeton, 3. Udg., København, 1963.
- [63-2] ACI Standard, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-63, Detroit, Michigan, 1963.
- [63-3] Dansk Ingeniørforening: Vejledning i udarbejdelse af tegninger til beton- og jernbetonkonstruktioner, København, 1963.
- [63-4] United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation: Concrete Manual, 7. ed., Denver, Colorado, 1963.
- [63-5] R.H. Evans, C.B. Wilby: Concrete, London, 1963.
- [63-6] K.W. Johansen: Pladeformler, 2. Udg., Akademisk Forlag, København, 1963.
- [63-7] K.G. Bernander: Inverkan av förspänning och bygelarmering på skjuvhållfastheten hos spännbetongbalkar, Nordisk Betong, Stockholm, 1963, p. 9.
- [64-1] Comité Européen du Béton: Recommandations pratiques unifiées pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé, première édition, Madrid, 1964.
- [64-2] George Winter, L.C. Urquhart, C.E. O'Rourke, Arthur H. Nilson: Design of Concrete Structures, 7. ed., McGraw-Hill, New York, San Francisco, Toronto, London, 1964.
- [64-3] Gotthard Franz: Konstruktionslehre des Stahlbetons, Bd. 1, Springer-Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg, 1964.
- [64-4] J.D. Davies: Structural Concrete, Pergamon Press, Oxford, London, Edinburgh, Paris, Frankfurt, 1964.
- [64-5] R. Walther: Schubprobleme im Stahlbetonbau, Cement, Vol. XVI, Nr. 11, p. 712, Amsterdam, 1964.

- [64-6] S.Ø. Olesen: Om forankring af armeringsjern, Ingeniøren, Aarg. 73, Nr. 7, p. 229-236, 1964.
- [64-7] G.D. Base, J.B. Read: The effectiveness of helical binding in the compression zone of concrete beams. Cement and Concrete Association, Technical Report, July 1964.
- [64-8] K.W. Johansen: Forelæsninger over Elasticitets- og Styrkelære, Hefte 4, Akademisk Forlag, 1964.
- [64-9] Vejledning for fastsættelse af partialkoefficienter inden for de forskellige normområder. Dansk Ingeniørforening, Det permanente udvalg vedrørende partialkoefficienter.
- [64-10] Gordon P. Fischer and Paul Zia: Review of Code Requirements for Torsion Design. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 61, No. 1, Januar 1964.
- [64-11] Gottfried Brendel: Strength of the Compression Slab of T-Beams Subject to Simple Bending. Journal of the American Concrete Institute, proc. Vol. 61, No. 1, Januar 1964, p. 57-76.
- [64-12] Vitelmo V. Bertero and George McClure: Behaviour of Reinforced Concrete Frames Subjected to Repeated Reversible Loads, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 61, No. 10, Oktober 1964.
- [64-13] Merlin L. James, Loren D. Lutes and Gerald M. Smith: Dynamic Properties of Reinforced and Prestressed Concrete Structural Components. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 61, No. 11, November 1964.
- [64-14] J.C. Saemann and George W. Washa: Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 61, No. 11, November 1964.
- [64-15] Tage Pettersson: Rektangulära och T-formade Betonbalkors Skjuvhållfasthet, Statens råd för byggnadsf., Stockholm, 1964.
- [64-16] F. Leonhardt, René Walther & W. Dreger: Schubversuche an Durchlaufträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 163, Berlin, 1964.
- [64-17] Mogens Lorentsen: Shear and Bond in Prestressed Concrete Beams Without Shear Reinforcement, Stockholm, 1964.
- [64-18] James F. Pfister: Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 61, No. 5, May, 1964.
- [64-19] Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Cement and Concrete Association, London.
- [65-1] P.M. Ferguson: Reinforced Concrete Fundamentals, 2. ed., John Wiley & Sons, New York, London, 1965.
- [65-2] Erik V. Meyer, C.S. Forum, H. Krenchel: Beton Bogen - fra Cement til Beton, 2. Udg., Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor, København, 1965.
- [65-3] Hjalmar Granholm: A General Flexural Theory of Reinforced Concrete, John Wiley & Sons, New York, London, Sydney, 1965.

- [65-4] Fritz Leonhardt: Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken, Beton- und Stahlbetonbau, Aarg. 60, H. 8-9, 1965 og H. 10, 1966 (Rettelser).
- [65-5] F. Leonhardt: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton-Tragwerken, Der Bauingenieur, Aarg. 40, H. 1, p. 1-15, 1965.
- [65-6] Fritz Leonhardt, René Walther, Walter Dilger: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, H. 8, p. 184-190, H. 9, p. 216-224, 1963, H. 4, p. 80-86, H. 5, p. 105-111, 1964, H. 1, p. 5-12, H. 2, p. 35-42, H. 4, p. 92-104, H. 5, p. 108-123, 1965.
- [65-7] F. Leonhardt, R. Walther: Geschweisste Bewehrungsmatten als Bügelbewehrung, Schubversuche an Plattenbalken und V-rankerungsversuche. Die Bautechnik, Aarg. 42, H. 10, 1965.
- [65-8] Awtar Singh, Kurt H. Gerstle, Leonard G. Thulin: The Behaviour of Reinforcing Steel under Reversed Loading, Materials Research & Standards, January, 1965, p. 12-17.
- [65-9] Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Proceedings of the International Symposium Miami 1964, ASCE-ACI, 1965.
- [65-10] Jacob Feld: Lessons from Failures of Concrete Structures, ACI, The Iowa State University Press, 2nd printing, 1965.
- [65-11] R. Chambaud: Le Calcul de Béton Armé à la Rupture, Eyrolles, Paris, 1965.
- [65-12] Henry J. Cowan: Reinforced and Prestressed Concrete in Torsion, London, 1965.
- [65-13] J.R. Robinson: Influence of Transverse Reinforcement on Shear and Bond Strength, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 62, No. 3, Marts 1965.
- [65-14] Mogens Lorentsen: Theory for the Combined Action of Bending Moment and Shear in Reinforced and Prestressed Concrete Beams (+ discussion), Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 62, No. 4 and 12, April and December, 1965.
- [65-15] The effective width of T-beams, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 62, No. 4, April 1965.
- [65-16] Phil M. Ferguson and John E. Breen: Lapped Splices for High Strength Reinforced Bars, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 62, No. 9, September 1965.
- [65-17] F. Leonhardt and H. Reimann: Concrete hinges (Beton-gelenke). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 175, Berlin, 1965.
- [65-18] Finn Olav Bugø: Beregning av høye bjelker, skiver, av armert betong. Nordisk Betong, Årg. 9, No. 2, 1965.
- [65-19] Fritz Jurrack: Näherungsberechnung des Kriecheinflusses auf den Schnittkraftzustand statisch unbestimmter Betonkonstruktionen. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Aarg. 12, H. 3, Weimar, 1965.

- [65-20] V.N. Tanniru: Der Einfluss des Kriechen bei statisch unbestimmten Verbundkonstruktionen aus Beton und Stahl. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Aarg. 12, Nr. 3, Weimar, 1965.
- [65-21] H. Hilsdorf und K. Finsterwalder: Untersuchungen über den Einfluss einer Nachverdichtung und eines Anstriches auf Festigkeit, Kriechen und Schwinden von Beton. Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München, Bericht Nr. 42b, 1965.
- [65-22] Hjalmar Granholm: Nya Rön beträffande Användningen af Kamjärn, Chalmers Tekniska Högskolas Handlingar, Nr. 305, 1965.
- [65-23] Mehmel & Becher: Zur Schubbemessung des kurzen Kragarmes. Beton- und Stahlbetonbau, Aarg. 60, H. 6, Juni 1965.
- [65-24] Ernst Rausch, Starnberg: Zur Schubbewehrung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Aarg. 60, H. 10, Oktober 1965.
- [65-25] John W. Murdock: A Critical Review of Research on Fatigue of Plain Concrete. University of Illinois, College of Engineering, Bulletin 475, 1965.
- [65-26] Reis, Mozer, Branchini & Kesler: Causes and Control of Cracking in Concrete Reinforced with High-strength Steel Bars - A review of Research, University of Illinois, College of Engineering, Bulletin 479, 1965.
- [66-1] Hugo Bachmann, Bruno Thürlimann: Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzuschlagen und Spannbeton. Schweizerische Bauzeitung, Aarg. 84, H. 33-34, August 1966.
- [66-2] Walter Ernst: Modernes Bauen mit "Baustahlgewebe", Beton Herstellung Verwendung, Aarg. 16, H. 7, p. 290-298, 1966.
- [66-3] Armering - 1, Produktionstekniske Specifikationer, Entreprenøforeningen, København, 1966.
- [66-4] H. Wascheidt: Zur Frage der Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand, Techn. Mitt. Krupp, Forsch.-Ber., Bd. 24, H. 4, p. 173-194, 1966.
- [66-5] Comité Mixte FIP-CEB (Fédération Internationale de la Précontrainte - Comité Européen du Béton): Recommandations Pratiques pour le Calcul et l'Exécution des ouvrages en Béton Précontraint, rédaction provisoire, Paris, Juin 1966.
- [66-6] Troels Brøndum-Nielsen: Professor A. Ostenfelds Hundredaarsdag. Professor A. Ostenfeld's Centenary. Bygningstatistiske Meddelelser, XXXVII, Nr. 2, p. 73, 1966.
- [66-7] Bilag til DS 410: Belastningsforskrifter. Vejledning for fastsættelse af vindbelastninger. Teknisk Forlag, 1966.
- [66-8] C.G. Jensen, Kurt Olsen: Teknisk Ståbi, 11. Udg., Teknisk Forlag, København, 1966.
- [66-9] Mark J. Baron: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams at Points of Bar Cutoff, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 63, No. 1, Januar 1966.

- [66-10] F.S. Ople, Jr. and C.L. Hulsbos: Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 63, No. 1, Januar 1966.
- [66-11] William J. Krefeld and Charles W. Thurston: Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 63, No. 3, Marts 1966.
- [66-12] William Krefeld and Charles W. Thurston: Studies on the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 63, No. 4, April 1966.
- [66-13] G.N.J. Kani: Basic Facts Concerning Shear Failure (+ discussion). Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 63, No. 6 and 12, June and December 1966.
- [66-14] Hubert Hilsdorf & Clyde E. Kesler: Fatigue strength of concrete under varying flexural stresses, Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 63, No. 10, Oktober 1966.
- [66-15] R. Taylor: Some shear tests on reinforced concrete T-beams with stirrups. Magazine of Concrete Research, vol. 18, No. 57, December 1966.
- [66-16] American Concrete Institute, Symposium on Reinforced Concrete Columns, Publication SP-13, 1966.
- [66-17] Henning T. Madsen: Noter til Jernbeton, København, 1966.
- [66-18] Comité Européen du Béton: Bulletin d'information No. 62-63; Flambement, Paris, Septembre-Octobre, 1967.
- [66-19] Ralejs Tepfers: Skarvning av dragen kamstålsarmering, Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för Konstruktionssteknik, Betongbyggnad, Publikation 66:3, 1966.
- [66-20] Comité Européen du Béton: Flambement. 11e Session plénière, Bruxelles, Octobre 1966.
- [66-21] Per Kristian Larsen, Gunnar Vigerust: Praktisk beregning av stivhet og nedbøyning for revnet, armert betong, Nordisk Betong, Årg. 10, No. 3, p. 237, 1966.
- [67-1] Anders Losberg: Armerad Betong, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, Bd. 1, 1956, Bd. 2, 1967.
- [67-2] Derrick Beckett: The Ultimate Load Design of Continuous Concrete Beams, Butterworths, London, 1967.
- [67-3] Nordisk Betongkongress 1967, Nordisk Betong, Vol. 11, No. 3, 1967.
- [67-4] Åke Holmberg, Sten Lindgren: Armerings Kraftöverföring och förankring, Halmstads Järnverks AB, Halmstad, 1967.
- [67-5] M.P. Nielsen: Om forskydningsarmering i jernbetonbjælker, Bygningsstatistiske Meddelelser, XXXVIII, Nr. 2, København, 1967.
- [67-6] H. Krenchel: Udmattelsesprøvning, specielt af armeringsjern, Ingeniøren, Forskning, Nr. 4, p. 94-96, 1967.
- [67-7] Troels Brøndum-Nielsen: Spændbeton I, 3. Oplag, Akademisk Forlag, København, 1967.

- [67-8] L.L. Jones, R.H. Wood: Yield-Line Analysis of Slabs, London, 1967.
- [67-9] Association Internationale des Ponts et Charpentes: Huitième Congrès, New York, Septembre 1968, Publication Préliminaire, Zürich, 1967.
- [67-10] R.H. Evans, F.K. Kong: Shear Design and British Code CP 114, The Structural Engineer, Vol. 45, No. 4, April, 1967, p. 153.
- [67-11] James G. MacGregor and J.R.V. Walters: Analysis of Inclined Cracking Shear in Slender Reinforced Concrete Beams. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 64, No. 10, October 1967, p. 644, and proc. vol. 65, No. 4, April 1968, p. 334.
- [67-12] Richard H. Seabold: Dynamic shear strength of reinforced concrete beams - Part II, US Naval Engineering Laboratory, TR-502, Januar 1967.
- [67-13] German Gurfinkel and Arthur Robinson: Determination of Strain Distribution and Curvature in a Reinforced Concrete Section Subjected to Bending Moment and Longitudinal Load. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 64, No. 7, July 1967.
- [67-14] A. Mehmel & W. Freitag: Tragfähigkeitsversuche an Stahlbetonkonsolen, Der Bauingenieur, 1967, H. 10.
- [67-15] A. Short: The CEB recommendations and structural use of lightweight concrete. Concrete, vol. 1, No. 8, August 1967.
- [67-16] S.K. Ojha: The shear strength of rectangular reinforced and prestressed concrete beams. Magazine of Concrete Research, vol. 19, No. 60, September 1967.
- [67-17] K.H. Kupfer: Zusammenhang zwischen Momentendeckung und Schubsicherung beim schlanken Plattenbalken. Beton- und Stahlbetonbau, H. 10, 1967.
- [67-18] H. Trost: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau, H. 10, 1967.
- [67-19] Boris Bresler, M. Asce and James G. MacGregor: Review of Concrete Beams Failing in Shear. Journal of Structural Division proc. ASCE, vol. 93, ST1, Februar 1967.
- [67-20] Charles A. Miller and Sidney A. Guralnick: Reinforced concrete beams subjected to repeated loads. Journal of Structural Division, proc. ASCE, vol. 93, ST5, Oktober 1967.
- [67-21] S.Ø. Olesen, M.A. Sozen & C.P. Siess: Investigation of Prestressed Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams With Web Reinforcement, Bulletin 493, University of Illinois Engineering Experiment Station, July, 1967.
- [67-22] Paul Zia and E.C. Guillermo: Combined Bending and Axial Load in Prestressed Concrete Columns, Journal of the Prestressed Concrete Institute, vol. 12, No. 3, June, 1967, p. 52.

- [67-23] Åke Holmberg: Armering, Nordisk Betong, Årg. 11, No. 3, p. 367, 1967.
- [67-24] Lars Östlund: Armeringsutformning och funktionskrav, Nordisk Betong, Årg. 11, No. 3, p. 353, 1967.
- [67-25] Comité Européen du Béton: Bulletin d'Information, No. 61, Fissuration, Paris, 1967.
- [67-26] Armering-2, Produktionstekniske tegneanvisninger, Entreprenørforeningen, København, 1967.
- [67-27] A.H. Mattock, C.J. Birkeland and M.E. Hamilton: Strength of reinforced concrete beams without shear reinforcement in combined torsion, shear and bending. The Trend in Engineering, vol. 19, No. 4, October, 1967, pp. 8-12 and p. 29.
- [67-28] C.H. Lerchenthal: Bonded sheet metal reinforcement for concrete slabs. RILEM-Bulletin, New Series No. 37, December, 1967, pp. 263-269.
- [68-1] Svend Øivind Olesen: Armerede betonbjælkers forskydningsbæreevne. Dansk Ingeniørforenings Transactions, Nr. 1, 1968.
- [68-2] H.P.J. Taylor: Shear Stresses in Reinforced Concrete Beams Without Shear Reinforcement. Technical Report, Cement and Concrete Association, London, 1968.
- [68-3] Per Kristian Larsen, Gunnar Vigerust: Stivhet av revnet, armert betong under bøyning og normalkraft, Nordisk Betong, Årg. 12, No. 2, p. 141, 1968.
- [68-4] A.J. Moe: Om sikkerhedsgraden i faststående statiske konstruktioner. Teknisk Forlag, København, 1968.
- [68-5] Beton-Kalender, 1968, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, 1968, Aarg. 57.
- [68-6] R.H. Wood: The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments. Concrete, vol. 2, No. 2, Februar 1968.
- [68-7] Russel S. Fling m.fl. (Subcommittee 1, ACI Committee 435): Allowable Deflections. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 65, No. 6, June, 1968.
- [68-8] John P. Klus: Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams in Combined Torsion and Shear. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 65, No. 3, Marts 1968.
- [68-9] V. Ramakrishnan and Y. Ananthanarayana: Ultimate Strength of Deep Beams in Shear. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 65, No. 2, Februar 1968.
- [68-10] Thomas T.C. Hsu: Torsion of Structural Concrete - Interaction Surface for Combined Torsion, Shear, and Bending in Beams without Stirrups. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 65, No. 1, Januar 1968.
- [68-11] Torsion of Structural Concrete. ACI Special Publications, No. 18, 1968, 512 pp. American Concrete Institute, Detroit.
- [68-12] K.G. Tamberg: Aspects of Torsion in Concrete Structure Design. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 65, No. 4, April 1968.

- [68-13] Z.P. Bazant: Creep stability and buckling strength of concrete columns, Magazine of Concrete Research, vol. 20, No. 63, June, 1968, p. 85.
- [68-14] Comité Européen du Béton: Flambement, 12^e Session plénière, Lausanne, Avril, 1968.
- [68-15] Comité Européen du Béton: Conclusions techniques de la 12^e session plénière, Paris, 1968.
- [68-16] T. Kornosz, B. Römer: Schweissverbindungen in Stahlbeton-Fertigteilkonstruktionen, Schweisstechnik 18, H. 9, p. 410, 1968.
- [68-17] Ralejs Tepfers, Christer Löwkrantz: Skarvförsök med grov dragarmering, Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för Konstruktionsteknik, Betongbyggnad, Rapport 68:5, 1968.
- [68-18] Dansk Standard DS 2082, Armeringsstaal, Prøvning af forankringsevnen, Marts 1968.
- [68-19] V. Hahn, W. Fastenau: Der Thermit-Muffenstoss, Beton- und Stahlbetonbau, H. 4, 1968, p. 77-82.
- [68-20] E.G. Navy, R.F. Danesi, and J.J. Grosko: Rectangular Hinge Rotation Capacity in Reinforced Concrete Beams. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 65, No. 12, December 1968, pp. 1001-1010.
- [68-21] J.M. Hanson, K.T. Burton, E. Hognestad: Fatigue Tests of Reinforcing Bars - Effect of Deformation Pattern, Journal of the PCA, vol. 10, No. 3, September 1968, pp. 2-13.
- [68-23] K.S. Rajagopalan and Phil.M. Ferguson: Exploratory Shear Tests Emphasizing Percentage of Longitudinal Steel, Journal of the American Concrete Institute, vol. 65, No. 8, August 1968, p. 634. Discussion: vol. 66, No. 2, February 1969, pp. 150-154.
- [68-24] Hans Gesund, D.G. Mills, Victor M. Martin: Ultimate Strength Tests of Reinforced Concrete Beams in Combined Torsion, Bending and Shear. Association Internationale des Ponts et Charpentes, "Mémoires", 28-II, 1968, pp. 31-48.
- [68-25] PCI-Committee on Prestressed Concrete Columns. Tentative recommendations for the design of prestressed concrete columns. Journal of the Prestressed Concrete Institute, vol. 13, No. 5, Oktober 1968, pp. 12-21.
- [68-26] Paul W. Abeles, Earl I. Brown, and Joe W. Morrow: Development and distribution of cracks in rectangular prestressed beams during static and fatigue loading. Journal of the Prestressed Concrete Institute, vol. 13, No. 5, Oktober 1968, pp. 36-51.
- [68-27] Åke Holmberg: Dimensionering av betongkonsoller. Nordisk Betong, Årg. 12, No. 3, 1968, p. 193.
- [69-1] Gotthard Franz: Konstruktionslehre des Stahlbetons, Bd. 2, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1969.
- [69-2] M.P. Nielsen: Om Jernbetonskivers Styrke, København, 1969.

- [69-3] ACI Committee 438: Tentative Recommendations for the Design of Reinforced Concrete Members to resist Torsion. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 66, No. 1, Januar 1969, pp. 1-8.
- [69-4] Thomas T.C. Hsu and E.L. Kemp: Background and Practical Application of Tentative Design Criteria for Torsion. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 66, No. 1, Januar 1969, pp. 12-23.
- [69-5] D.L. Osburn, B. Mayoglou, and Alan H. Mattock: Strength of Reinforced Concrete Beams with Web Reinforcement in Combined Torsion, Shear, and Bending. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 66, No. 1, Januar 1969, pp. 31-41.
- [69-6] ACI-ASCE Committee 423: Tentative Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbounded Tendons. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 66, No. 2, Februar 1969, pp. 81-87.
- [69-7] Sargis S. Safarian: Design of a Circular Concrete Ring-Beam and Column System Supporting a Silo Hopper. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 66, No. 2, Februar 1969, pp. 103-110.
- [69-8] J.A. Hofbeck, I.O. Ibrahim, and Alan H. Mattock: Shear Transfer in Reinforced Concrete. Journal of the American Concrete Institute, proc. vol. 66, No. 2, Februar 1969, pp. 119-128.
- [69-9] A.W. Beeby and J.R. Miles: Proposals for the control of deflection in the new unified code. Concrete, vol. 3, No. 3, March 1969, pp. 101-110.
- [69-10] L. Goodwyn Wills: Control of cracking and deflection: An alternative approach. Concrete, vol. 3, No. 3, Marts 1969, p. 111.
- [69-11] P. Sandbye: Dimensionering af jernbetonkonsoller (+ diskussionsindlæg Åke Holmberg). Nordisk Betong, Årg. 13, No. 1, 1969, pp. 67-71.
- [69-12] R.H. Evans and H.W. Chung: Horizontal shear failure of prestressed composite T-beams with cast-in-situ lightweight concrete deck. Concrete, vol. 3, No. 4, April 1969, pp. 124-126.

EMNEFORTEGNELSE OVER LITTERATUR

Armering	[54- 1] [65- 8] [66- 4] [67-26]	[62- 8] [65-22] [67- 6] [68-21]	[62-13] [66- 2] [67-23]	[65- 7] [66- 3] [67-24]
Armeringskrumning se under Krumning af Armering				
Armeringsstød	[62- 8] [68-17]	[63- 2] [68-19]	[67- 7]	[68-16]
Beton: Egenskaber - Styrke	[34- 1] [56- 2] [58- 5] [62- 1] [66-10]	[50- 1] [58- 1] [59- 1] [65- 2] [66-16]	[53- 1] [58- 3] [59- 2] [65-21] [67-18]	[56- 1] [58- 4] [61- 4] [65-26]
Bjælker	[28- 1] [59- 6] [61- 5] [62-13] [65-14] [66-11] [67- 5] [67-19] [68- 1] [68-10]	[45- 1] [60- 2] [62- 5] [64- 7] [65-15] [66-12] [67-11] [67-20] [68- 2] [68-24]	[51- 1] [60- 3] [62- 6] [64-11] [65-18] [66-15] [67-12] [67-21] [68- 8] [68-26]	[59- 3] [60- 4] [62-11] [64-15] [66- 9] [67- 2] [67-16] [67-27] [68- 9] [69- 5]
Brudlinieteori	[43- 1]	[63- 6]	[64- 8]	[67- 8]
Bøjning og excentrisk Normal- kraft	[50- 2] [64-11] [65-15] [68- 3]	[51- 1] [65- 3] [65-18]	[59- 6] [65- 9] [67- 2]	[64- 7] [65-14] [67-13]
Centralt Tryk	[64- 1]			
Charnierer	[65-17]			
Dæklag	[59- 1]	[67-25]		

Excentrisk Normalkraft se under Bøjning og excentrisk Nor- malkraft eller under Søjler				
Elasticitets- og Styrkelære	[56- 2]	[61- 6]	[64- 8]	
Forankring af Armeringen	[51- 3] [64- 6] [66-19]	[55- 2] [65- 4] [67- 4]	[55- 3] [65- 7] [68-18]	[57- 2] [65-16]
Forbindelse mellem Armering og Beton	[49- 1]	[51- 4]	[55- 1]	[59- 7]
Forskning	[65-25]			
Forskydning	[28- 1] [60- 4] [62- 5] [64- 5] [64-17] [65- 7] [65-24] [66-12] [67- 5] [67-19] [68- 9]	[58- 2] [61- 5] [62- 6] [64-14] [65- 4] [65-13] [66- 1] [66-13] [67-11] [67-21] [68-23]	[59- 3] [62- 2] [62-11] [64-15] [65- 5] [65-14] [66- 9] [66-15] [67-12] [68- 1] [69- 8]	[60- 3] [62- 4] [63- 7] [64-16] [65- 6] [65-23] [66-11] [66-17] [67-16] [68- 2] [69-12]
Generelle Værker	[31- 1] [62- 9] [64- 2] [65- 2] [67- 1]	[58- 6] [63- 1] [64- 3] [65-11] [68- 5]	[61- 1] [63- 4] [64- 4] [65-11] [66- 8] [69- 1]	[61- 2] [63- 5] [65- 1] [66-17]
Kipning	[60- 2]	[62-12]		
Kongresser	[67- 3]	[67- 9]		
Konsoller	[67-14]	[68-27]	[69-11]	
Krumning af Armering	[62- 8]	[65- 4]	[66- 3]	
Krybning	[58- 7] [67-18]	[65-19]	[65-20]	[65-24]
Lejer	[65-17]			

Lærebøger se under Generelle Værker				
Muffestød	[67- 7]	[68-17]	[68-19]	
Nedbøjning	[66-21]	[68- 3]	[68- 7]	[69- 9] [69-10]
Normer og Rekommandationer	[59- 5] [64- 1] [67-10] [68-25]	[62- 7] [64- 9] [67-15] [69- 3]	[63- 2] [64-19] [68- 7] [69- 4]	[63- 3] [66- 7] [68-15] [69- 9]
Faddehattedæk	[59- 4]	[63- 6]		
Partialkoefficienter	[64- 9]	[68- 4]		
Pladebjælker se under T-Bjælker				
Plader	[43- 1] [63- 6] [68- 3]	[56- 4] [66-21] [68- 6]	[59- 4] [67- 8]	[60- 1] [67-28]
Plasticitetsteori	[43- 1] [62-10]	[56- 3] [63- 6]	[60- 1] [67- 8]	[61- 3]
Rammekonstruktioner	[61- 3]	[64-12]		
Revner	[59- 1]	[65-26]	[68-26]	[69-10]
Ringbjælker	[69- 7]			
Rotationskapacitet	[62-10]	[67- 2]	[68-20]	
Sikkerhedsgrad	[68- 4]			
Skader	[65-10]			
Skiver	[65-18]	[69- 2]		

Spændbeton	[62- 3]	[66- 5]	[67- 7]	[69- 6]
Strimmelmetoden	[56- 4]	[59- 4]	[60- 1]	[61- 2]
Stød i Armeringen	[62- 8] [68-19]	[63- 2]	[67- 7]	[68-17]
Svejste Stød	[62- 8]	[68-16]	[68-19]	
Svind	[65-21]			
Søjler	[47- 1] [62- 7] [64-18] [67-22] [68-25]	[50- 3] [63- 1] [66-16] [68-13]	[51- 2] [63- 2] [66-18] [68-14]	[53- 2] [64- 2] [66-20] [68-15]
T-Bjælker	[62- 5] [65-15]	[64-11] [66-15]	[64-15] [67-17]	[65- 7] [69-12]
Torsion	[64-10] [68-10] [69- 3]	[65-12] [68-11] [69- 4]	[67-27] [68-12] [69- 5]	[68- 8] [68-24]
Udmattelsespaavirkning af Beton	[34- 1] [67-20]	[64-12]	[64-13]	[67-12]
Vridning se Torsion				

FORFATTERINDEX

Abeles, Paul W.	[68-26]			
Abrahamson, E.	[62-13]			
ACI	[62- 2] [66-16] [69- 6]	[63- 2] [68- 7]	[64-19] [68-11]	[65- 9] [69- 3]
Ananthanarayana, Y.	[68- 9]			
Armstrong, W.E.J.	[49- 1]			
ASCE	[62- 2]	[65- 9]	[69- 6]	
Asce, M.	[67-19]			
Bachmann, Hugo	[66- 1]			
Baron, Mark J.	[66- 9]			
Base, G.D.	[64- 7]			
Bazant, Z.P.	[68-13]			
Becher,	[65-23]			
Beckett, Derrick	[67- 2]			
Beeby, A.W.	[69- 9]			
Bernander, K.G.	[55- 2]	[63- 7]		
Bertero, Vitelmo, V.	[64-12]			
Birkeland, C.J.	[67-27]			
Branchini,	[65-26]			
Breen, John E.	[65-16]			
Bregler,	[61- 5]			
Brenner, E.	[34- 1]			
Bresler, B.	[58- 3]	[67-19]		
Brown, Earl I.	[68-26]			
Brøndum-Nielsen, T.	[66- 6]	[67- 7]		
Burton, K.T.	[68-21]			
Buø, Finn Olav	[65-18]			
Bygningsteknik, Laboratoriet for	[62- 1]			
CEB	[64- 1] [67-25]	[64-19] [68-14]	[66- 5] [68-15]	[66-18] [66-20]
Chambaud, R.	[65-11]			
Chinn, J.	[55- 3]			
Chung, H.W.	[69-12]			
Clark, Arthur P.	[51- 1]			
Cowan, H.J.	[53- 1]	[65-12]		

Danesi, R. F. [68-20]
 Dansk Standard [59- 5] [62- 7] [66- 7] [68-18]
 Danske Staalvalseværk, Det [62- 8]
 Davies, J. D. [64- 4]
 DIF [63- 3] [64- 9]
 Dilger, Walter [65- 6]
 Dreger, W. [64-16]

 Efsen, Axel [54- 1] [56- 1] [57- 2] [59- 1]
 [59- 7] [63- 1]
 Entreprenørforeningen [66- 3] [67-26]
 Ernst, Walter [66- 2]
 Evans, R. H. [55- 1] [63- 5] [67-10] [69-12]

 Fastennau, Werner [68-19] [68-22]
 Feld, Jacob [65-10]
 Ferguson, P. M. [55- 3] [65- 1] [68-23]
 FIP [66- 5]
 Finsterwalder, K. [65-21]
 Fischer, Gordon F. [64-10]
 Fling, Russel S. [68- 7]
 Forum, C. S. [65- 2]
 Franz, Gotthard [64- 3] [69- 1]
 Freitag, W. [67-14]

 Gere, James M. [61- 6]
 Gerstle, Kurt H. [65- 8]
 Gesund, Hans [68-24]
 Glarbo, Ole [56- 1]
 Graf, Otto [34- 1] [50- 1]
 Granholm, Hjalmar [65- 3] [65-22]
 Grosko, J. J. [68-20]
 Guillermo, E. C. [67-22]
 Guralnick, Sidney A. [67-20]
 Gurfinkel, German [67-13]

 Hahn, Volker [68-19] [68-22]
 Hald, A. [57- 1]
 Hamilton, M. F. [67-27]
 Hanson, J. M. [68-21]
 Haugli, F. R. [62-11]
 Hillerborg, A. [56- 4] [59- 4] [60- 1]

Hilsdorf, H. [65-21] [66-14]
 Hofbeck, J. A. [69- 8]
 Hognestad, E. [68-21]
 Holmberg, Åke [67- 4] [67-23]
 Hsu, T. C. [68-10] [69- 4]
 Hulsbos, C. L. [66-10]

 Ibrahim, I. O. [69- 8]

 James, Merlin L. [64-13]
 Jensen, C. G. [66- 8]
 Johansen, K. W. [28- 1] [43- 1] [45- 1] [58- 1]
 [63- 6] [64- 8]
 Jones, L. L. [67- 8]
 Jurrack, Fritz [65-19]

 Kani, G. N. J. [58- 2] [66-13]
 Karni, J. [58- 4]
 Kemp, E. L. [69- 4]
 Kesler, Clyde E. [65-26] [66-14]
 Kierkegaard-Hansen, P. [61- 4]
 Klus, John P. [68- 8]
 Kong, F. K. [67-10]
 Kornosz, T. [68-16]
 Krefeld, William J. [66-11] [66-12]
 Krenchel, Herbert [59- 2] [67- 6]
 Kupfer, K. H. [67-17]

 Larsen, Per Kristian [66-21] [68- 3]
 Leonhardt, Fritz [62- 3] [62- 4] [62- 5] [62- 6]
 [64-16] [65- 4] [65- 5] [65- 6]
 [65- 7] [65-17]

 Lerchenthal, C. H. [67-28]
 Lorentsen, Mogens [64-17] [65-14]
 Losberg, Anders [67- 1]
 Lutes, Loren D. [64-13]
 Löwenkrantz, Christer [68-17]

 MacClure, George [64-12]
 MacGregor, James G. [60- 3] [67-11] [67-19]

- MacHenry, D. [58- 4]
Madsen, Henning T. [66-17]
Mains, R.M. [51- 4]
Martin, Victor M. [68-24]
Mattock, Alan H. [59- 6] [67-27] [69- 5] [69- 8]
Mayer, H. [62-11]
Mayoglou, B. [69- 5]
Mehmel, A. [65-23] [67-14]
Meyer, Erik V. [65- 2]
Miles, J.R. [69- 9]
Miller, Charles A. [67-20]
Mills, D.G. [68-24]
Moe, A.J. [68- 4]
Morrow, Joe W. [68-26]
Mozer, [65-26]
Muller, Jean [62-12]
Murdock, John W. [65-25]
- Navy, E.G. [68-20]
Neville, A.M. [60- 4]
Nielsen, Jørgen [47- 1] [50- 3] [51- 3] [53- 2]
Nielsen, Mogens Peter [61- 3] [67- 5] [69- 2]
Nilson, Arthur H. [64- 2]
Nordby, Gene M. [58- 5]
- Ojha, S.K. [67-16]
Olesen, Svend Øivind [64- 6] [67-21] [68- 1]
Olsen, Kurt [66- 8]
Ople, F.S. [66-10]
O'Rourke, C.E. [64- 2]
Osburn, D.L. [69- 5]
- PCI [68-25]
Pettersson, Ove [60- 2]
Pettersson, Tage [64-15]
Pfister, James F. [64-18]
Pister, K.S. [58- 3]
Pucher, Adolf [61- 1]

- Rajagopalan, K.S. [68-23]
Ramakrishnan, V. [68- 9]
Rambøll, B.J. [51- 2]
Rasmussen, Bent Højlund [50- 2] [56- 3]
Rausch, Ernst [65-24]
Read, J.B. [64- 7]
Reimann, H. [65-17]
Reis, [65-26]
Robinson, Arthur [67-13]
Robinson, G.W. [55- 1]
Robinson, J.R. [65-13]
Rüsch, H. [62-11]
Römer, B. [68-16]
- Saemann, J.C. [64-14]
Safarian, Sargis S. [69- 7]
Sandbye, P. [69-11]
Scovdeli, [61- 5]
Seabold, Richard H. [67-12]
Short, A. [67-15]
Siess, C.P. [59- 3] [60- 3] [67-21]
Sigalov, E. [62- 9]
Singh, Awtar [65- 8]
Smith, Gerald M. [64-13]
Sozen, M.A. [59- 3] [60- 3] [67-21]
Starnberg, . [65-24]
Strongin, S. [62- 9]
Suenson, E. [31- 1]
- Tamberg, K.G. [68-12]
Tanniru, V.N. [65-20]
Taylor, H.P.J. [68- 2]
Taylor, R. [66-15]
Tepfers, Ralejs [66-19] [68-17]
Thompson, J.N. [55- 3]
Thurston, Charles W. [66-11] [66-12]
Thürlimann, Bruno [66- 1]
Timoshenko, Stepen P. [56- 2] [61- 6]
Trost, H. [67-18]
Tulin, Leonhardt G. [65- 8]

Urquhart, L. C.	[64- 2]
Wagner, Otto	[58- 7]
Walters, J.R.V.	[67-11]
Walther, René	[62- 4] [62- 5] [62- 6] [64- 5] [65- 6] [65- 7] [64-16]
Wascheidt, H.	[66- 4]
Washa, George W.	[64-14]
Vigerust, Gunnar	[66-21] [68- 3]
Wilby, C.B.	[63- 5]
Wills, L. Goodwyn	[69-10]
Winter, George	[64- 2]
Wood, R.H.	[67- 8] [68- 6]
Zia, Paul	[64-10] [67-22]
Zwoyer, E.M.	[59- 3]
Ostlund, Lars	[67-24]

ALFABETISK EMNELISTE

	<u>Side</u>
Afstand mellem Armeringsstænger	199
Afstandsholdere for Armering	197
Aksialt Tryk (Brudstadiet)	54, 70
Aksialt Tryk (Brugsstadiet)	50
Aksialt Træk	55
Arbejdslinie for Beton	12
Arbejdslinie for Dansk Kamstaal	30
Arbejdslinie for Rundjern	27
Arbejdslinie for Tentorstaal	33, 34
Armering	26
Armering i Bundter	200
Armering i Søjler	222
Armering med svejste Stød	191
Armering, Partialkoefficient	41
Armeringens Forankring og Stød	186
Armerings-Krumninger	194
Armeringsprocent	61
Armeringsstængers Forankringsevne	185
Armeringsstængers indbyrdes Afstand	199
Armeringsstængers indbyrdes Afstand i Plader	207
Armeringsstængers Stødlængde	187,189
Balance-Tilstand	73
Bauschinger-Effekt	32
Beton, Partialkoefficient	41
Betondækklag	196
Betonens transformerede Tværsnitsareal	52
Betonteknologi	4
Betontrykspændingernes Fordeling ved Brudstadiet	66
Beviklede Søjler	224
Bevægelig Belastning, Partialkoefficient	39
Bjælkebredde	211
Bjælker	211
Bjælker, Forskydningsarmering	213
Bjælker, Kipping	211

	<u>Side</u>
Bjælker, minimal Højde	211
Bjælker, Trykarmring	212
Bjælke-Søjle-Forbindelser	228
Brudkombinationer af Moment og Normalkraft	74
Brudlinieteorien	46, 48
Brudmoment for rektangulært Tværsnit med Trykarmring paavirket til ren Bøjning	114
Brudmoment for rektangulært Tværsnit uden Trykarmring paavirket til ren Bøjning	106, 107
Brudmoment for T-Bjælker	121
Brudstadiet-Beregning	66
Brudstadiet-Beregning, Generelt Beregningsprincip	73
Brudstadiet	39
Brudstadiet, Aksialt Tryk	54, 70
Brudstadiet, Betontrykspændingernes Fordeling	66
Brugsstadiet	38
Brugsstadiet, Centralt Tryk	50
Bue-Virkning (Forskydning)	148
Bue-Virkning (Forskydning i T-Bjælke-Flanger)	163
Bukke-Diameter for Armering	196
Bukning af Kamstaal	29
Bukning af Rundjern	28
Bukning af Tentorstaal	35
Bundet Armering	200
Bøjleafstand	146, 158
Bøjler	139
Bøjler i Søjler	223
Bøjler, svejste	142
Bøjler ved Stød i Aksialarmering	190
Bøjlers Dimensionering	213
Bøjningstrækstyrken (Beton)	7
Centralt belastet Søjle, Dimensioneringsformel	177
Centralt Tryk (Brudstadiet)	54, 70
Centralt Tryk (Brugsstadiet)	50
Centralt Træk	55
Cylinderstyrke	4

	<u>Side</u>
Delvis Indspænding	46
Diagonalt Træk-Brud	152
Dobbeltspændte Plader	48, 202
Dynamisk Belastning, Partialkoefficient	11
Dækklag	196
Elasticitetskoefficient for Beton	13, 23
Elasticitetskoefficient for Staal	37
Enkeltspændte Plader	201
Euler-Formlen	170
Excentrisk belastede Søjler	173
Flerakset Paavirkning af Beton	9
Flydeledsteorien	46
Flydespænding (Armering)	26, 29 32, 35
Forankring af Armering	186
Forankringsevne, Armeringsstænger	185
Forankringsevne, Udtrækningsforsøg	183
Forankringsfaktor	185
Forankringslængde	145
Forbindelse mellem Armering og Beton	182
Fordelingsarmering i Plader	201, 207
Forhaandskrumning i Søjler	173
Forskydning, Bue-Virkning	148
Forskydning, Gitter-Analogien	136
Forskydning i Plader	209
Forskydning i T-Bjælke-Flanger	162
Forskydning, K.W. Johansens Teori	150
Forskydning, Nyere Forsøg	151
Forskydning, Urevnet Stadium	128
Forskydning, Variabel Bjælkehøjde	159
Forskydningsarmering	132
Forskydningsarmering, Dimensionering	156
Forskydningsarmering i Bjælker	213
Forskydningsbrud	152
Forskydnings-Tryk-Brud	152
Forskydnings-Træk-Brud	153

	<u>Side</u>
Fripunkter	144
Fundamenter	231
Fundamenter, Uarmerede	232
Fundament-Søjle-Forbindelser	229
Gennemlokning af Plader	209
Gitter-Analogien	136
Hager paa Armering	186
Hjørner i Plader	205
Hovedspændinger	130
Huller i Plader	209
Hvilende Belastning, Partialkoefficient	39
Hvælvings-Virkning i Plader	202
K. W. Johansens Teori (Forskydning)	150
Kamstaal, (dansk)	29
Kamstaal, (svensk)	35
Karakteristisk Styrke (Beton)	40
Kipning af Bjælker	211
Konstruktiv Udformning	182
Kontakt-Stød i Armering	193
Kontinuerlige Plader	203
Kroge paa Armering	186
Krumning af Armering	194
Krumning af Søjle	175
Krybning	19, 51
Krybning i Beton, Søjler	172, 176
Letbeton	1
Membran-Virkning i Plader	203
Middelcylinderstyrken	13
Minimal Armering i Plader	207
Minimale Armerings-Diametre for Pladearmering	207
Minimale Pladetykkelser	208
Muffe-Stød i Armering	193

	<u>Side</u>
n-fri Metode	69
Nakkebøjle	186
Nominel Belastning	39
Nominel Brudspænding	39, 40
Normaltarmeret, rektangulært Tværsnit	107
Normaltarmeret T-Bjælke	126
Normaltarmeret Tilstand	47, 72
Normer for Beton	2
Opbøjet Armering	143
Opbøjningsregler for Pladearmering	206
Overarmeret Tilstand	72
Overlappingsstød	187
Paddehat-Dæk	209
Partialkoefficient for Armering	41
Partialkoefficient for Beton	41
Partialkoefficient for bevægelig Belastning	39
Partialkoefficient for dynamisk Belastning	11
Partialkoefficient for hvilende Belastning	39
Partialkoefficient for uvarslet Brud	44
Partialkoefficient, supplerende	42
Partialkoefficientprincippet	39
Pladearmering, Afstand mellem Armeringsstænger	207
Pladearmering, Fordelingsarmering	201, 207
Pladearmering, minimal Armering	207
Pladearmering, minimale Armeringsdiametre	207
Pladearmering, Opbøjning over Understøtninger	205
Pladehjørner	205
Plader	201
Plader, dobbeltspændte	48, 202
Plader, enkeltspændte	201
Plader, Forskydning	209
Plader, Gennemlokning	209
Plader, Huller og Udsparinger	209
Plader, Hvælvingsvirkning	202
Plader, kontinuerlige	203
Plader, Membran-Virkning	203
Plader, simpelt understøttede	204

Side

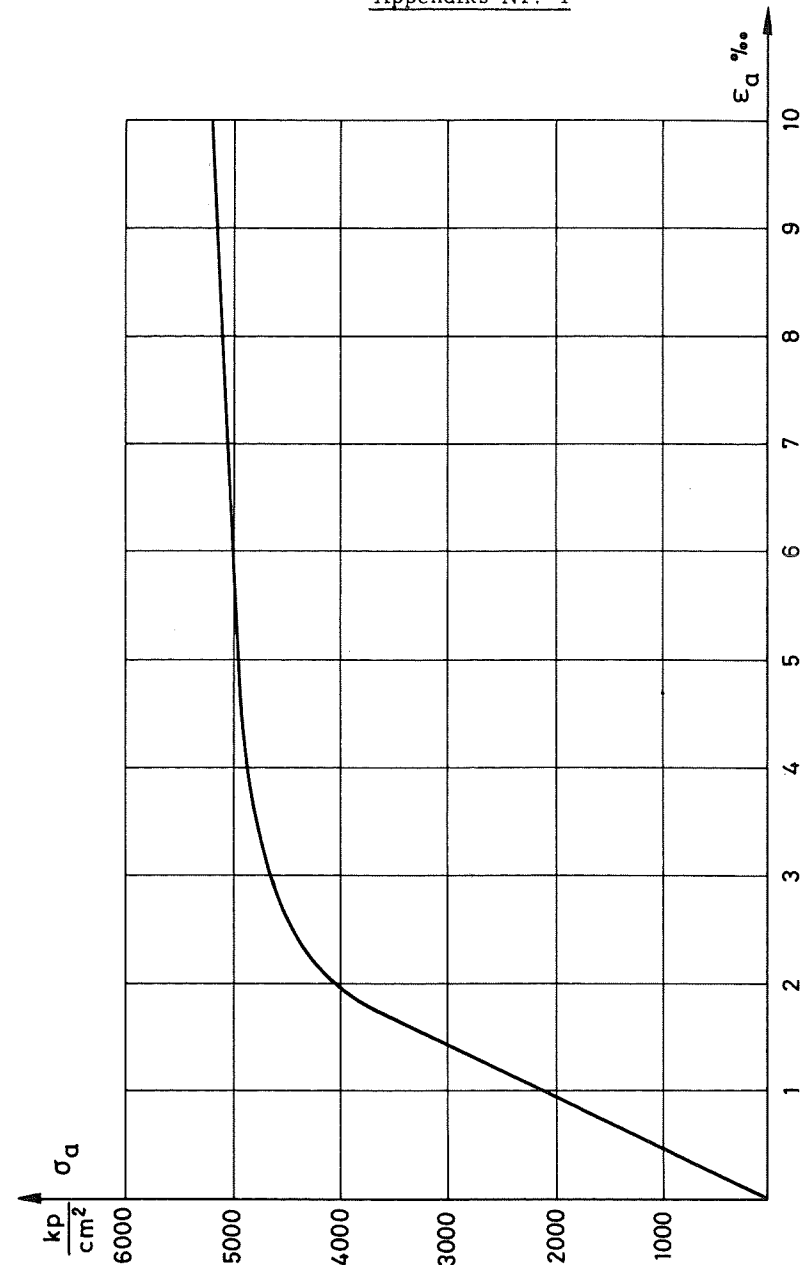
Pladetykkelser, Minimale	208
Plasticitetsteorien anvendt paa Jernbeton	45
Poisson's Forhold for Beton	24
Rankine-Formlen	170
Rektangulært, revnet Tværsnit paavirket til Bøjning (Brudstadiet)	59
Rektangulært Tværsnit med Trykarmering paavirket til ren Bøjning (Brudstadiet)	110
Rektangulært Tværsnit paavirket af excentrisk Normalkraft (Brudstadiet)	86
Rektangulært Tværsnit paavirket af Normalkraft med lille Excentricitet (Brudstadiet)	98
Rektangulært Tværsnit paavirket af Normalkraft med stor Excentricitet (Brudstadiet)	92
Rektangulært Tværsnit uden Trykarmering paavirket til ren Bøjning (Brudstadiet)	101, 103
Relaksation	37
Restsvind	17
Revedannelse (Forskydning)	131
Revner i Beton	2
Revner i Beton, Søjler	172
Ribbestaal	2, 29
Ritter-Formlen	171
Rotationskapacitet	46
Rumvægt for Beton	25
Rundjern	26
Skiver	201
Skraabøjler	139
Skraajern	143
Smith-Diagram for Beton	10
Spalteforøg	7
Spændvidde	45
Statisk ubestemte Konstruktioner	45
Strimmelmetoden	49
Støbeskel i Søjler	225
Stød i Aksialarmering, Søjler	226
Stød i Armering	186
Stødlængde	187, 189

Side

Stød, Tværarmering	188, 190
Supplerende Partialkoefficient	42
Svejste Armeringsnet	36
Svejste Stød i Armering	191
Svind	14
Svind i Beton, Søjler	172
Søjleberegning	175
Søjle-Bjælke-Forbindelser	228
Søjle-Fundament-Forbindelser	229
Søjler	170
Søjler, Aksialarmering	222
Søjler, beviklede	224
Søjler, Bøjler	223
Søjler, centralt belastet, Dimensioneringsformel	177
Søjler, Forhaandskrumning	173
Søjler, Krumning	175
Søjler, Krybning og Svind	172, 176
Søjler, Revner i Beton	172
Søjler, Støbeskel	225
Søjler, Stød i Aksialarmeringen	226
Søjler, Uarmerede	230
Søjletryksets Excentricitet	173
Søjletværsnit	220
T-Bjælker (Brudstadiet)	117, 124
T-Bjælke-Flanger, Forskydning	162
Tentorstaal	32
Teoretisk Spændvidde	45
Terningstyrke	4
Tillægsmoment ved Søjler	175
Trajektorier	130
Transformeret Tværsnitsareal	52
Trykarmering	70, 71
Trykarmering i Bjælker	212
Trykarmering, rektangulært Tværsnit (Brudstadiet)	110
Trykflangebredde for T-Bjælker	117
Trykstyrke (Beton)	1, 4
Træknormalkraft med lille Excentricitet (Brudstadiet)	71

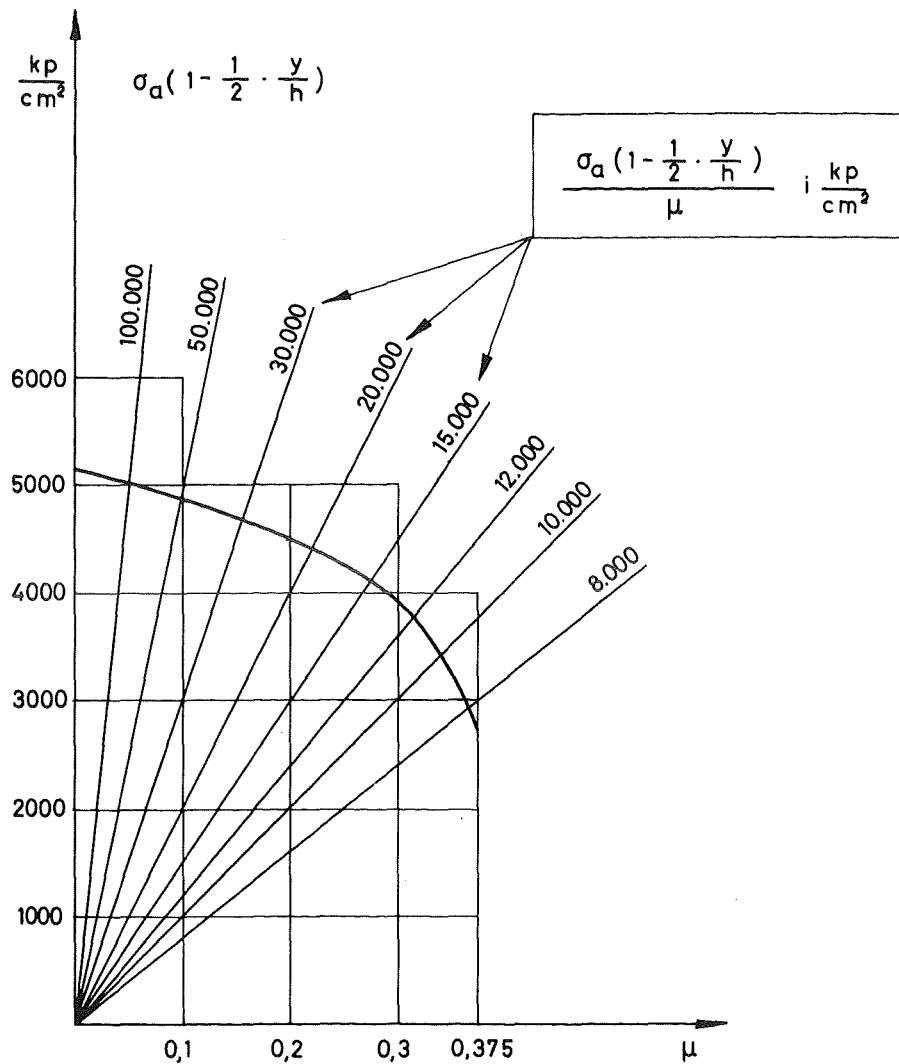
Side

Trækstyrke (Beton)	1, 7
Tværarmering ved Stød	188, 190
Uarmerede Fundamenter	232
Uarmerede Søjler	230
Udmattelsespaavirkning af Armering	36
Udmattelsespaavirkning af Beton	10
Udsparinger i Plader	209
Udvingsstyrken for Armering	36
Udtrækningsforsøg	183
Underarmeret, rektangulært Tværsnit	107
Underarmeret T-Bjælke	126
Underarmeret Tilstand	71
Uvarslet Brud	43, 71
Uvarslet Brud, Partialkoefficient	44
Uvarslet Forskydningsbrud	152
Vand-Cement-Forholdet	14, 16
Varmeudvidelseskoefficient for Beton	25
Varslet Brud	43, 72
Vouter	241

Appendiks Nr. 1

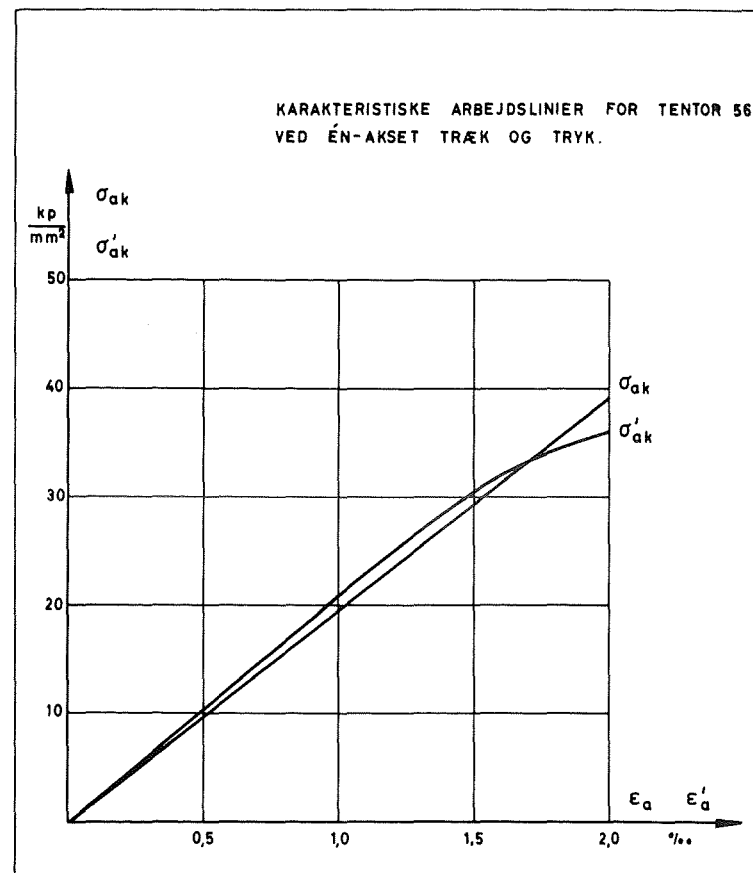
Nominal arbejdslinie for 10-25 mm. Tentorsteel (Tentorsteel 56)


Appendiks Nr. 2



Diagrammet gælder for Tentor 56 og for $\gamma_a = 1,15$

Appendiks Nr. 3



 DANSK STANDARDISERINGSRÅD	Armeringsstål Prøvning af forankringsevnen	Dansk Standard DS 2082
	<i>Steel for reinforced concrete; test of bond ability</i>	1. udg. Marts 1968 UDC 669,14:624.012

1. Formål

Denne standard angiver en prøvningsmetode til relativ bedømmelse af forankringsevnen af stangformet armeringsstål. Forankringsevnen karakteriseres ved forankringsfaktoren ξ (zeta) således, som denne er defineret i pkt. 5.

2. Prøvningens princip

Princippet i prøvningen er at bestemme den kraft, der fremkalder forankringsbrud ved det armeringsstål, der skal undersøges, og sammenligne denne kraft med den kraft, der fremkalder forankringsbrud ved en "ideel" armering. Som "ideel" armering benyttes et rundstål forsynet med gevind.

3. Prøvelegeme

Prøvelegemet består af 2 lægder af det armeringsstål, hvis forankringsfaktor skal bestemmes. Disse 2 lægder, der benævnes hovedstålene, ligger i hinandens forlængelse og når halvt ind i prøvelegemet fra hver sin side, se figuren. Armeringsstålets nominelle diameter er d .

Omkring hovedstålene ligger en muffe bestående af 4 stødstål til overførelse af de langsgående kræfter og en spiralarmring til optagelse af de tværgående kræfter. Dimensionerne for stødstål og spiralarmring fremgår af figuren.

Når hovedstålene og muffen er samlet som vist i figuren, indstøbes de i beton således, at prøvelegemet får de angivne dimensioner.

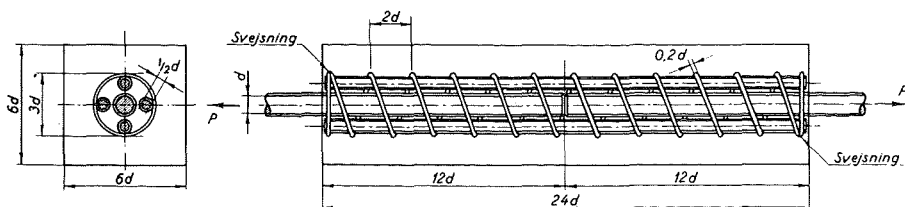
Samtidig med fremstillingen af prøvelegemet fremstilles et sammenligningsprøvelegeme på samme måde, idet dog hovedstålene erstattes af rundstål, der er forsynet med normalt metrisk gevind efter DS 976.1 og DS 976.2. Dette gevindskårne stål skal have så nær muligt samme vægt pr. længdeenhed som armeringsstålet, der prøves.

Vægten pr. længdeenhed af de 2 typer hovedstål benævnes henholdsvis G_a og G_g .

Den til prøvelegemernes fremstilling benyttede beton skal have en cylindertrykstyrke fra 150 til 250 kp/cm².

Til en prøvningsserie skal anvendes beton fra samme blanding, se pkt. 4.

Til kontrol af betonens styrke udstøbes samtidig 5 betoncylindre, som trykprøves.



(fortsættes side 2)

Dansk Standard	Armeringsstål; prøvning af forankringsevnen	DS 2082 – side 2
----------------	---	------------------

4. Prøvningens udførelse

Til en prøvningsserie hører 5 prøvelegemer, 5 sammenligningsprøvelegemer og 5 betoncylindre.

Når betonen i prøvelegemerne er hærdet, påføres hovedstålene en jævnt stigende trækpåvirkning, indtil der sker forankringsbrud, hvorefter trækbelastningen vil falde. Hastigheden, hvormed trækpåvirkningen påføres, må ikke overstige 10 kp/mm² pr. minut, beregnet på armeringsstålets nominelle diameter. Kraften ved forankringsbrud aflæses som P_{a1} til P_{a5} .

Under samme betingelser bestemmes kraften ved forankringsbrud for sammenligningsprøvelegemerne P_{g1} til P_{g5} .

P_a og P_g bestemmes som det aritmetiske middeltal af brudkraften for henholdsvis 5 prøvelegemer og 5 sammenligningsprøvelegemer.

Såfremt spredningen (variationskoefficienten) på $P_{a1} - P_{a5}$ henholdsvis $P_{g1} - P_{g5}$ inden for hver enkelt serie bliver større end 10 %, skal prøvningen gentages.

5. Prøvningens resultat

Forankringsfaktoren ξ bestemmes derefter som forholdet

$$\xi = \frac{P_a}{P_g} \cdot \sqrt{\frac{G_g}{G_a}}$$