

Publikasjon nr. 11

**Flerfelts NIB- og NOB-broer
Beregning og dimensjonering
av kontinuerlig broplate
over støttene**

Norsk Betongforenings publikasjoner er utarbeidet av fagpersoner utnevnt av Norsk Betongforenings styre. Det er gjort det ytterste for å sikre at innholdet er i samsvar med kjent viten på det tidspunktet redaksjonen ble avsluttet. Feil eller mangler kan likevel forekomme.

Norsk Betongforening, forfattere eller fagkomiteen har intet ansvar for feil eller mangler i publikasjonen og mulige konsekvenser av disse.

Det forutsettes av publikasjonen benyttes av kompetente, fagkyndige ingeniører med forståelse for begrensningene og forutsetningene som legges til grunn.

FORORD

I løpet av de siste ca. 20 år er det blitt stadig mer vanlig å bygge broer av prefabrikerte spennbetongbjelker med plassstøpt broplate. En medvirkende grunn til dette er det arbeid med utvikling av normerte NIB og NOB som er utført av Brokomitéen, samt Vegdirektoratets Bruavdeling's normering av slike brotyper i Bruhåndboken.

Ovennevnte arbeider behandler vesentlig konstruksjoner i ett spenn. Da brotypene er meget aktuelle også for flerfeltsbroer, har Norsk Betongforenings Brokomité arbeidet med utvikling av praktiske metoder for beregning og dimensjonering av slike samvirkekonstruksjoner. I det følgende blir forenklete beregningsmetoder presentert for flerfelts NIB- og NOB- broer sammen med forslag til praktisk dimensjonering. Broene er forutsatt å ha tilnærmet fritt opplagte hovedbjelker, men kontinuerlig broplate. Arbeidet er basert på rapporter utarbeidet av Brokomitéens rådgivende ingeniør, Dr. Lars Aadnesen & Co.A/S. Disse har blitt videre bearbeidet av et eget utvalg oppnevnt av Brokomitéen. Dette utvalget har bestått av følgende medlemmer:

Sivilingeniør Carl Hansvold - Sivilingeniør Johs. Holt A/S
Overingeniør Erik Rimehaug - Bruavdelingen, Vegdirektoratet
Sivilingeniør Bjørn Vik - A/S Vik, Vigerust og Aarskog
Sivilingeniør, Dr. Lars Aadnesen - Dr. Lars Aadnesen & Co A/S

Norsk Betongforenings Brokomité har følgende sammensetning:

Sivilingeniør A.K. Dehli
Overingeniør E. Husevaag, formann
Sjefsingeniør E. Lie
Overingeniør I. Ness
Teknisk sjef K. Nising (varamenn overingeniør L. Leporowski
og sivilingeniør A. Skjelle)
Sivilingeniør T. Taugbøl
Sivilingeniør B. Vik

Oslo i desember 1981

NORSK BETONGFORENING

<u>INNHOLDSFORTEGNELSE</u>	Side
1. INNLEDNING	3
2. GRUNNLAG FOR BEREKNINGENE	
2.1 Tidstilstander	6
2.2 Utvikling av E-modul på grunn av kryp	6
2.3 Svinndeformasjoner	7
3. BJELKEROTASJONER	
3.1 Generelt	9
3.2 Variasjon av rotasjon for langtidslast	9
3.3 Formler for bjelkerotasjoner	9
4. SETNING AV LAGRE	
4.1 Generelt	11
4.2 Laster som gir lagersetninger	11
5. MOMENTER I BROPLATEN OVER STØTTER	
5.1 Virkning av rotasjon av bjelkeender	12
5.2 Virkning av lagersetninger	15
5.3 Virkning av trafikklast	15
5.4 Dimensjoneringsmetode	19
5.5 Bestemmelse av moment-krumningsforløp	22
5.6 Dimensjoneringsdiagrammer	28
5.7 Kontroll av utmatting	35
6. LITTERATURHENVISNINGER	36
BILAG A SYMBOLER	A1-A3
BILAG B MATERIALVERDIER FOR BETONGENS KRYPNING OG SVINN	B1-B2
BILAG C DETALJERT BEREKNINGSEKSEMPEL	C1-C16
C.1 Hoveddata	C1
C.2 Beregningsforutsetninger	C1
C.3 Tverrsnittsdata	C5
C.4 Belastninger	C6
C.5 Kryptall	C8
C.6 E-moduler	C8
C.7 Tverrsnittsmoment fra spennkrefter	C8
C.8 Moment p.g.a. svinndifferens	C10
C.9 Bjelkerotasjoner	C11
C.10 Lagersetninger etter etablering av samvirke	C12
C.11 Resulterende rotasjoner	C13
C.12 Dimensjonering av broplate over støtte	C15
C.13 Forenklet beregning av bjelkerotasjoner	C17

1. INNLEDNING

Sammenlignende utregninger bl.a. (1)*), har vist at det er liten eller ingen økonomisk vinning ved å la flerfelts NOB- og NIB-broer være kontinuerlige over støttene. Det kan derfor ofte være ønskelig å utføre slike broer med bjelker som er fritt opplagte. Da fuger gir problemer, vil det være ønskelig å føre broplaten kontinuerlig over støttene.

På grunn av rotasjon av bjelkeendene og ulik setning av bjelkelagre vil en kontinuerlige broplate få momentbelastning over støttene. Fig. 1.1, 1.2 og 1.3 viser endel vanlige utførelser av bjelker og broplate ved støtter.

Fig.1.1 viser broplate støpt sammen med tverrbjelker over støtten. Dette er en vanlig utførelse dersom tverrbjelken er opplagt på søyler og får store belastninger.

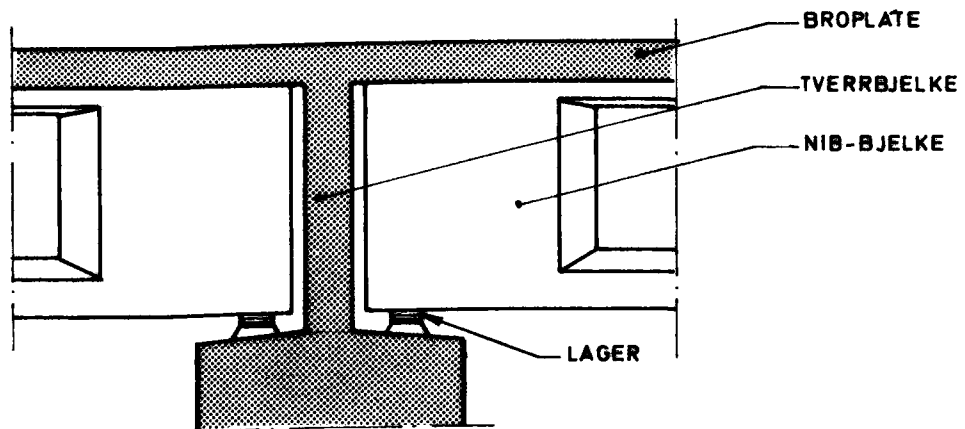


Fig. 1.1 Tverrbjelke støpt sammen med broplaten.

Fig. 1.2 viser broplate støpt sammen med bjelkene, men skilt fra tverrbjelken over støtten. Derved vil tverrbjelken ikke belaste broplaten når lagrene setter seg og bjelkeendene roterer.

*) Litteraturhenvisningene er gitt i pkt. 6 side 36

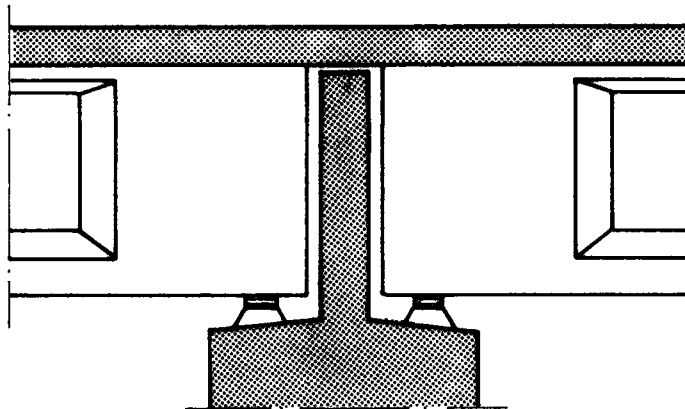


Fig. 1.2 Tverrbjelken ikke støpt sammen med broplaten.

Fig. 1.3 viser broplate støpt sammen med bjelkene, og tverrbjelken er fjernet mellom bjelkeendene.

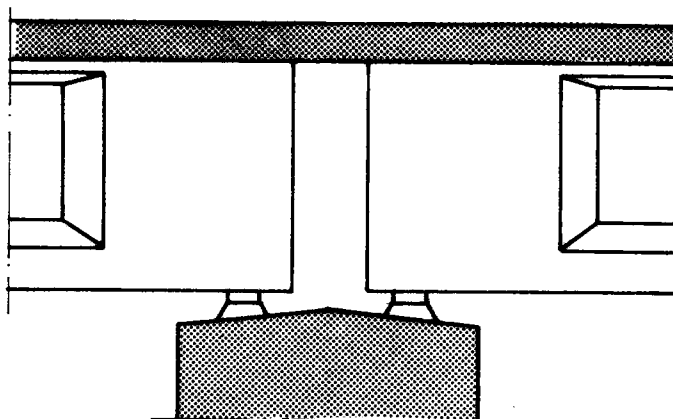


Fig. 1.3 Uten tverrbjelke mellom bjelkeendene.

Dersom de påførte deformasjoner i den kontinuerlige broplaten er store, vil det være nødvendig å fordele disse over større lengde enn avstanden mellom bjelkeendene. Dette kan oppnås ved å sløyfe skjærarmeringen mellom bjelke og påstøp samt legge f.eks. en isolasjonsplate mellom bjelkens overside og underkant broplate over en viss lengde ved bjelkeende, som vist på fig. 1.4. Tykkelsen av mellomlaget tilpasses slik at broplaten får den nødvendige setnings- og rotasjonsmulighet.

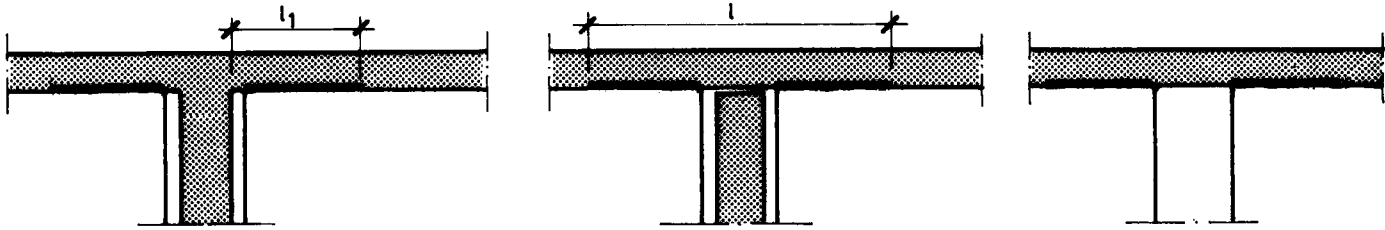


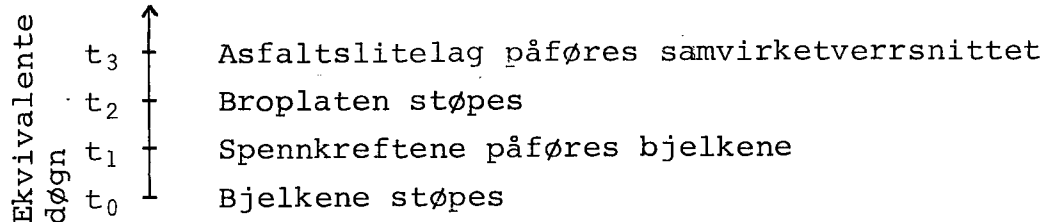
Fig. 1.4 Modifikasjon til utførelsen vist i fig. 1.1, 1.2 og 1.3.

Dersom avstanden mellom bjelkeendene er den samme i fig. 1.2 og 1.3, vil broplaten få de samme deformasjoner i disse to tilfeller ved samme ytre belastninger. Broplaten vil få mindre momentbelastning p.g.a. differensielle setninger av lagre i fig. 1.2 og 1.3 enn setning av lager i fig. 1.1. Da dessuten l vil kunne velges større enn $2l_1$, vil broplaten få de største deformasjoner i fig. 1.1, også når feltene til hver side av støtte belastes. Det er i den videre betraktning hovedsakelig sett på tilfelle vist i fig. 1.1 da dette er det mest ugunstige.

2 GRUNNLAG FOR BEREGNINGENE

2.1 Tidstilstander

Støpning av bjelker og broplate samt påføring av asfaltslitelag forutsettes foretatt etter følgende tidsskjema:



Nyttelast kan enten påføres ved tidspunkt t_3 , eller etter lang tid, t_∞ .

I tidsskjemaet ovenfor anvendes effektiv betongalder, som beregnes av følgende formel:

$$t' = k_c \sum \frac{T^0 + 10}{30} \Delta t, \text{ hvor}$$

Δt antall døgn (24 timer) med midlere betongtemperatur T^0 C (minusgrader medtas ikke)

k_c koeffisient avhengig av herdningshastighet

2.2 Utvikling av E-modul på grunn av krypning

E-modulen for betong vil avta p.g.a. krypdeformasjoner. Beregning av E-modulen er gjort på følgende måte:

For tidsintervall $t'_a \rightarrow t'_t$

$$E_{a,t} = \frac{E}{1 + \varphi_{a,t}}, \text{ hvor}$$

a betongens effektive alder når vedkommende spenning påføres

t betongens effektive alder ved det undersøkte tidspunkt

$\varphi_{a,t}$ relevant kryptall for aktuelt tidsintervall

E "referanse E-modul", satt lik korttids E-modul (28 døgns E-modul)

Ved beregning av kryptallet, φ , er benyttet følgende formel tatt fra [2]:

$$\varphi = 0,4\kappa_v(t-a) + \varphi_{f_0}(\kappa_{f_t} - \kappa_{f_a})$$

for tidsintervall $a \rightarrow t$ for belastning påført ved a , hvor

κ_v koeffisient som tas fra fig. B.1 i Bilag B

φ_{f_0} normert kryptall som tas fra tabell B.1 i Bilag B

κ_f koeffisient som tas fra fig. B.2 i Bilag B

Koeffisienten κ_f er avhengig av effektiv betongtykkelse

$$h_e = k_h \cdot \frac{2A_c}{U}, \text{ hvor}$$

k_h klimaavhengig koeff. som tas fra tabell B.1 i Bilag B

A_c betongtverrsnittets areal

U overflatens omkrets som utsettes for uttørring

h_e vil vanligvis være forskjellig for bjelke og påstøp (broplate).

2.3 Svinndeformasjoner

I tillegg til deformasjoner fra kryp, kan tverrsnittet også få svinndeformasjoner. Svinntøyning er tilnærmet uavhengig av pålastningen. Også her benyttes 28-døgns E-modul ved beregning av deformasjoner forårsaket av svinntøyning.

Svinntøyninger for bjelke og påstøp beregnes hver for seg etter følgende formel, tatt fra [2]:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cs_0}(\kappa_{st} - \kappa_{sa})$$

som er svinntøyningen i tidsintervallet $a \rightarrow t$, hvor

ϵ_{cs_0} grunnverdi for svinntøyning som tas fra tabell B.1 i Bilag B

κ_s koeffisient som tas fra fig. B.3 i Bilag B

Effektiv tykkelse, h_e , må beregnes separat for bjelke og broplate etter formel gitt i pkt. 2.2.

Hindret svinndiffereanse mellom bjelke og påstøp fører til skjærkrefter F_0 mellom disse gitt ved

$$F_0 = \Delta \varepsilon_{cs} \cdot E_{C3} \cdot A_{C3} \quad , \text{ hvor}$$

$\Delta \varepsilon_{cs}$ svinndifferans mellom bjelke og påstøp

E_{C3} påstøpens korttids E-modul

A_{C3} påstøpens tverrsnitt

Kraft (F_{II}) som overføres til samvirketverrsnittet i h.h. til [2].

$$F_{II} = F_0 \cdot \frac{1}{1 + \kappa \varphi} \quad , \text{ hvor}$$

κ relaksasjonskoeffisient

φ kryptall for aktuelt tidsintervall

F_{II} gir et moment om tverrsnittets tyngdepunkt,

$$M_S = F_{II} (y_{02}^1 - h_p) \quad , \text{ hvor}$$

y_{02}^1 avstand fra ok broplate til tverrsnittets tyngdepunkt

h_p broplatens tykkelse

3 BJELKEROTASJONER

3.1 Generelt

Det skilles mellom rotasjon på grunn av korttidslast og langtidslast. For korttidslast er E-modulen konstant, mens E-modulen varierer for langtidslast. Følgelig vil rotasjonen varieres over det tidsintervall bjelken blir belastet med langtidslast.

3.2 Variasjon av rotasjon for langtidslast

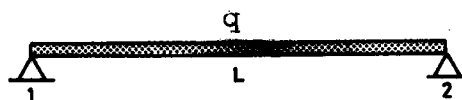
Variasjon av rotasjon skyldes forandring av betongens E-modul i det aktuelle tidsintervall. En rotasjon beregnet på grunnlag av gjennomsnittlig E-modul i tidsintervallet regnes ut. Fra denne trekkes rotasjonen basert på E-modulen ved tidsintervalllets begynnelsen. Dette gir netto rotasjon. Det er kun bjelkerotasjoner etter at samvirke er etablert, som påvirker broplatens rotasjon.

En forenklet beregning er vist i Bilag C.

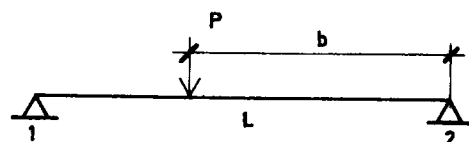
3.3 Formler for bjelkerotasjoner

Belastninger med tilhørende enderotasjon på fritt opplagt bjelke er gitt i fig. 3.1.

For jevnt fordelt last:


$$\theta = \frac{q L^3}{24EI}$$

For punktlast:


$$\theta_1 = \frac{PbL}{6EI} \left(1 - \frac{b^2}{L^2}\right)$$

For moment ved støtter:

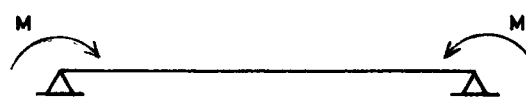
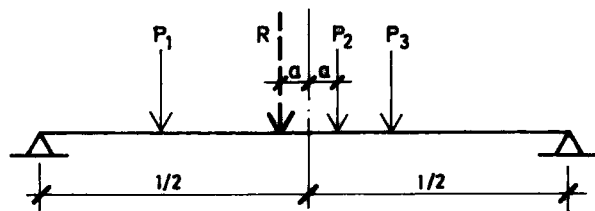

$$\theta = \frac{ML}{2EI}$$

Fig. 3.1 Formler for bjelkerotasjoner

Ved punktlastene som dannes av et lasttog, vil den lasttogplasseringen som gir størst moment i bjelken, også gi tilnærmet størst bjelkerotasjon. Følgende lasttogplassering vil være dimensjonerende for 3 punktlaster:



P_1, P_2, P_3 enkeltlaster

R enkeltlastenes resultant

Lastene plasseres slik at lastenes resultant og punktlast nærmest resultanten har samme avstand fra bjelkemidte.

4 SETNING AV LAGRE

4.1 Generelt

Bjelkene regnes opplagt på neoprenelagre. Sammenfjæring f av lageret er gitt ved

$$f = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \frac{h^*}{E} , \text{ hvor}$$

N normalkraft som virker på lager

B lagerets bredde

L lagerets lengde

h* lagerets netto gummitykkelse

E lagerets effektive E-modul

4.2 Laster som gir lagersetninger

Bare laster som virker på lageret etterat samvirke er etablert, gir påkjenninger i den kontinuerlige broplate. Disse laster er

- a) Oppleggsreaksjon fra asfaltslitelag
- b) Oppleggsreaksjon fra nyttelaster
- c) Oppleggsreaksjon fra langtidseffekt av bjelker og broplatens egenvekt, samt vekt av asfaltslitelaget.

5. MOMENTER I BROPLATEN OVER STØTTER

5.1 Virkning av rotasjon av bjelkeender *)

Ved en utførelse hvor broplaten føres kontinuerlig over innerstøtter, vil bjelkeendenes rotasjoner påføre platen en tvungen deformasjon. Dersom det antas at denne deformasjon kan fordeles jevnt over en lengde l_1 , se fig. 5.1, blir broplatens krumning:

$$\kappa = \theta / l_1$$

hvor

κ = broplatens gjennomsnittlige krumning

θ = resulterende rotasjon av broplaten over lengden l_1

l_1 = deformasjonslengde, dvs. lengde hvor broplaten er fri fra bjelkene

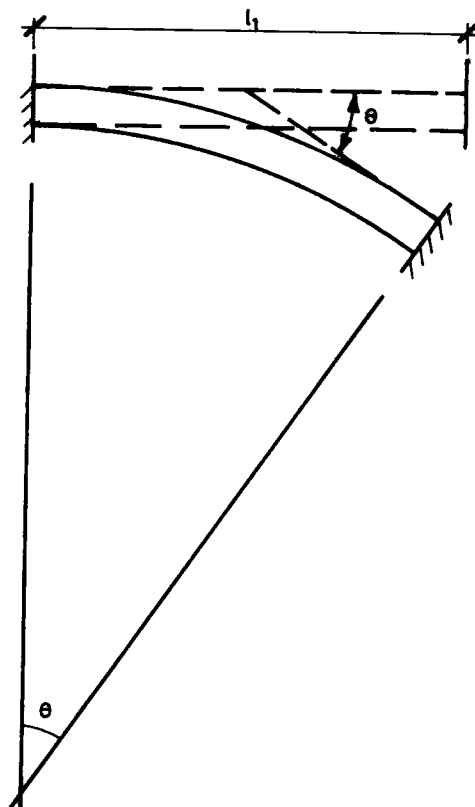


Fig. 5.1 Rotasjon av bjelkeende

*) En forenklet beregning av rotasjon på grunn av langtidslast er vist i Bilag C pkt. C13.

Det kan imidlertid ikke forutsettes generelt at krumningen blir konstant over lengden l_1 , og maksimalverdien vil da bli større enn beregnet foran. Varierende stivhet p.g.a. forskjellig krumning og rissdannelse langs platedelen vil være en årsak til dette, spesielt når det samtidig med bjelkerotasjon virker last fra lokale hjultrykk på platen. Det viser seg imidlertid at beregningsmessig feil ved å regne lik stivhet på hele platelengde blir liten for de resulterende moment, og mindre enn usikkerhetene i de grunnleggende antagelser. Det regnes derfor med konstant stivhet på platelengden hvis tykkelsen ikke varierer.

Variasjonen av krumningen vil avhenge av den fjærende plates randbetingelser og kan beregnes med vanlige metoder for elastiske staver. I det følgende er det gitt løsninger for noen aktuelle tilfeller, se fig. 5.2.

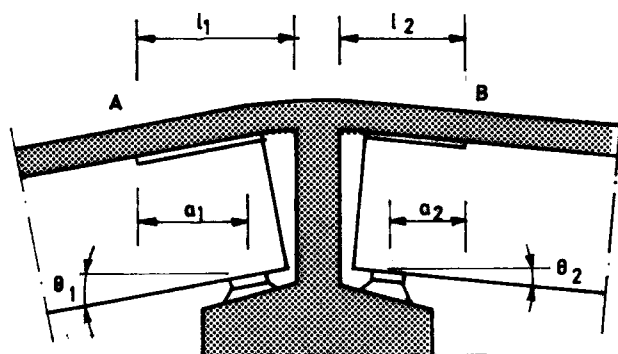
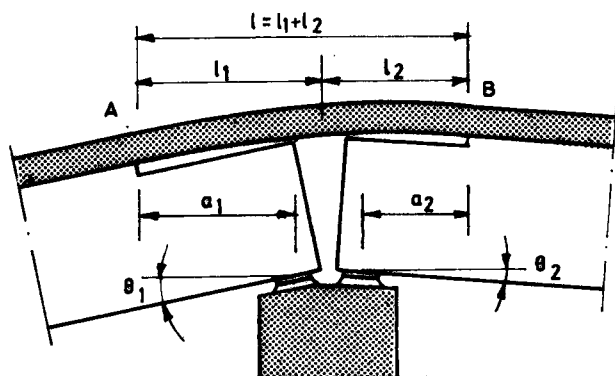
I tilfellet med sammenhengende, fri plate (Fig. 5.2 a) vil det ved overgangen til fri plate, i avstand a_1 og a_2 fra oppleggsmidte, bli nedbøyning $a_1\theta_1$ og $a_2\theta_2$. Dette gir krumninger ved innspenningstedene

$$\kappa_{1A} = \pm 6 \frac{a_1\theta_1 - a_2\theta_2}{(l_1 + l_2)^2}$$

I tillegg kommer virkningen av rotasjonene, som gir et bidrag

$$\kappa_{2,A} = -2 \frac{2\theta_1 - \theta_2}{l_1 + l_2}, \quad \kappa_{2,B} = -2 \frac{2\theta_2 - \theta_1}{l_1 + l_2}$$

De resulterende verdier blir summen av disse to virkninger. De generelle løsninger blir:



a) Sammenhengende plate uten støtte i fugen mellom bjelkene.

b) Delt plate ved sammenstøping med pilar eller tverrbærer mellom bjelkene.

Fig. 5.2 Bjelkerotasjon ved kontinuerlig broplate over mellomstøtte.

$$\kappa_A = - 2[(2-3a_1/l_1)\theta_1 + (3a_2/l_1-1)\theta_2]/l_1$$

$$\kappa_B = - 2[(2-3a_2/l_1)\theta_2 + (3a_1/l_1-1)\theta_1]/l_1$$

Krumningen varierer lineært mellom A og B. Normalt bør vi velge $l_1 = l_2$, $a_1 = a_2$, for å få jevnest mulig krumningsforløp. Formler for dette symmetriske tilfelle, som kan brukes ved avvik på inntil 10% mellom a_1 og a_2 , blir:

$$\kappa_A = - [(2-1,5 a_1/l_1)\theta_1 + (1,5 a_1/l_1-1)\theta_2]/l_1$$

$$\kappa_B = - [(2-1,5 a_1/l_1)\theta_2 + (1,5 a_1/l_1-1)\theta_1]/l_1$$

Ved like tilstøtende felt er normalt $\theta_1 = \theta_2 = \theta$, som gir:

$$\kappa = \theta/l_1 = \text{konstant}$$

For det teoretiske grensetilfelle at lagerne er plassert midt i fugen, $a_1 = a_2 = l_1 = l_2$, fås

$$\kappa = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2l_1} = \text{konstant}$$

og denne forenkling kan i alminnelighet brukes når de to spenn ikke er vesentlig forskjellige.

Ved en utførelse som på fig. 5.2 b blir de to platedeler gjensidig uavhengige. Krumningsverdiene blir f.eks. for den venstre platedelen

$$\text{ved A} \quad : \quad \kappa_A = +2(3a_1/l_1-2)\theta_1/l_1$$

$$\text{ved innsp. i pilar: } \kappa_O = -2(3a_1/l_1-1)\theta_1/l_1$$

Antas f.eks. $a_1/l_1 = 0,75$, fås

$$\kappa_A = + 0,5 \theta_1/l_1 \text{ og } \kappa_O = -2,5 \theta_1/l_1$$

Det fremgår at disse verdier er vesentlig større enn middelverdien θ_1/l_1 . Det er derfor meget ugunstig å gi broplaten slik innspenning på midten. En gunstig virkning er redusert spennvidde og dermed mindre moment fra lokale hjultrykk, jfr. pkt. 5.3, men dette vil normalt ikke oppveie den sterke tvangskrumningen. Det anbefales derfor sammenhengende, fri broplate over opplegget, jfr. fig. 5.2 a.

Det er i den forbindelse viktig at platen kan bøyes uhindret, og ved bjelkeender skal platen kunne forskyves ca. $\theta_1 l_1/2$ resp. $\theta_2 l_2/2$ uten vesentlig motstand fra eventuelt mellomliggende materiale.

5.2 Virkning av lagersetninger

Setninger av neoprenlagrene kan gi tilleggspåkjenninger i broplaten i tillegg til virkningen av bjelkerotasjonene. For en utførelse som vist i fig. 1.1 med bjelken skilt fra broplaten over en lengde l_1 , antas deformasjonsforløpet som vist i fig. 5.3.

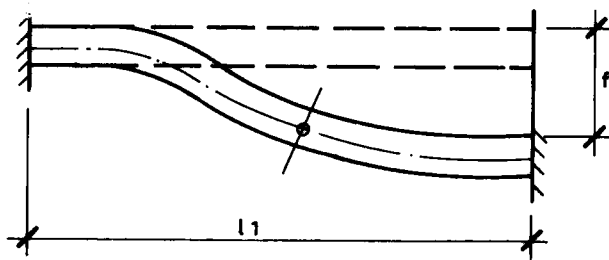


Fig. 5.3 Setning av lager

På grunn av elastisk sammentrykning f av lageret vil det oppstå en rotasjon av broplaten gitt ved

$$\kappa = 6f/l_1^2$$

Formelen angir krumningen ved innspenningen under forutsetning av konstant bøyningstivhet over lengden l_1 . Denne forutsetning vil ikke være fullstendig oppfylt idet rissdannelsen og derved stivhetsreduksjonen er størst nærmest innspenningen. Imidlertid vil bjelkeendenes rotasjon og ytre laster bidra til riss også i midtre partier av deformasjonsområdet. For praktiske beregninger kan en derfor neglisjere variasjonen i stivhet og beregne krumningene etter foranstående formler.

5.3 Virkning av trafikklaster

Generelt vil de påførte deformasjoner i den kontinuerlige broplaten over støtter være så store at det vil være nødvendig å fordele deformasjonene over en større lengde enn avstanden mellom bjelkeendene.

Som nevnt i pkt. 1 kan dette oppnås som vist i fig. 1.4. Med en slik fremgangsmåte vil broplaten ved støtter ikke lenger være direkte understøttet av de prefabrikerte bjelker. Tilnærmet kan broplaten antas å ha en bærevirkning som vist i fig. 5.4. Broplaten må følgelig kontrolleres for lokale laster fra hjul og akseltrykk som vist i fig. 5.4.

Basert på disse laster samt lastkoeffisient henholdsvis 1,0 og 1,6 for bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand, vil de maksimale støtte- og feltmomenter bli som vist i fig. 5.5 og 5.6.

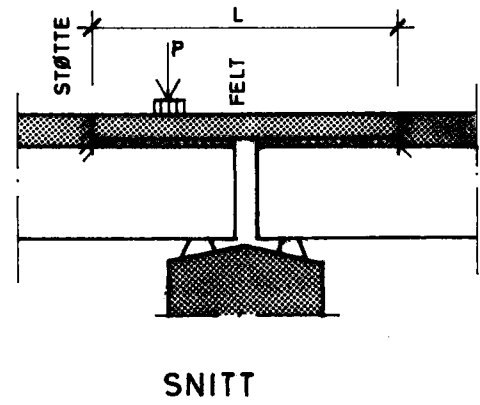
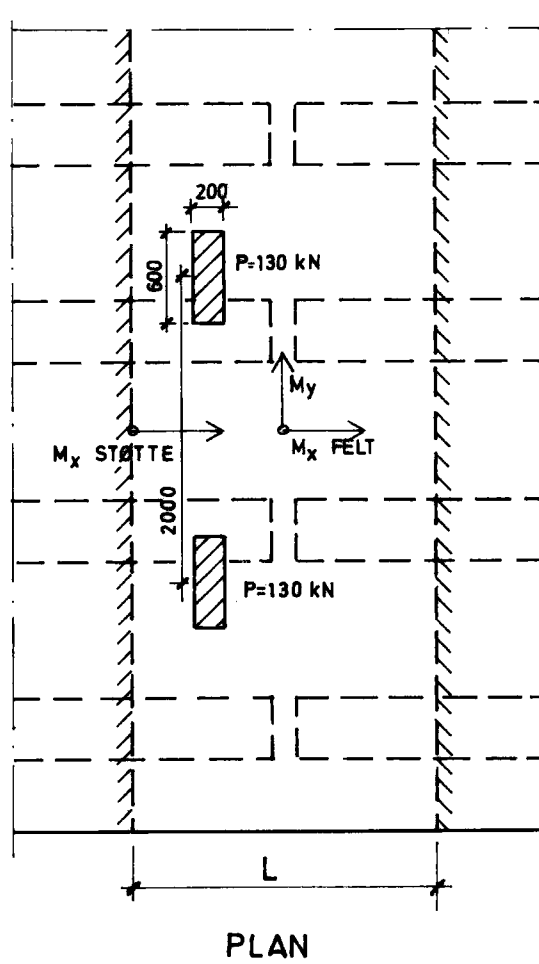


Fig. 5.4 Broplate ved støtte

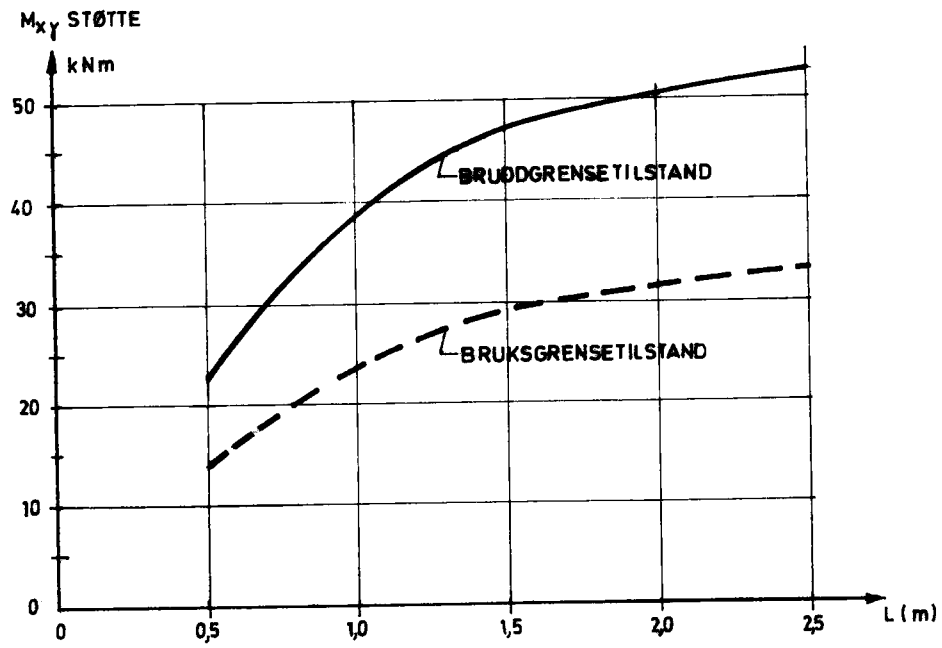


Fig. 5.5 M_{xy} støtte

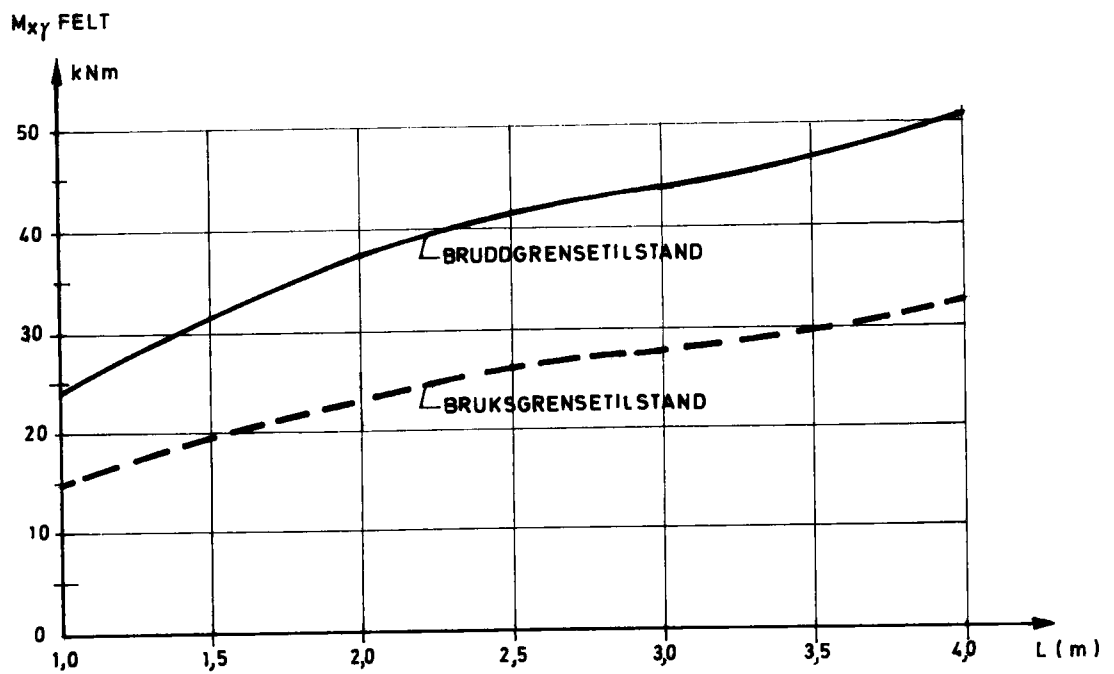


Fig. 5.6 M_{xy} felt

Ved praktisk bruk av fig.5.5 og 5.6 er det viktig å ta hensyn til følgende:

- a) Fig.5.5 gir maksimale støttemomenter regnet langs en innspent rand på tvers av broen ($M_{xy\text{støtte}}$). Dette er tilnærmet riktig i et område like over bjelkene, mens broplaten mellom de prefabrikerte bjelker ikke blir helt innspent. Likevel anbefales fig.5.5 benyttet uten korreksjoner (dvs med $L=l_1$ eller $L=l$ i fig.1.4) selv om støttemomentene blir noe overvurdert.
- b) Av samme grunn som nevnt i pkt.a) ovenfor vil feltmomentet ($M_{xy\text{felt}}$) bli noe for lavt ved direkte bruk av fig.5.6. I praksis anbefales derfor at man ved bruk av fig.5.6 setter

$$L=l_1+0,5m \quad \text{eller} \\ L=l+0,5m$$

hvor l_1 og l er som vist i fig. 1.4.

5.4 Dimensjoneringsmetode

Platemomentet blir:

$$M = M_p + M'$$

M_p = moment i platen fra trafikklast

M' = moment p.g.a. påført krumning av platen.

$M_p = M_{xy}$ og bestemmes direkte som vist i pkt. 5.3. Momentet M' er et rent tvangsmoment som påføres platen på grunn av bjelkerotasjoner og lagersetninger. Størrelsen av momentet avhenger derfor av platestivheten og kan beregnes som

$$M' = \kappa \cdot (EI)_{\text{eff}}$$

hvor

κ = samlet påført krumning p.g.a. bjelkerotasjon og lagersetninger

$(EI)_{\text{eff}}$ = tverrsnittets effektive stivhet i risset tilstand.

Tvangsmomentet er av mindre betydning for platens bruddsikkerhet og blir derfor normalt ikke dimensjonerende i bruddgrensetilstanden. Når platemomentene fra trafikklast er bestemt, enten på grunnlag av pkt. 5.3 eller beregnet på annen måte, foretas dimensjonering i bruddgrensetilstanden på vanlig måte for M_p . Dette omtales ikke videre i det følgende. I enkelte tilfelle kan det dessuten være nødvendig å kontrollere for utmatting av armeringsstålet, se pkt. 5.7.

Tvangsmomentet vil normalt ha betydning for bruksgrensetilstanden idet det øker armeringsspenninger og rissvidder. Det er derfor nødvendig å foreta en vurdering av tvangsmomentets størrelse og virkning sammen med nyttelastmomentet.

I det følgende er vist en beregningsmetode for å bestemme maksimalt moment og krumning som broplaten kan påføres uten at rissviddene (5% fraktil) overstiger 0,2 mm, beregnet etter CEB-FIP's rissviddeformel [4]. Hovedtrekkene i beregningsgangen er gitt i dette avsnitt. Detaljert formelverk er gitt i pkt. 5.5, mens dimensjoneringsdiagrammer er gitt i pkt. 5.6.

Sammenheng mellom moment og krumning for et armert betongtverrsnitt er i prinsipp vist i fig. 5.7. Ved første gangs pålastning inntreffer første riss ved pkt. A. Momentet tilsvarer her rissmomentet M_r . Ved økende krumning utvikles så flere riss inntil et stabilt rissmønster er dannet ved pkt. B. Momentet når det siste risset oppstår vil være noe større enn M_r siden første riss normalt må ventes å oppstå på et sted der fastheten er lavere enn ellers. Med henvisning til [5] s. 71, regnes rissmomentet ved pkt. B lik 1,25 M_r . Ved videre pålastning antas at det

ikke dannes flere riss, og det blir en raskere økning av platemoment og rissvidder inntil tillatt rissvidde $w = w_k = 0,2 \text{ mm}$ (pkt. C). Det tilhørende platemoment betegnes M_k . Ved gjentatte på- og avlastninger følges noe avvikende arbeidskurve som illustrert i fig. 5.7.

På basis av CEB - FIP's rissviddeformel [4] er det konstruert M- κ kurver for gjentatte pålastninger. Prinsippforløp og bruk til praktiske beregninger fremgår av fig. 5.8.

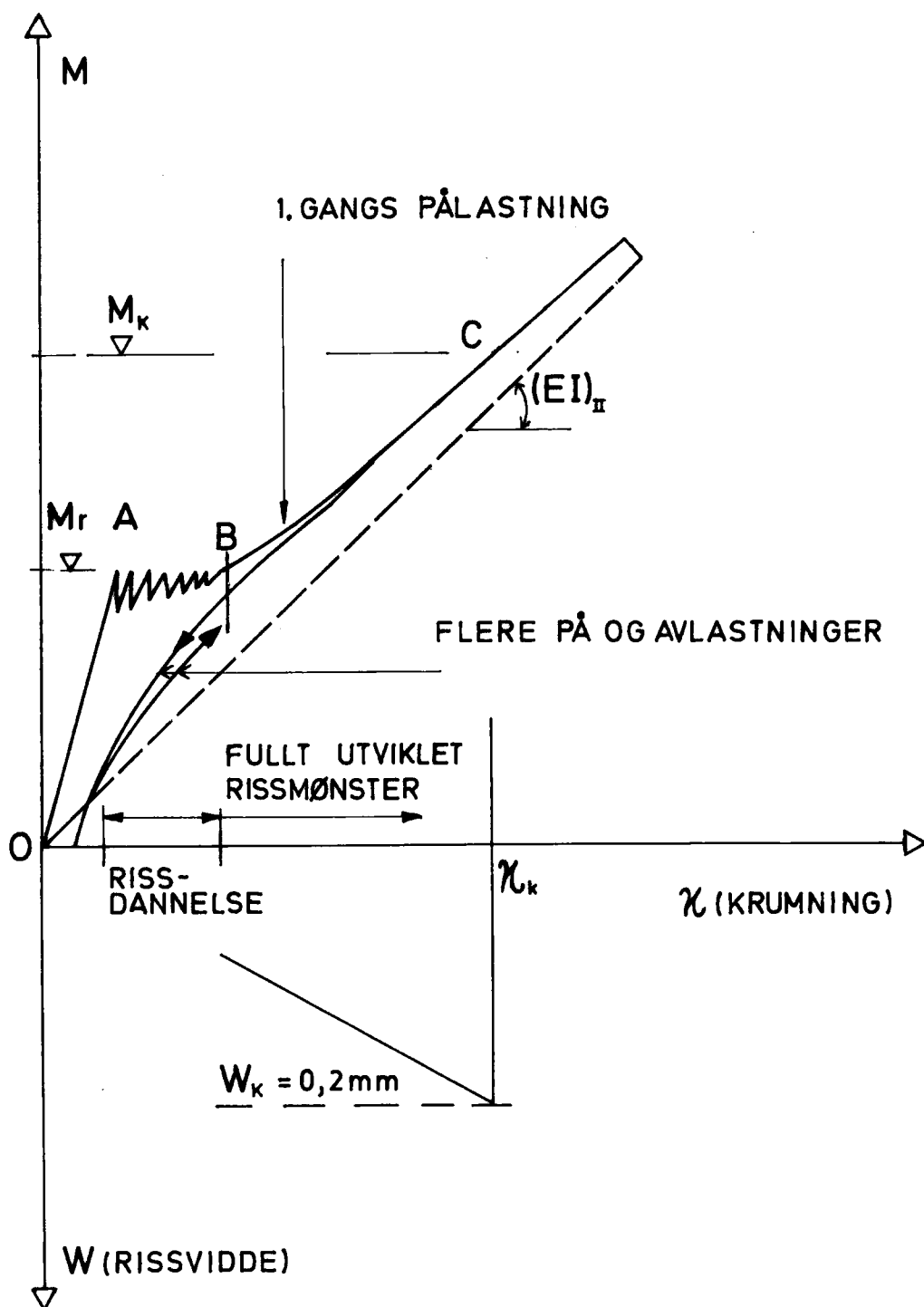
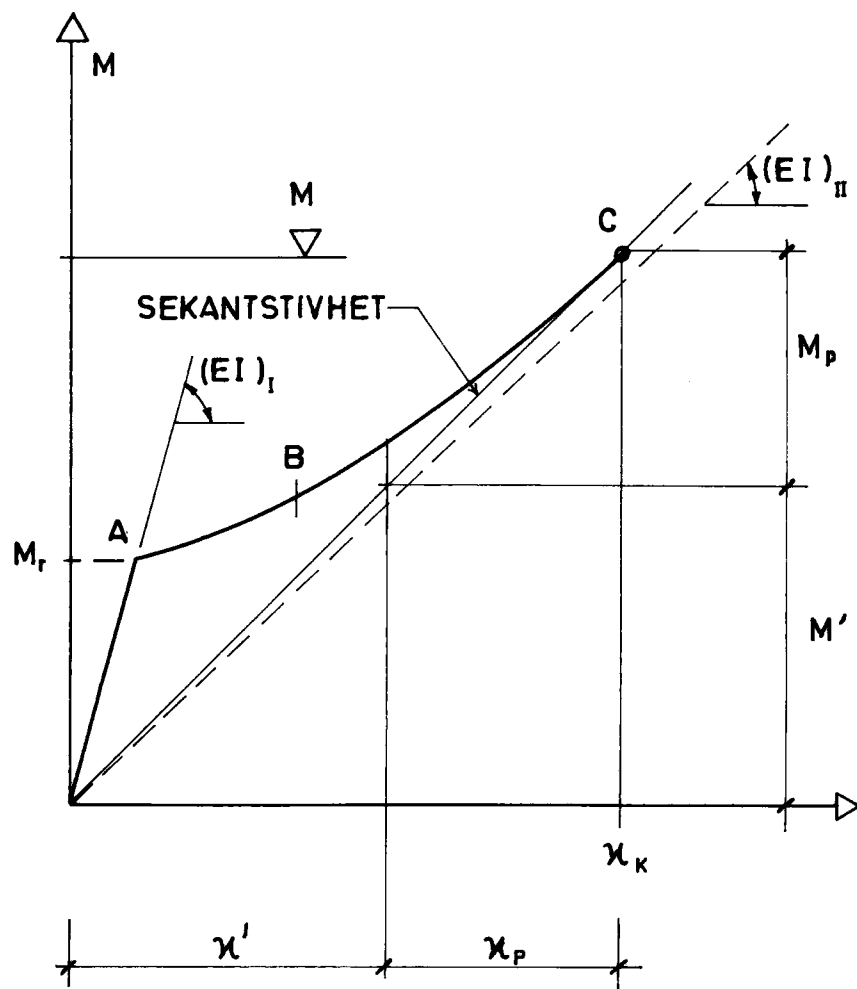


Fig. 5.7 Sammenheng mellom moment og krumning (prinsipiell)



Pkt. A: $M = M_r$, første riss dannes

Pkt. B: $M = 1,25 M_r$, full utviklet rissmønster

Pkt. C: $M = M_k$, tilhørende krumning κ_k ,

$$w = w_k = 0,2 \text{ mm}$$

M' : tvangsmoment, tilhørende krumning κ'

M_p : nyttelastmoment, tilhørende " κ_p ,

Fig. 5.8 Prinsippforløp for antatt, idealisert $M-\kappa$ kurve ved beregningene.

Pkt. B og C bestemmes ut fra formelverket i pkt.5.5. M- κ kurvens øvrige forløp kan beregnes ut fra de samme forutsetninger, og er i prinsippet nødvendig for å bestemme w_k eller tilhørende armering for gitt w_k . Med den valgte metode til å bestemme dimensjoneringsdiagrammene blir det imidlertid tilstrekkelig å finne pkt. C.

Ved fullt utnyttet tverrsnitt kan det maksimalt påføres følgende tvang før rissvidden overstiger 0,2mm:

$$\begin{aligned}\kappa' &= \kappa_k - \kappa_p \\ M' &= M_k - M_p\end{aligned}$$

På dette grunnlag er det i pkt 5.6 gitt dimensjoneringsdiagrammer for ulike tverrsnittshøyder, nyttelastmomenter og armeringsdimensjoner.

5.5 Bestemmelse av moment-krumningsforløp.

5.5.1 Tverrsnittskonstanter

Det er i det følgende forutsatt et symmetrisk tverrsnitt som vist i fig. 5.9.

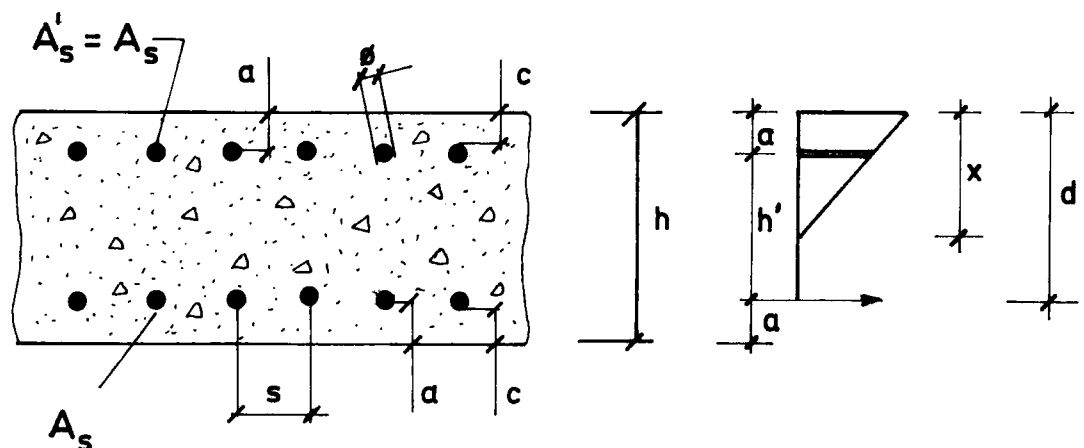


Fig. 5.9 Snitt broplate

Trykkarmeringen forutsettes her å være lik strekkarmeringen, slik at $A'_s = A_s$ *). Videre regnes med samme overdekning c og stangdimensjon ϕ . Avstand a fra rand til t.p.armering blir dermed den samme på trykk- og strekk-siden.

Følgende symboler er benyttet:

- c = overdekning
- s = senteravstand mellom stenger
- ϕ = stangdiameter
- h = tverrsnittshøyde (platetykkelse)
- a = avstand fra rand til senter av armering
 $= c + \phi/2$
- h' = avstand mellom armeringssentra = $h - 2a$
- x = trykksonehøyde
- d = avstand fra trykkrand til strekkarmeringens tyngdepunkt
- $z = d - x/3$, avstand mellom armeringsstrekkresultant og betongtrykkresultant.
- E_s = armeringens elastisitetsmodul
- E_c = betongens elastisitetsmodul
- $\eta = E_s/E_c$. Ved utarbeidelsen av dimensjoneringsdiagrammer er η satt lik 10.
- $\rho = A_s/bd$

Med symmetrisk tverrsnitt ($A'_s = A_s$) kan følgende uttrykk for trykksonehøyde og armeringsstøyning i et riss utledes:

$$x = 2\eta \rho (-1 + \sqrt{1 + \frac{h}{2\eta\rho d}}) d \quad (L5.1)$$

$$\epsilon_s = \frac{M}{z A_s E_s} \cdot \frac{d - x}{h - 2x + \frac{h'}{z} (x - a)} \quad (L5.2)$$

*) Dette vil i alminnelighet være tilnærmet oppfylt i praksis, og små avvik får liten virkning. Hvis A_s' er vesentlig mindre enn A_s , kan resultatet bli noe på den sikre siden.

5.5.2 Rissviddeformel

Efter CEB-FIP's formel [4] er karakteristisk rissvidde gitt ved:

$$w_k = 1,7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad (L. 5.3)$$

hvor

s_{rm} = midlere rissavstand

ϵ_{sm} = midlere armeringstøyning i strekksonen

$$s_{rm} = 2 (c + s/10) + \kappa_1 \cdot \kappa_2 \frac{\phi}{\rho_r} \quad (L. 5.4)$$

hvor

κ_1 = 0,4 for kamstål

κ_2 = 0,125 for bøyning

$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$

$A_{s\downarrow} = \frac{\pi}{4} \phi^2$ (areal av en armeringsstang)

$A_{c,eff} = s \cdot h_{eff}$

$h_{eff} = c + 8\phi \leq (h - x_I)/2 = h/4$ for ren bøyning

x_I = trykksonens høyde beregnet for urisset tverrsnitt (tilstand I), her lik $h/2$.

For de platetykkelser som her er aktuelle, blir $h_{eff} = h/4$.
Innføres dette i formelen fås:

$$s_{rm} = 2 (c + s/10) + 0,05 \frac{hs}{\pi \phi} \quad (L. 5.5)$$

Den midlere armeringstøyning, ϵ_{sm} , er gitt ved

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_s [1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_s})^2] \leq 0,4 \epsilon_s \quad (L 5.6)$$

hvor

ϵ_s = armeringstøyning i riss

$$\beta_1 = 1/(2,5 \cdot \kappa_1) = 1/(2,5 \cdot 0,4) = 1,0$$

$\beta_2 = 0,5$ for gjentatte og/eller langvarige laster

ϵ_{sr} = armeringstøyning tilsvarende det lastnivå når første riss oppstår, dvs. risslastnivå.

5.5.3 Bestemmelse av rissmoment

Rissmomentet bestemmes som

$$M_r = W \cdot f_{cmm} \quad (L 5.7)$$

hvor

$W = \frac{bh^2}{6}$ = tverrsnittets motstandsmoment i stadium I, regnet uten virkningen av lengdearmering.

f_{cmm} = bøyestrekkefasthet, 50% fraktil (middelverdi), bestemt etter CEB-FIP [4].

I [4] angis bøyestrekkefastheten, f_{cmm} , som en funksjon av aksialstrekkefastheten f_{ctm} og tverrsnittshøyden h (i m):

$$f_{cmm} = f_{ctm} \cdot (0,6 + \frac{0,4}{\sqrt[4]{h}}) \leq f_{ctm}$$

For fasthetsklasse C35 fås iflg. [4] $f_{ctm} \approx 2,7$ MPa. Dette gir for ulike tverrsnittstykkelser h :

$h(m)$	: 0,18	0,20	0,22	0,25
$f_{cmm}(MPa)$:	3,28	3,23	3,20	3,15

Variasjonen av f_{cmm} innenfor dette begrensede tykkelsesområde kan neglisjeres, idet det får liten betydning for nødvendig armering. Beregningene utføres derfor i det følgende med $f_{cmm} = 3,2$ MPa for alle tverrsnittshøyder.

Når rissmomentet er bestemt, kan armeringsstålets tøyning ved risslast, ϵ_{sr} , bestemmes fra ligning L 5.2.

5.5.4 Sammenheng mellom krumning og tøyning

Fig.5.10 viser i prinsipp forløpet av tøyningene på strekk- og trykksiden for et risset tverrsnitt.

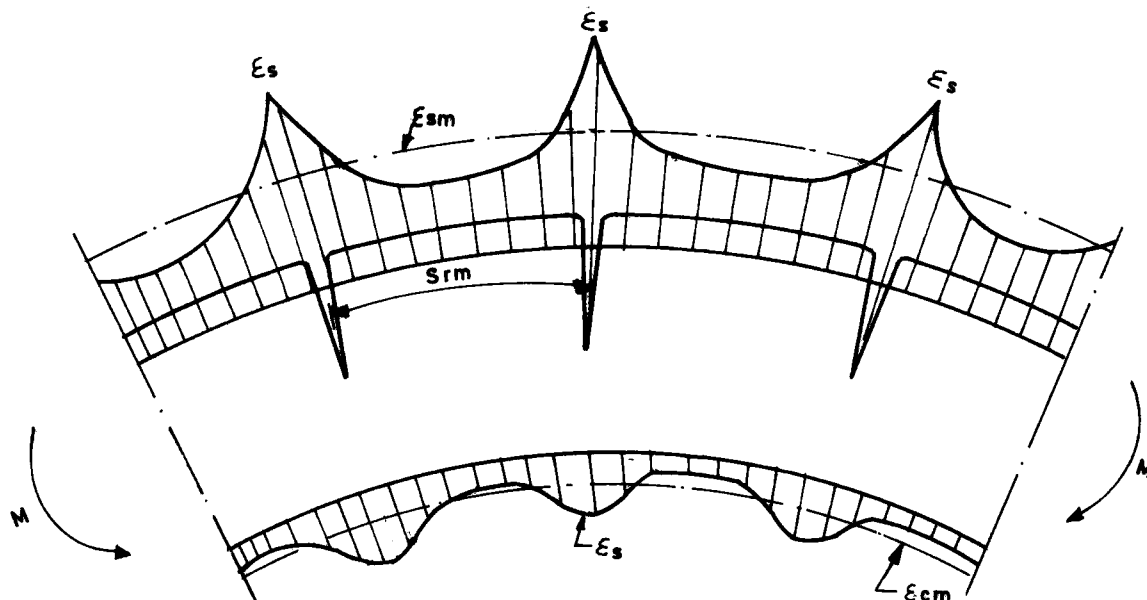


Fig. 5.10 Prinsippielt forløp av armerings- og betongtøyninger

Elementets krumning, se fig. 5.11, er gitt ved

$$\kappa = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{cm}}{d} \quad . \quad (L 5.8)$$

Midlere armeringstøyning, ϵ_{sm} , kan bestemmes ut fra rissviddeberegninger. Betongtrykktøyningen, ϵ_{cm} , er ikke gitt ved en enkel formelmessig sammenheng.

For moment opptil M_r blir $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cI}$, verdien for tverrsnitt uten bøyingsriss. I [5] s. 90 angis at ϵ_{cm} blir omtrent som beregnet for stadium II (bøyingsriss) etter at det endelige rissmønster er dannet. Det regnes derfor med $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cII}$ for $M > 1,25 M_r$, tilsvarende fra pkt. B på fig. 5.7. Mellom pkt. A og pkt. B interpoleres ϵ_c lineært.

I praksis vil man som regel ha så sterk krumning at man ligger utenfor pkt. B, dvs. i stadium II. Bare ved relativt liten tvangskrumning uten samtidig lastmoment vil krumningen kunne ligge i overgangsområdet mellom A og B.

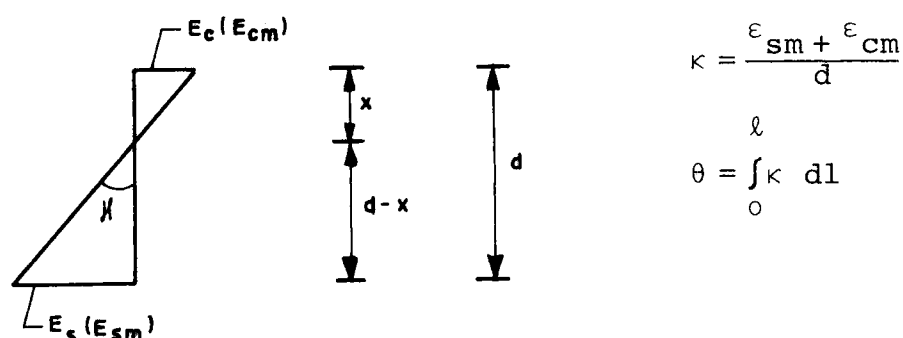


Fig. 5.11 Relasjon krumning/tøyning

Med dette har man de nødvendige formler til å beregne rissvidde, eller bestemme nødvendig armering ved en foreskrevet rissvidde. En slik beregning vil normalt måtte gjøres som en suksessiv tilnærming, iterasjon, fordi det ikke kan utledes en enkel, eksplisitt løsning. En praktisk fremgangsmåte ved bestemmelse av dimensjoneringsdiagrammer kan være å gå ut fra tverrsnitt med valgt tykkelse og armering. For hvert tverrsnitt bestemmes moment M_k og tilhørende krumning κ_k slik at beregnet rissvidde blir $w = w_k = 0,2 \text{ mm}$, tilsvarende pkt. C i fig. 5.7 og 5.8. Herav beregnes til slutt tverrsnittets mulige tvangskrumning κ' for valgte verdier av lastmomentet M_p .

Som praktisk hjelpemiddel ved en slik beregning utledes så, fra det generelle formelgrunnlag, de nødvendige formeler til å bestemme pkt. C på $M-\kappa$ diagrammet.

Pkt. C $M = M_k$, $w = w_k$:

x bestemmes fra ligning (L 5.1)

$M = M_r$ bestemmes fra ligning (L 5.7)

$\epsilon_s = \epsilon_{sr}$ " " " (L 5.2)

for $M = M_r$

s_{rm} bestemmes fra ligning (L 5.5)

Ved kombinasjon av (L5.3) og (L 5.6) finnes armerings-
tøyningen som vil gi rissvidde $w = w_k = 0,2$ mm:

$$\epsilon_s = \frac{w_k}{3,4 s_{rm}} \left(1 + \sqrt{1 + 5,78 \left(\frac{\epsilon_{sr} \cdot s_{rm}}{w_k} \right)^2} \right) \quad (L 5.9)$$

Det moment M_k som tilsvarende denne ståltøyningen kan
bestemmes av ligning (L 5.2), eller enklere av

$$M_k = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{sr}} M_r \quad (L 5.10)$$

Krumningen finnes av ligning (L 5.8). Vanligvis er det
fullt utviklet rissmønster, og betongtøyningen blir da

$$\epsilon_{cm} = \epsilon_{cII} = \frac{x}{d-x} \epsilon_s \quad (L 5.11)$$

Kontrollen på dette er at $M_k \geq 1,25 M_r$.

pkt. C er dermed bestemt. For den samlede virkning av
tvangskrumning κ' og lastmoment blir platens effektive
bøyingsstivhet (sekantstivhet) : $(EI)_{eff} = M_k / \kappa_k$. Dispo-
nibel krumningsreserve blir dermed:

$$\kappa' = \kappa_k - M_r / (EI)_{eff}$$

Dette gir:

$$\kappa' = \kappa_k \left(1 - \frac{M_p}{M_k} \right) \quad (L 5.12)$$

Ovenstående formler er brukt til å utarbeide dimensjoner-
ingsdiagrammer.

5.6

Dimensjoneringsdiagrammer

For å lette beregningen er det utarbeidet dimensjonerings-
diagrammer som vist i fig. 5.12-5.17. Når platens tvangs-
krumning, κ' , og nyttelastmoment, M_p , er bestemt,
kan den armeringsmengde bestemmes som er nødvendig for å
gi en sansynlig rissviddebegrensning til 0,2 mm. Maksimal
senteravstand er valgt lik 150 mm både for $\phi 12$ og $\phi 16$.

Diagrammene er basert på følgende forutsetninger:

- Tverrsnittet er symmetrisk armert med over-
dekning $c=25$ mm eller $c=40$ mm i topp og bunn.
- Aksialkraften i broplaten over støttene er
liten.

For broplater uten slitedekke av betong og med langsgående armering i ytterste lag, vil overdekningen for denne normalt være ca. 25 mm, og diagrammene kan benyttes direkte for dimensjonering av overkantarmeringen i brodekket. For underkantarmeringen kan en, om ønskelig, velge et mer lempelig krav, f.eks. at maksimum armeringsspenning begrenses til $0,8 \cdot f_y$. Overdekning 40 mm passer vanligvis der lengdearmeringen ligger innenfor tverrarmeringen.

Hvis det benyttes slitedekke av betong slik at overdekningen av platearmeringen blir av størrelsesorden 50-60 mm, kan diagrammene fortsatt benyttes til å bestemme hovedarmering i platen. I tillegg bør det legges inn et armeringsnett i påstøpen over en avstand tilsvarende fri platelengde + 0,5 m til hver side. Armeringnettets dimensjon bør være K 131 ($\phi 5$ c150) eller K111 ($\phi 4,2$ c125), eller tilsvarende. Pregede tråder bør foretrekkes.

Forutsetning b) innebærer at diagrammene nøyaktig nok kan brukes for flerspors broer opp til 6 spenn som er opplagret på en slik måte at det ikke vil opptre permanente større strekk-krefter i broplaten. Konstruksjoner med betydelige aksialkrefter må undersøkes spesielt. Eventuelt kan diagrammene benyttes for momentet alene dersom det armeres ekstra for aksialstrekk med maks. armeringsspenning lik 200 MPa.

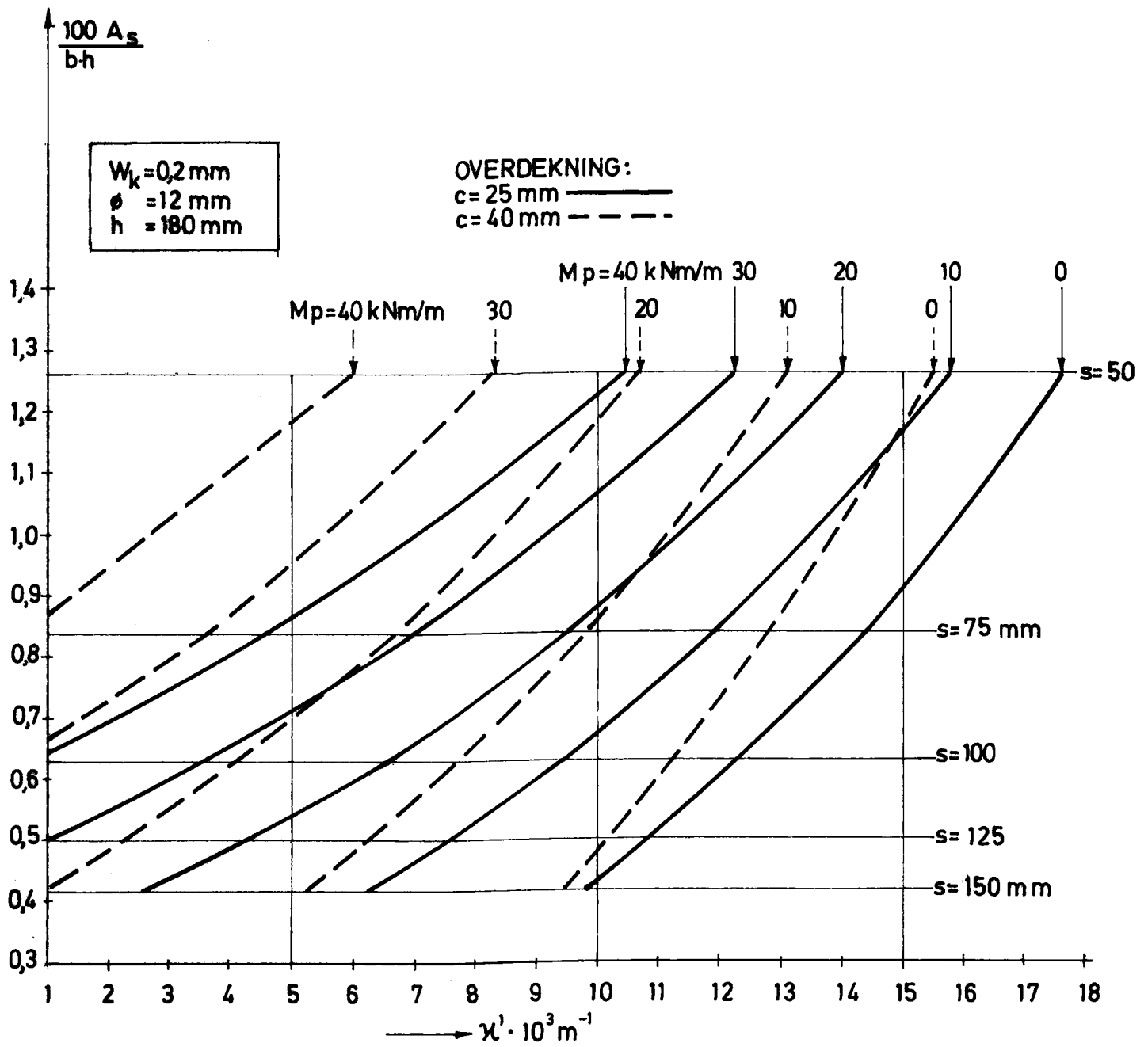


Fig. 5.12

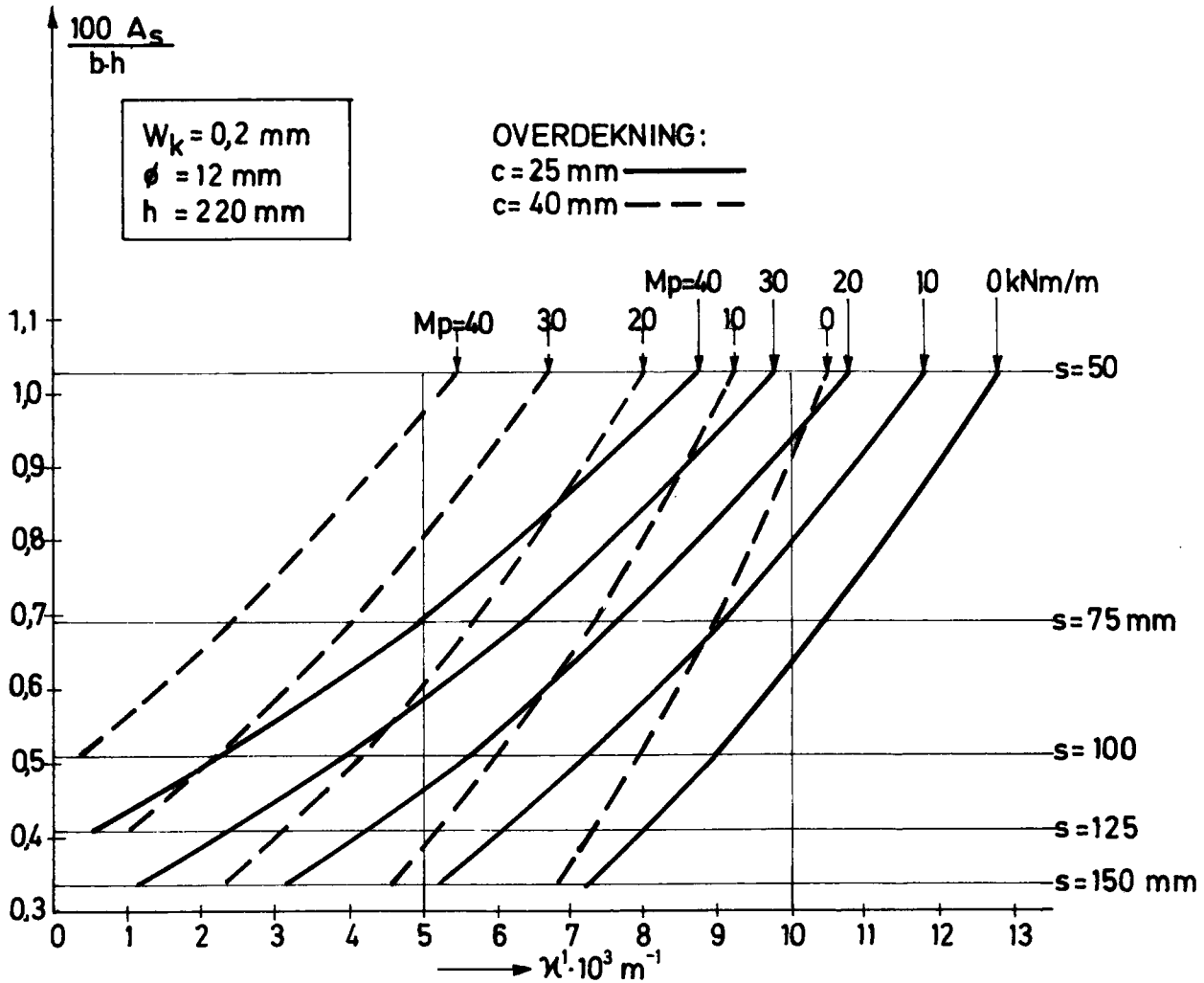


Fig. 5.13

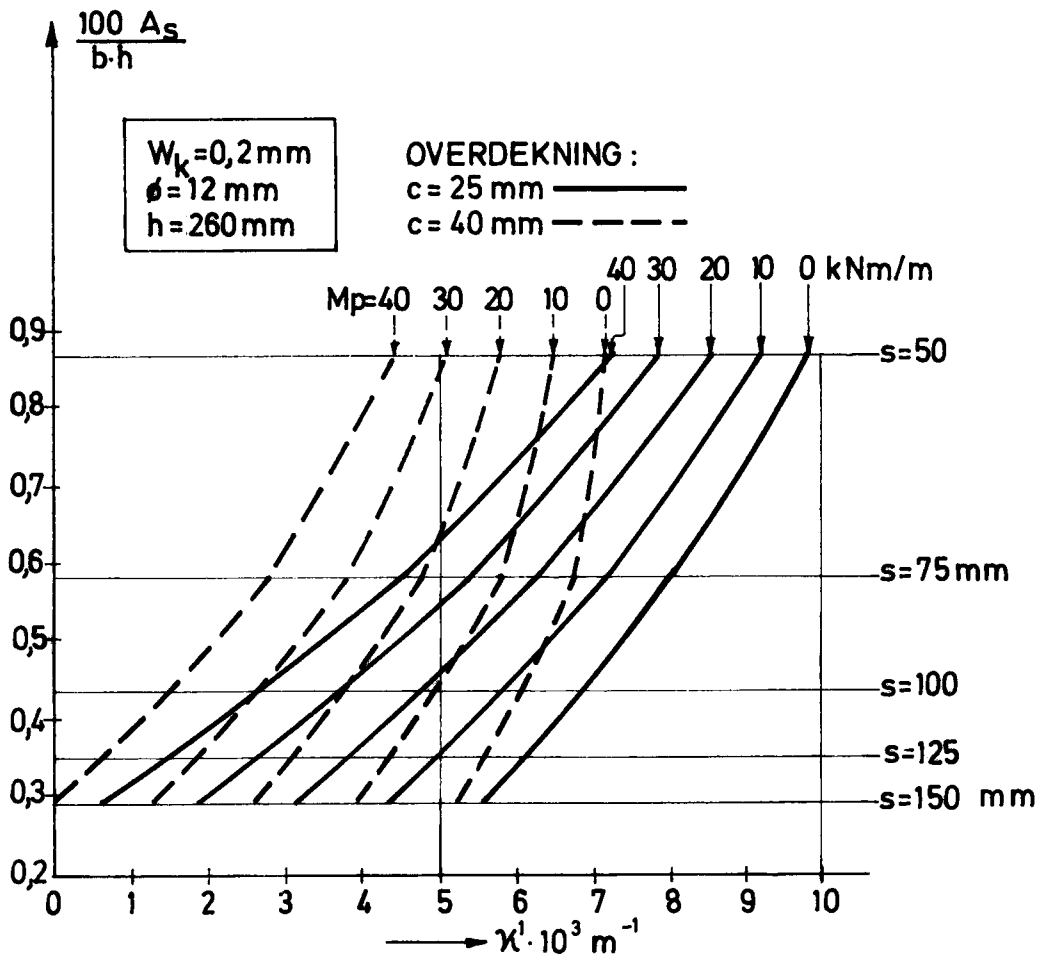


Fig. 5.14

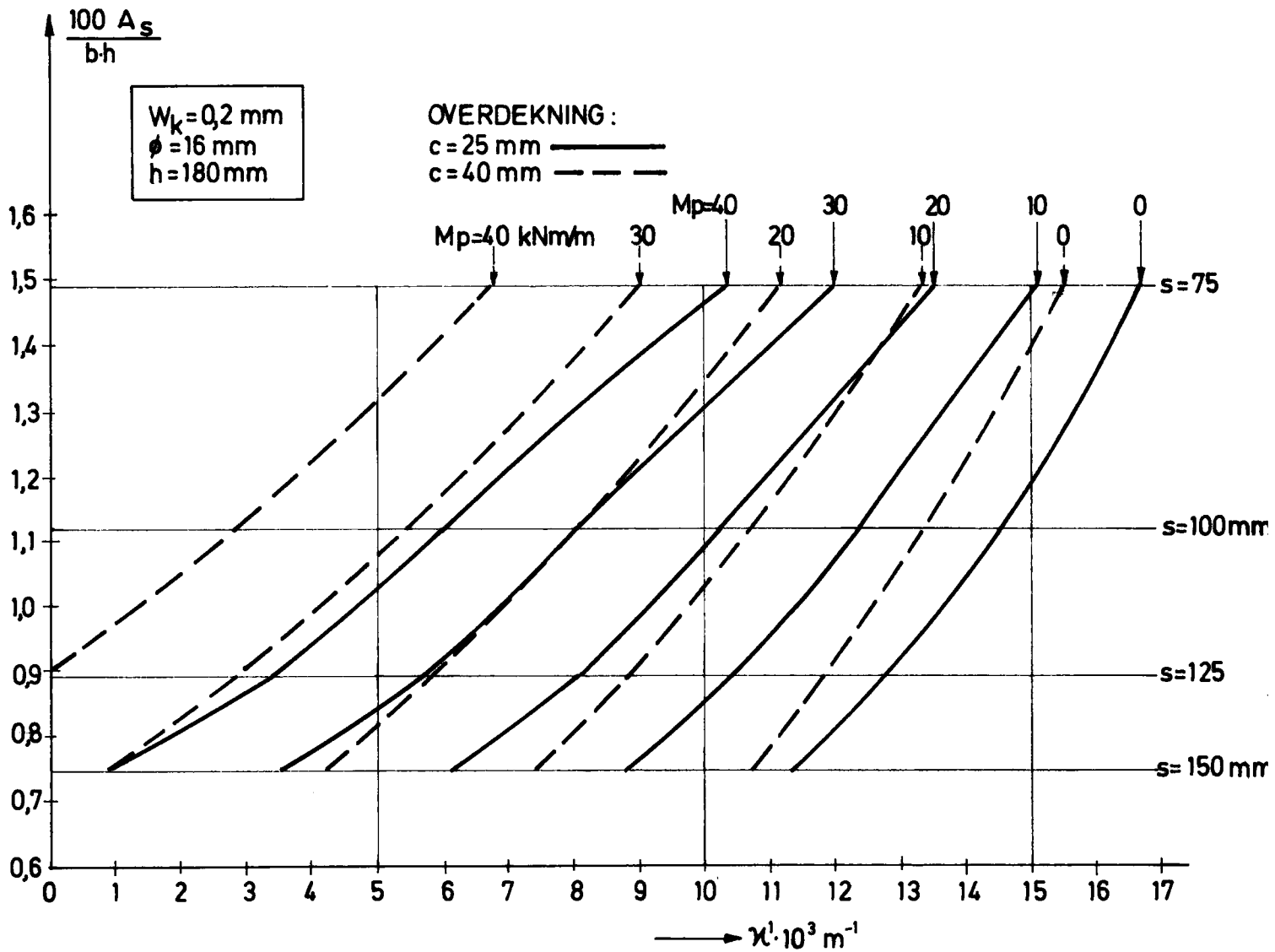


Fig. 5.15

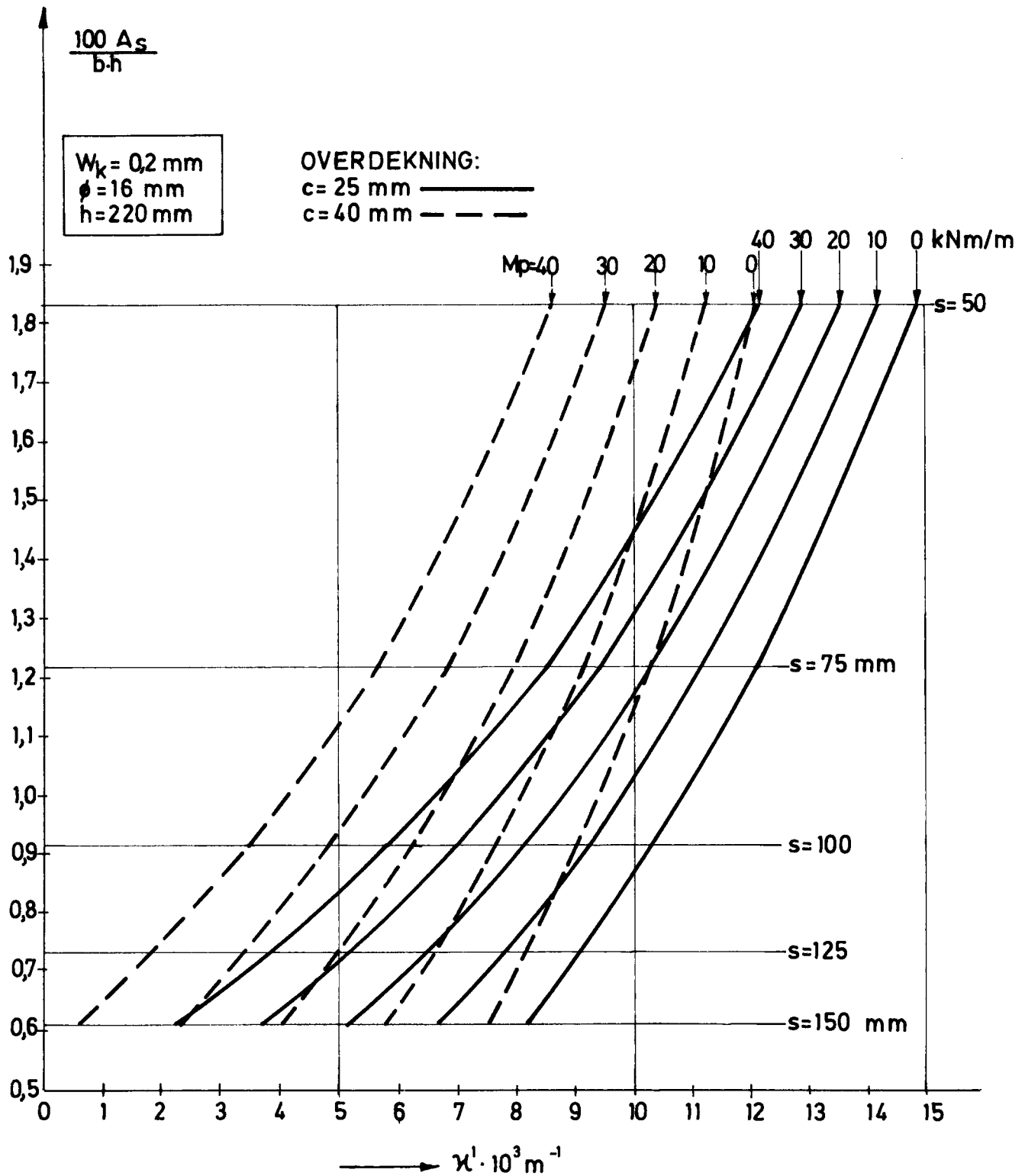


Fig. 5.16

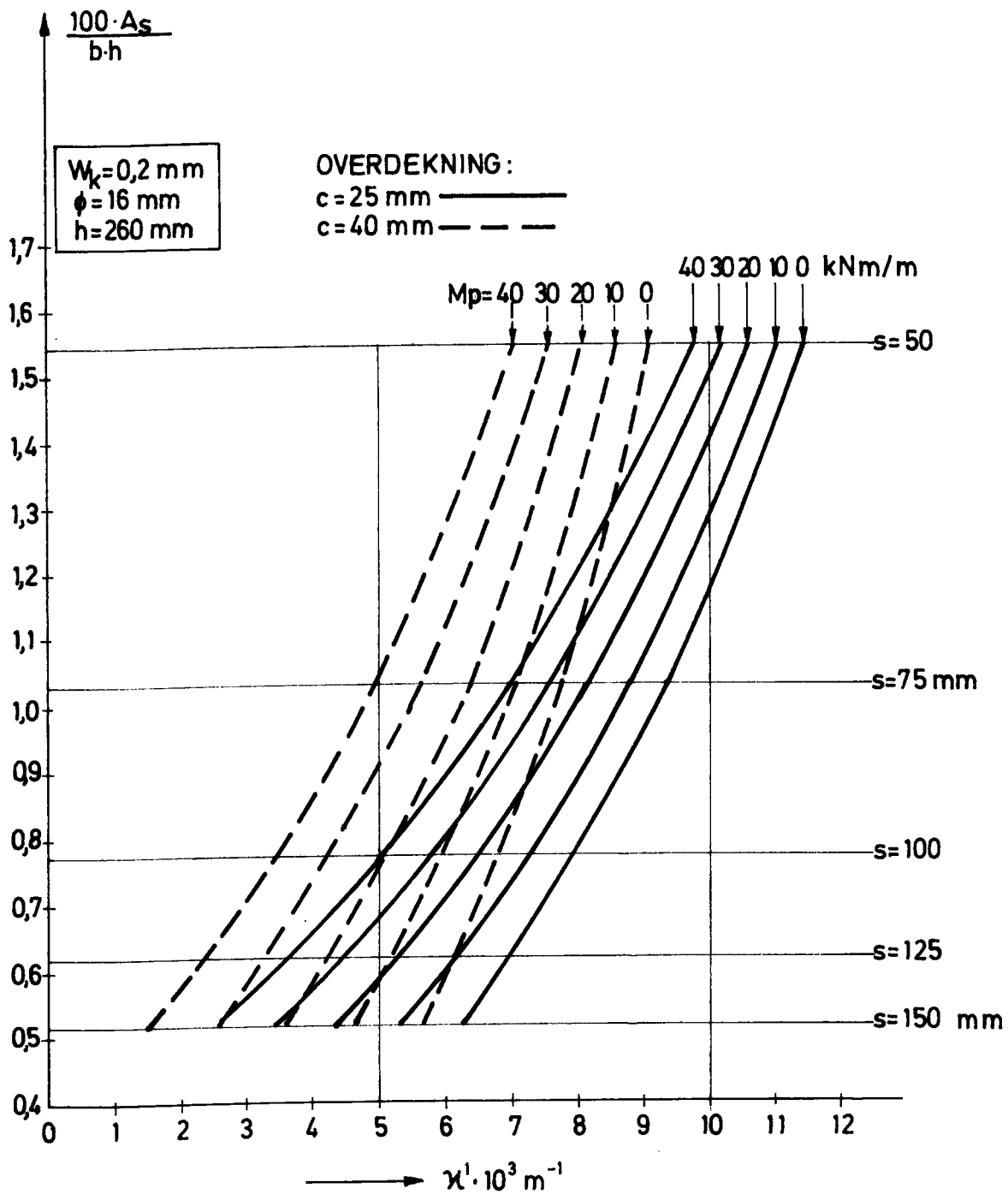


Fig. 5.17

5.7 Kontroll av utmatting

I forbindelse med den fjærende overgangsplaten kan en ikke alltid se bort fra mulig utmatting p.g.a. spenningsvariasjon i armeringen. Denne tillatte spenningsvariasjon i bruksgrensetilstanden er i NS 3473 pkt. 7.3 satt til 170 MPa for rette stenger av kamstål.

Spenningsvariasjonen skyldes de kortvarige virkningene av lokal hjultrykk og av bjelkerotasjoner p.g.a. trafikklasten. Det forutsettes vurdert hvor stor andel av den maksimale trafikklast som vil opptre så ofte at den kan gi utmatting.

Ved beregning av armeringsspenningen kan platens bøyningssstivhet regnes lik teoretisk stivhet i stadium II, $(EI)_{II}$. Denne kan beregnes av $(EI)_{II} = M/\kappa_{II} = M(d-x)/\epsilon_s$, som ved bruk av ligning (L. 5.1 og L 5.2) gir

$$(EI)_{II} = E_s A_s z \left[h - 2x + \frac{h'}{z} (x-a) \right] \quad (L 5.13)$$

Det vil vanligvis ikke være risiko for utmatting i vei-
broer.

LITTERATURHENVISNINGER

1. Norsk Betongforenings Brokomité: "Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer". Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 10, 1981.
2. Norsk Betongforenings Brokomité: "Dimensjonering av spennbetong. Dimensjoneringsprosedyre for strengbetongbjelker". Norsk Betonforenings Publikasjon nr. 1, 1974.
3. Norsk Betongforenings Brokomité: "Dimensjonering av spennbetong. Eksempel på dimensjonering av samvirkebjelke". Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 2, 1974.
4. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures. 3rd Edition 1978.
5. Leonhardt, F.: "Vorlesungen über Massivbau, Vierter Teil: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit." Springer-Verlag, 1976.

BILAG A

SYMBOLER

Symboler som ikke er medtatt nedenfor og som ikke er definert i NS 3473, er forklart der de forekommer i teksten.

(a) Tverrsnittsmål og -konstanter for bjelke uten påstøp

h_1 bjelkehøyde

y_{us} avstand fra uk bjelke til tyngdepunkt uk-armering

y_{os} avstand fra ok bjelke til tyngdepunkt ok-armering

y_{u_1} avstand fra uk bjelke til tverrsnittets tyngdepunkt

y_{o_1} avstand fra ok bjelke til tverrsnittets tyngdepunkt

d_1 = $h_1 - y_{us}$

d_1' = $h_1 - y_{os}$

e_{u_1} = $y_{u_1} - y_{us}$

e_{o_1} = $y_{o_1} - y_{os}$

A_{c_1} betongtverrsnittets areal

A_{s_1} areal spennarmering i uk bjelke

A_{s_2} areal slakk armering i uk bjelke

A_{so} areal spennarmering i ok bjelke

A_{su} = $A_{s_1} + A_{s_2}$

η antatt forhold mellom elastisitetsmoduler for armering og bjelkebetongen for korttidslast

I_1 tregghetsmoment

W_{u_1} = I_1 / y_{u_1}

W_{o_1} = I_1 / y_{o_1}

' betegner at konstanten gjelder for betongtverrsnittet med armering

κ gjennomsnittlig krumning

$$h_1' = h_1 - y_{os} - y_{us}$$

b_1 bjelkestegets bredde

l_1 deformasjonslengde

L bjelkens spennvidde

θ rotasjon

f setning av lager

(b) Tverrsnittsmål og -konstanter for bjelke med påstøp

$$\eta_c = E_c \text{ påstøp} / E_c \text{ bjelke}$$

$A_{c_3}^0$ areal av påstøp

$$A_{c_3} = \eta \cdot A_{c_3}^0$$

$$A_{c_2} = A_{c_1} + A_{c_3}$$

y_{u_2} avstand fra uk bjelke til tyngdepunktet for bjelke med påstøp

y_{o_2} avstand fra ok påstøp til tyngdepunktet for bjelke med påstøp

I_2 treghetsmoment bjelke med påstøp

$$W_{u_2} = I_2 / y_{u_2}$$

h_2 bjelkehøyde

$$d_2 = h_2 - y_{us}$$

' betegner at størrelsen gjelder for betongtverrsnittet med armering

h_p tykkelse påstøpt plate

(c) Betongspenninger

σ_o henholdsvis randspenning i ok og uk bjelke med indekser

1 uten reduksjon og

2 med reduksjon på grunn av svinn, krypning og relaksasjon

Spenninger og tøyninger regnes positive ved strekk. Unntatt er dimensjoneringsberegninger hvor det kan brukes absoluttverdier.

(d) Belastninger

- g egenlast, med indekser
- 1 bjelken alene
 - 2 påstøp alene
 - 3 laster som forutsettes fjernet etter samvirke
 - 4 permanente laster som påføres etter samvirke
- p nyttelast som påføres etter samvirke
- q fordelt last
- P punktlast
- R resultant

(e) Spennkrefter

- P_u spennkraft i henholdsvis uk- og ok-armering med indekser
- 1 uten reduksjon og
 - 2 med reduksjon på grunn av svinn, krypning og relaksasjon
- P_{u1}' spennkraft i uk-armering før spenntauene kuttes. I ok regnes tilnærmet $P_{o1}' \sim P_{o1}$.

(f) Momenter og skjærkrefter

- M, V henholdsvis momenter og skjærkrefter med indekser
- 1 for bjelken alene
 - 2 tillegg for bjelke med påstøp
- N normalkraft

BILAG B MATERIALVERDIER FOR BETONGENS KRYPNING OG SVINN

Følgende tabeller og diagrammer er hentet fra [2]:

Tabell B.1 Verdier for normert kryptall φ_{fo} , grunnverdi for svinn ϵ_{cso} og koeffisient k_h .

Konstruksjonens omgivelser	Rel. luftfuktighet	φ_{fo} *)	$10^3 \cdot \epsilon_{cso}$ *)	k_h
I vann		0,8	+0,10	30
Svært fuktig klima (direkte over vann)	90%	1,3	-0,10	5,0
Utendørs forøvrig	70%	2,0	-0,25	1,5
Tørr atmosfære (tørre rom innendørs)	40%	3,0	-0,40	1,0

*) Verdiene gjelder for relativ stiv betong (stiv plastisk til plastisk), egnet for vibrering. For stiv til meget stiv betong kan verdiene reduseres med 25%, og for tungt flytende betong, økes verdiene med 25%.

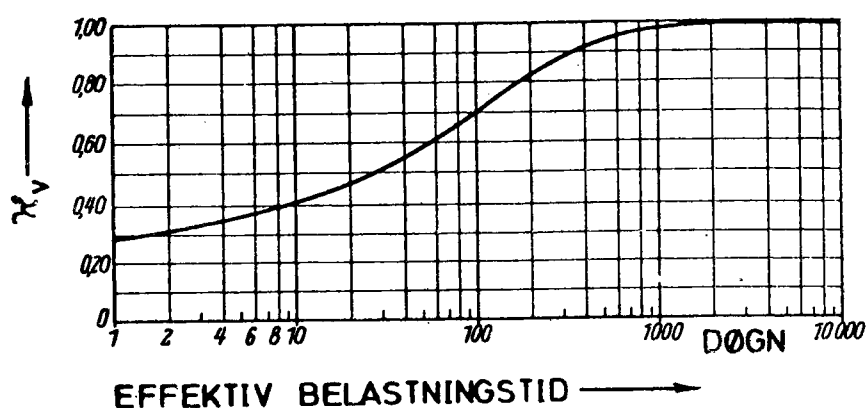


Fig. B.1 Koeffisient κ_v for tidsforløp av forsinket elastisk deformasjon (ϵ_{cv}).

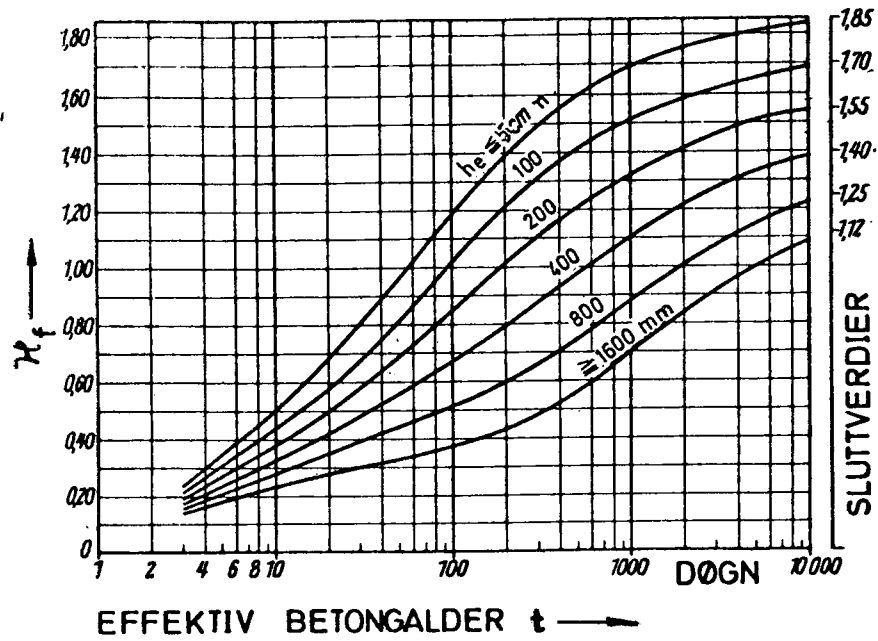


Fig. B.2 Koeffisient κ_f for flytningsandel (ε_{cf})

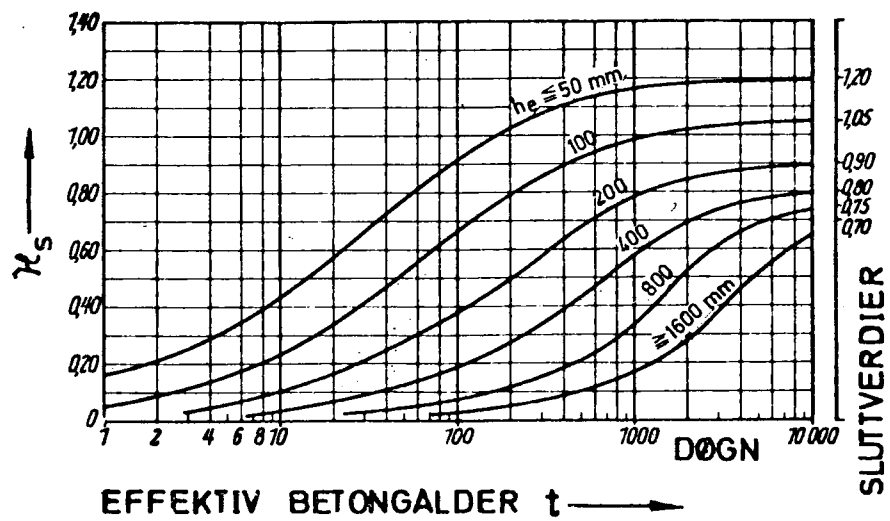


Fig. B.3 Koeffisient κ_s for tidsforløp av betongens-svinn.

BILAG C DETALJERT BEREGNINGSEKSEMPEL

C.1 Hoveddata

Som beregningseksempel benyttes en NIB-bjelkebro tatt fra Bruhåndboken, kapittel 10.

Følgende hoveddata er valgt:

Bjelketype : NIB 400/1000 (type C)
Spennvidde : $L = 20 \text{ m}$
Bredde av broplate: 7 m
Antall bjelker : 6

Data for NIB-bjelkene:

Treghetsmoment: $I_1 = 0,0204 \text{ m}^4$
Tyngdepunktsavstand
fra ok bjelke: $y_{O_1} = 0,545 \text{ m}$
Tverrsnitt : $A_{C_1} = 0,175 \text{ m}^2$

Broplatebredde pr. bjelke: $7/6 = 1,17 \text{ m}$

Antatt broplatetykkelse: $h = 220 \text{ mm}$

Som slitelag er benyttet asfalt med tykkelse 65 mm , betong-slitelaget er sløyfet.

Slakkarmering i broplaten: $\phi 12 \text{ Ks } 50, f_s = 400 \text{ MPa}$

C.2 Beregningsforutsetninger

Bjelkene regnes fritt opplagte på neoprenlagre ved støtter. Broplaten regnes kontinuerlig over støtter. Bjelkene forutsettes støpt av betong med fasthetsklasse C55, broplaten av betong med fasthetsklasse C35.

Bjelkene avspennes 24 timer etter utstøping (t_1), og samvirke mellom broplate og bjelker etableres 28 døgn etter støping av bjelken (t_2). Asfaltbelegg påføres 28 døgn etter støping av broplaten (t_3), og nyttelast påføres ved tidspunkt t_3 eller t_∞ .

Bjelkenes betongfasthet forutsettes fullt utviklet kort tid etter utstøpning. Broplaten forutsettes å oppnå en trykkfasthet tilsvarende C20 kort tid etter etablering av samvirke. I måned etter etablering av samvirke, regnes trykkfastheten C35 fullt utviklet. Broplatens gjennomsnittlige fasthet i nevnte tidsrom regnes lik C30, med tilsvarende gjennomsnittlige E-modul. Det forutsettes at bjelke og broplate får samme kryptall i samme tidsintervall.

For beregning av samvirketverrsnittets treghetsmoment I_2 , er broplatens tverrsnitt ekvivalent til betongkvalitet C55 ved å "krympe" platens bredde i forholdet E_{C35}/E_{C55} (korttidsmoduler), for tidsintervall etter tidspunkt t_3 . For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$ krympes bredden i forhold E_{C30}/E_{C55} .

For beregning av ekvivalente døgner som beskrevet i pkt. 2.1, antas for kryp

$$k_C = 2,0 \text{ for PC 375}$$

$$k_C = 1,0 \text{ for PC 300}$$

For svinn antas

$$k_C = 1,0 \text{ både for PC 375 og PC 300}$$

Første døgner antas temperatur $T = 20^\circ\text{C}$, derefter $T = 15^\circ\text{C}$ frem til etablering av samvirke. Etter samvirke regnes $T = 10^\circ\text{C}$. Dette gir følgende effektive betongaldre:

For kryp (PC 375)

$$t'_1 = 2 \cdot \frac{20 + 10}{30} \cdot 1 = 2 \text{ døgner}$$

$$t'_2 = t'_1 + 2 \cdot \frac{15 + 10}{30} \cdot 27 = 47 \quad "$$

$$t'_3 = t'_2 + 2 \cdot \frac{10 + 10}{30} \cdot 28 = 84 \quad "$$

For svinn $t'_1 = 1$ døgner

$$t'_2 = 23 \quad "$$

$$t'_3 = 42 \quad "$$

Herdeforholdene, og dermed de effektive betongaldre, er de samme som antatt for samvirkebjelker i [3].

Som nevnt i pkt. 2.2 vil h_e være forskjellig for bjelke og påstøp, og riktig fremgangsmåte er å beregne kryptallet for bjelke og påstøp hver for seg, og derefter benytte midlere verdi av ϕ ved den videre beregning. Det viser seg imidlertid at dersom h_e er beregnet for samvirketverrsnittet sett under ett, vil kryptallet tilnærmet bli det samme som for ovennevnte fremgangsmåte. Differansen er i alle tilfelle innenfor de unøyaktigheter som vil kunne oppstå ved avlesning på fig. B.2 i Bilag B.

Verdien for ϕ_{f0} , ϵ_{CS0} samt koeffisienter κ_V , κ_t og κ_s er beregnet på grunnlag av tabell og diagrammer i [2], gjengitt i Bilag B.

Følgende beregningstilstander må undersøkes:

- A: Nyttelast og asfaltslitelag påføres ved tidspunkt $t_{3\min.} = t_3$ og moment i broplaten beregnes ved dette tidspunkt.
- B: Asfalt-slitelag påføres ved tidspunkt $t_{3\min.} = t_3$, nytte-
last etter lang tid $t_{3\max.} = t_\infty$, og momenter beregnes
ved tidspunkt t_∞ .

Belastningstilstand A

Korttidslaster som virker på samvirketverrsnittet er

Nyttelast

Asfaltslitelag

Rotasjoner beregnes med korttids E-modul.

Langtidslaster som virker er

Egenlast av bjelke

Egenlast av broplate

Forspenning

som er last påført ved tidspunkt t_2 for tidsintervall
 $t_2 \longrightarrow t_3$.

Kryptall $\varphi = 0,4 \kappa_V(t_3 - t_2) + \varphi_{f0}(\kappa_{ft_3} - \kappa_{ft_2})$, med
E-modul $= E_{2,3}$.

Netto rotasjon på grunn av langtidslaster er rotasjon be-
regnet med E-modul $E_{2,3}$, fratrasket rotasjon beregnet med
korttids E-modul.

Spennntauspenninger:

I uk bjelke ved tidspunkt t_2 : $\sigma_{su2} = 1200$ MPa

I uk bjelke ved tidspunkt t_3 : $\sigma_{su3} = 1115$ "

I ok bjelke ved tidspunkt t_2 : $\sigma_{s02} = 1290$ "

I ok bjelke ved tidspunkt t_2 : $\sigma_{s02} = 1290$ "

Spennningene er antatt med omtrent samme verdier som for sam-
virkebjelken i [3]. Dette er typiske verdier for slike bjelker.

Belastningstilstand B

Kortidslast som virker på tverrsnittet er

Nyttelast

Rotasjon beregnes med korttids E-modul

Langtidslaster som virker er

Asfaltslitelag

som er last påført ved tidspunkt t_3

$$\varphi = 0,4\kappa_v(t'_\infty - t'_3) + \varphi_{f0}(\kappa_{ft'_\infty} - \kappa_{ft'_3})$$

$$E = E_{3,\infty}$$

Rotasjon beregnes med E-modul $E_{3,\infty}$

Egenlast av bjelke

Egenlast av broplate

Forspenning

som er last påført ved tidspunkt t_2

$$\varphi = 0,4\kappa_v(t'_\infty - t'_2) + \varphi_{f0}(\kappa_{ft'_\infty} - \kappa_{ft'_2})$$

$$E = E_{2,\infty}$$

Netto rotasjon er rotasjon beregnet med E-modul $E_{2,\infty}$, fratrasket rotasjon beregnet med korttids E modul.

Spenningspenninger:

I uk bjelke ved tidspunkt t_2 : $\sigma_{su2} = 1200$ MPa

I uk bjelke ved tidspunkt t_∞ : $\sigma_{su\infty} = 1005$ "

I ok bjelke ved tidspunkt t_2 : $\sigma_{s02} = 1290$ "

I ok bjelke ved tidspunkt t_∞ : $\sigma_{s0\infty} = 1290$ "

Spenningsene er antatt de samme som for samvirkebjelke i [3].

I tillegg til rotasjonene nevnt ovenfor vil det kunne oppstå rotasjon fra moment fra differansesvinn mellom broplate og bjelke. Dessuten vil det oppstå momenter på grunn av eventuelle setninger (sammenfjæring) av lager som nevnt i pkt. 4 og 5.2.

I beregningene er det forutsatt neoprenlagre i henhold til brosjyre.

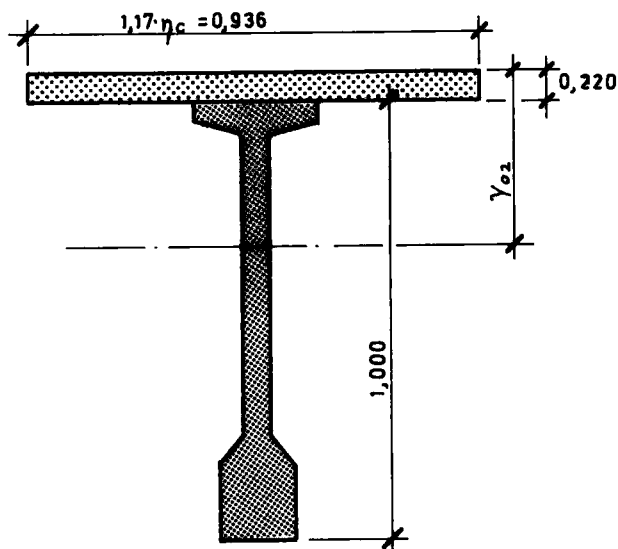
Langtidsdeformasjon i lager fra bjelkens egenlast, broplatens egenlast, samt tyngde av asfaltslitelag er antatt lik 30% av normal korttidssammenfjæring. Langtidsvirkninger gjelder kun for beregningstilstand etter lang tid.

C.3 Tverrsnittsdata

Transformert samvirketverrsnitt:

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

$$\eta_c \approx \frac{E_{c35}}{E_{c55}} = 0,8$$



Areal av påstøp

$$A_{C_3} = 0,936 \cdot 0,22 = 0,206 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} A_{C_2} &= A_{C_1} + A_{C_3} \\ &= 0,175 + 0,206 = 0,381 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Avstand fra ok påstøp til tyngdepunktet for bjelke med påstøp

$$y_{O_2} = [0,175(0,545 + 0,220) + 0,206 \cdot 0,220/2]/0,381 \\ = 0,411 \text{ m}$$

$$I_2 = 0,0204 + 0,175 \cdot (0,545 + 0,220 - 0,411)^2 + 0,206[(0,411 - \\ 0,220/2)^2 + 0,220^2/12] \\ = 0,0618 \text{ m}^4$$

For tidsintervallet $t_2 \rightarrow t_3$

$$\eta_c \approx \frac{E_{c30}}{E_{c55}} = 0,74$$

$$A_{c_3} = 1,17 \cdot 0,74 \cdot 0,22 = 0,190 \text{ m}^2$$

$$A_{c_2} = 0,175 + 0,190 = 0,365 \text{ m}^2$$

$$y_{O_2} = [0,175(0,545 + 0,220) + 0,190 \cdot 0,220/2]/0,365 \\ = 0,424 \text{ m}$$

$$I_2 = 0,0204 + 0,175(0,545 + 0,220 - 0,424)^2 + 0,190[(0,424 - \\ 0,220/2)^2 + 0,220^2/12] \\ = 0,0602 \text{ m}^4$$

C.4 Belastninger

Egenlaster

Egenlast NIB-bjelke: $g_1 = 0,175 \cdot 25 = 4,38 \text{ kN/m}$

Egenlast broplate: $g_2 = 0,22 \cdot 1,17 \cdot 25 = 6,44 \text{ kN/m}$

Asfaltslitelag ($h = 65 \text{ mm}$): $g_4 = 0,065 \cdot 1,17 \cdot 20 = 1,52 \text{ kN/m}$

Nyttelast

Preliminære nordiske lastforskrifter for veibroer av 9. desember 1971 iflg. Bruhåndboka, kapittel 2 er blitt benyttet. Det er valgt å regne med Ekvivalentlast type 1.

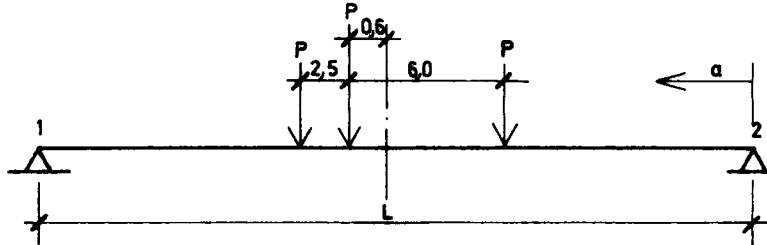
Sporprosent, dvs. den del av nyttelasten som påføres den mest utsatte bjelke = 30,1%. Tallet er hentet fra en rekke EDB-kjøringer.

Punktlast (akseltrykk): $P = 210 \text{ kN}$

Jevnt fordelt last: $p = 9 \text{ kN/m}$

Bjelkerotasjoner og oppleggsreaksjoner:

Punktlaster:



Lastplasseringen er i henhold til pkt. 3.3.

$$\text{Bjelkerotasjon: } \theta_1 = \Sigma \frac{PL}{6EI} \left(a - \frac{a^3}{L^2} \right)$$

$$\text{Oppleggsreaksjon: } R_1 = \Sigma \frac{Pb}{L}$$

Avstand til last fra høyre opplegg:

$$a_1 = L/2 - 5,4$$

$$a_2 = L/2 + 0,6$$

$$a_3 = L/2 + 3,1$$

$$\text{Dvs. } \theta_1 = \frac{P}{6EIL} (1,125 L^3 - 0,43 L^2 - 58,7 L + 128)$$

$$R_1 = \frac{1,5 L - 1,7}{L} P$$

Jevnt fordelt last



$$\theta_1 = \frac{pL^3}{24EI}$$

$$R_1 = \frac{pL}{2}$$

C.5 Kryptall

$$\begin{aligned}\text{Effektiv betongtykkelse: } h_e &= k_h \cdot \frac{2A_c}{U} \\ &= 1,5 \cdot \frac{2 \cdot 0,432}{4,65} \text{ m} = 279 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Effektive d\o gner: } t'_2 &= 47 \text{ d\o gner} \\ t'_3 &= 84 \text{ d\o gner}\end{aligned}$$

Beregnete kryptall ved bruk av fig. B.1 og fig. B.2 i Bilag B:

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$:

$$\varphi_{2,3} = 0,4 \cdot 0,53 + 2,0 \cdot 0,75 (0,72 - 0,60) = 0,39$$

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

$$\varphi_{2,\infty} = 0,4 \cdot 1,0 + 2,0 \cdot 0,75 (1,48 - 0,60) = 1,72$$

For tidsintervall $t_3 \rightarrow t_\infty$:

$$\varphi_{3,\infty} = 0,4 \cdot 1,0 + 2,0 \cdot 0,75 (1,48 - 0,72) = 1,54$$

C.6 E-moduler

E-moduler for transformert samvirketverrsnitt, betongkvalitet C55:

For korttidslaster:

$$E_{28} = 37080 \text{ MPa}$$

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$:

$$E_{2,3} = \frac{37080}{1,39} = 26680 \text{ MPa}$$

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

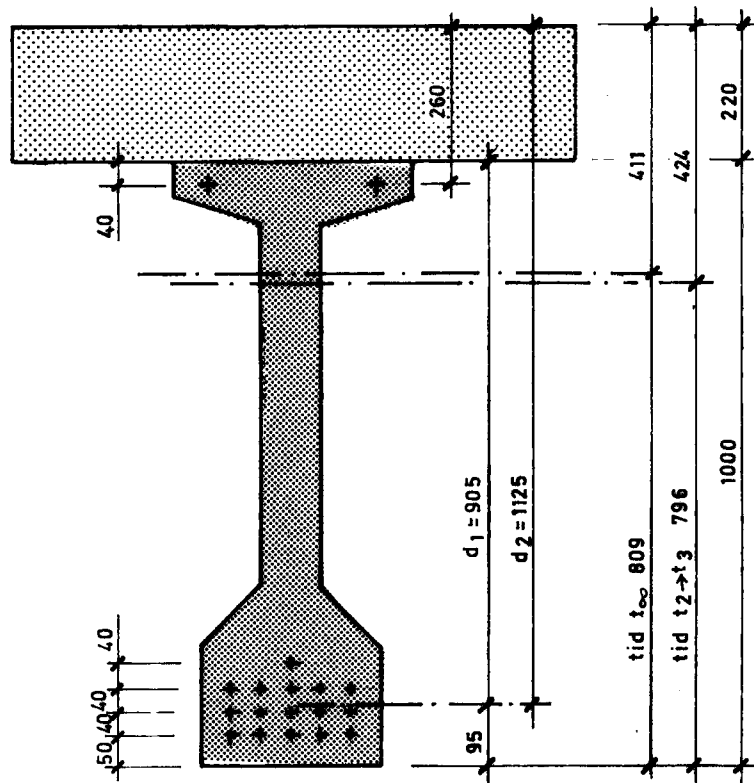
$$E_{2,\infty} = \frac{37080}{2,72} = 13630 \text{ MPa}$$

For tidsintervall $t_3 \rightarrow t_\infty$:

$$E_{3,\infty} = \frac{37080}{2,54} = 14600 \text{ MPa}$$

C.7 Tverrsnittsmoment fra spennkrefter

I henhold til Bruhåndboken, kapittel 10 gis korrekt bjelke-nummer som nr. 52, med følgende spenntauposisjoner.



Tyngdepunkt av spenntau fra ok NIB:

$$d_1 = \frac{1}{16} (5 \cdot 950 + 5 \cdot 910 + 5 \cdot 870 + 1 \cdot 830) = 905 \text{ mm}$$

Fra ok dekke

$$d_2 = 905 + 220 = 1125 \text{ mm}$$

Forspenningsmoment

$$M_s = n_u \cdot A_s \cdot \sigma_{su} \cdot e_{u_2}' - 2 \cdot A_s \cdot \sigma_{so} \cdot e_{o_2}'$$

Ved tidspunkt t_2 :

$$\sigma_{su_2} = 1200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{SO}_2} = 1290 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_{S_2} &= 16 \cdot 93,7 \cdot 1200 (1,125 - 0,424) \\ &\quad - 2 \cdot 93,7 \cdot 1290 (0,424 - 0,260) \\ &= 1161 - 40 = 1220 \text{ kNm} \end{aligned}$$

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$:

$$\sigma_{su_3} = 1115 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{su_{2,3}} = \frac{1200 + 1115}{2} = 1158 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{SO}_3} = 1290 \text{ MPa}$$

$$M_{S_{2,3}} = 1261 \cdot \frac{1158}{1200} - 40 = 1177 \text{ kNm}$$

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

$$\sigma_{su_\infty} = 1005 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{su_{2,\infty}} = \frac{1200 + 1005}{2} = 1103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{so_\infty} = 1290 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_{s_{2,\infty}} &= 16 \cdot 93,7 \cdot 1103 (1,125 - 0,411) \\ &\quad - 2 \cdot 93,7 \cdot 1290 (0,411 - 0,260) \\ &= 1181 - 37 = 1144 \text{ kNm} \end{aligned}$$

C.8 Moment p.g.a. svinndifferens

Størrelsen av svinnet beregnes v.h.a. fig. B.3 i Bilag B.

Effektive betongtykkelser:

$$\text{Bjelke alene: } h_e = 1,5 \cdot \frac{2 \cdot 0,175}{2,71} \text{ m} = 194 \text{ mm}$$

$$\text{Broplate alene: } h_e = 1,5 \cdot \frac{2 \cdot 0,257}{1,94} \text{ m} = 398 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Effektive betongaldre: } t_2 &= 23 \text{ d\o{g}n} \\ t_3 &= 42 \text{ d\o{g}n} \end{aligned}$$

Svinn i bjelke:

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$:

$$\epsilon_{cs_{2,3}} = - 0,25 \cdot 0,75 (0,26 - 0,18) \cdot 10^{-3} = - 0,015 \cdot 10^{-3}$$

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

$$\epsilon_{cs_{2,\infty}} = - 0,25 \cdot 0,75 (0,90 - 0,18) \cdot 10^{-3} = - 0,135 \cdot 10^{-3}$$

Svinn av broplate:

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$:

$$\epsilon_{cs_{2,3}} = - 0,25 \cdot 0,75 (0,11 - 0,08) \cdot 10^{-3} = - 0,006 \cdot 10^{-3}$$

For tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

$$\epsilon_{cs_{2,\infty}} = - 0,25 \cdot 0,75 (0,80 - 0,08) \cdot 10^{-3} = - 0,135 \cdot 10^{-3}$$

Svinndifferansene er neglisjerbare i begge tidsintervall.

C.9 Bjelkerotasjoner

Tilstand A:

Rotasjon p.g.a. nyttelast:

$$\theta_1 = \left[\frac{9 \cdot 20^3 \cdot 10^{-3}}{24 \cdot 37080 \cdot 0,0618} + \frac{210 \cdot 10^{-3}}{6 \cdot 37080 \cdot 0,0618 \cdot 20} (1,125 \cdot 20^3 - 0,43 \cdot 20^2 - 58,7 \cdot 20 + 128) \right] \cdot 0,301 = 2,18 \text{ ‰}$$

Faktoren 0,301 er lastandel på én bjelke.

Rotasjon p.g.a. asfaltslitelag, korttidslast:

$$\theta_1 = \frac{1,52 \cdot 10^{-3} \cdot 20^3}{24 \cdot 0,0618 \cdot 37080} = 0,22 \text{ ‰}$$

Rotasjon p.g.a. egenvekt bjelke og broplate, tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$:

$$\begin{aligned} E_{2,3} &= E_{28} / (1 + 0,39) \\ \theta_1 &= \frac{(g_1 + g_2) L^3}{24I} \left[\frac{1}{E_{28}/1,39} - \frac{1}{E_{28}} \right] \\ &= \frac{10,82 \cdot 10^{-3} \cdot 20^3}{24 \cdot 0,0602} \cdot \frac{1,39 - 1}{37080} = 0,63 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Rotasjon p.g.a. forspenning, tidsintervall $t_2 \rightarrow t_3$:

$$\theta_1 = - \left(\frac{1177 \cdot 10^{-3} \cdot 20}{2 \cdot 26680 \cdot 0,0602} - \frac{1221 \cdot 10^{-3} \cdot 20}{2 \cdot 37080 \cdot 0,0602} \right) = -1,86 \text{ ‰}$$

Tilstand B:

Rotasjon p.g.a. nyttelast:

$$\theta_1 = 2,18 \text{ ‰}$$

Rotasjon p.g.a. asfaltslitelag, tidsintervall $t_3 \rightarrow t_\infty$:

$$\theta_1 = 0,22 \left(\frac{37080}{14600} - 1 \right) = 0,34 \text{ ‰}$$

Rotasjon p.g.a. egenvekt bjelke og broplate, tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

$$\begin{aligned} E_{2,\infty} &= E_{28} / (1 + 1,72) \\ \theta_1 &= \frac{10,82 \cdot 10^{-3} \cdot 20^3}{24 \cdot 0,0618} \cdot \frac{2,72 - 1}{37080} = 2,71 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Rotasjon p.g.a. forspenning, tidsintervall $t_2 \rightarrow t_\infty$:

$$\theta_1 = - \left(\frac{1144 \cdot 10^{-3} \cdot 20}{2 \cdot 13630 \cdot 0,0618} - \frac{1221 \cdot 10^{-3} \cdot 20}{2 \cdot 37080 \cdot 0,0618} \right) = -8,25 \text{ ‰}$$

C.10 Lagersetninger etter etablering av samvirke

Bruhåndboka, kapittel 10 gir for denne NIB-broen:

Maks. vert. lagerkraft i bruksgrensetilstand: 340 kN

Min. vert. lagerkraft i bruksgrensetilstand : $0,33 \cdot 340 = 110$ kN

Hor.kraft som må opptas av hvert lager : $\frac{300}{2 \cdot 6} = 25$ kN

Relativ forskyvning mellom bjelke og landkar: $\pm 29/2 = 14,5$ mm

Dette gir følgende Lasto-Viking lager:

$$B = 150 \text{ mm}$$

$$L = 200 \text{ mm}$$

$$D = 35 \text{ mm, med}$$

$$h = 25 \text{ mm}$$

$$h^* = 25 - 5 = 20 \text{ mm}$$

$$E = 340 \text{ MPa}$$

Oppleggsreaksjon:

Fra nyttelast:

$$R_1 = \left(\frac{9 \cdot 20}{2} + 210 \cdot \frac{1,5 \cdot 20 - 1,7}{20} \right) \cdot 0,301 = 117 \text{ kN}$$

Fra asfaltslitelag:

$$R_1 = \frac{1,52 \cdot 20}{2} = 15 \text{ kN}$$

Fra egenlast bjelke og broplate:

$$R_1 = \frac{10,82 \cdot 20}{2} = 108 \text{ kN}$$

Sammenfjæring:

Fra nyttelast:

$$f = \frac{117 \cdot 10^{-3}}{0,15 \cdot 0,20} \cdot \frac{20}{340} = 0,23 \text{ mm}$$

Fra asfaltslitelag:

$$f = 0,23 \cdot \frac{15}{117} = 0,03 \text{ mm}$$

Fra egenlast bjelke og broplate:

$$f = 0,23 \cdot \frac{108}{117} = 0,21 \text{ mm}$$

Tillegg ved langtidssetning på grunn av asfaltslitelag og egenlaster:

$$f = 0,30 (0,03 + 0,21) = 0,07 \text{ mm}$$

For tilstand A:

Fra nyttelast, $f = 0,23 \text{ mm}$

Fra egenlaster, $f = 0,03 \text{ mm}$

$$\text{Sum } f = 0,26 \text{ mm}$$

For tilstand B:

Fra nyttelast, $f = 0,23 \text{ mm}$

Fra egenlaster, $f = 0,03 + 0,07 = 0,10 \text{ mm}$

$$\text{Sum } f = 0,33 \text{ mm}$$

Ifølge pkt. 5.2 blir krumningen av broplaten $\kappa = 6f/l_1^2$.
Følgelig blir

$$\kappa_A = 6 \cdot 0,26 \cdot 10^{-3} / l_1^2 = 1,56 \cdot 10^{-3} / l_1^2 \text{ m}^{-1}$$

$$\kappa_B = 6 \cdot 0,33 \cdot 10^{-3} / l_1^2 = 1,98 \cdot 10^{-3} / l_1^2 \text{ m}^{-1}$$

l_1 innsettes her i m.

C.11 Resulterende rotasjoner

Rotasjon av bjelkeender

Tilstand A

Fra nyttelast $\theta = 2,18 \text{ }^\circ/\text{oo}$

Fra asfaltslitelag $\theta = 0,22 \text{ }^\circ/\text{oo}$

Fra egenlast bjelke og broplate $\theta = 0,63 \text{ }^\circ/\text{oo}$

Fra forspenning $\theta = -1,86 \text{ }^\circ/\text{oo}$

$$\text{Sum } \theta_A = 1,17 \text{ }^\circ/\text{oo}$$

Uten nyttelast blir

$$\theta_A = -1,01 \text{ }^\circ/\text{oo}$$

Tilstand B

Fra nyttelast	$\theta = 2,18 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$
Fra asfaltslitelag	$\theta = 0,31 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$
Fra egenlast bjelke og broplate	$\theta = 2,71 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$
Fra forspenning	$\theta = -8,25 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$
Sum	$\theta_B = -3,02 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$

Det regnes med de to utførelser som er vist på fig. 5.2, idet begge alternativ undersøkes. Platetykkelsen over opplegget velges $h=220 \text{ mm}$.

Fig. 5.2 a. Sammenhengende plate

Det prøves med $l=1,0 \text{ m}$.

For denne utførelsen blir virkningen av ulik lagersammentrykning ofte liten og forsvinner ved lik last i begge felt. Det kan her bli nyttelast i ett felt eller i begge.

$$\kappa_A = 6 \cdot 0,23 \cdot 10^{-3}/1,0 = 1,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}, \text{ eller } \kappa_A = 0$$

som følge av lagersammentrykning.

Resulterende krumning i tilstand A: (jfr. side 14):

$$\Sigma \kappa = -(-2 \cdot 1,01 + 2,18) 10^{-3} / 1,0 + 1,38 \cdot 10^{-3} = +1,02 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

respektive

$$\Sigma \kappa_A = -2 \cdot 1,17 \cdot 10^{-3} / 1,0 = -2,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Maks nyttelast i begge felt blir avgjørende. Verdien er noe på den sikre siden, fordi den aktuelle kombinasjon av akseltrykk er ugunstigere enn angitt i lastforskriftene.

Resulterende krumning i tilstand B:

$$\Sigma \kappa_B = -(-3,02) \cdot 10^{-3} / 1,0 = +3,02 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Fig. 5.2 b Delt plate understøttet på midten

Hvert spenn betraktes for seg. Det regnes med $l_1 = 0,75$ m på hver side.

$$\begin{aligned}\Sigma \kappa_A &= -1.17 \cdot 10^{-3} / 0.75 - 6 \cdot 0.26 \cdot 10^{-3} / 0.75^2 \\ &= -1,56 \cdot 10^{-3} - 2.77 \cdot 10^{-3} = -4.33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \\ \Sigma \kappa_B &= +3.02 \cdot 10^{-3} / 0.75 + 6 \cdot 0.33 \cdot 10^{-3} / 0.75^2 \\ &= 4.03 \cdot 10^{-3} + 3.52 \cdot 10^{-3} = +7.55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}\end{aligned}$$

C.12 Dimensjonering av broplate over støtte

Brodekket spenner i felt på tvers mellom bjelkene, og tverrarmeringen ligger derfor i ytterste lag både i uk og ok. Normalt vil man også over støtte legge lengdearmeringen i innerste lag. Overdekningen for denne blir da $25 + 12 = 37$ mm, eventuelt $25 + 16 = 41$ mm. For praktiske formål kan det regnes med 40 mm, som er brukt i diagrammene. Hvis denne armeringsmåte fører til urimelig kraftig lengdearmering over opplegget, kan det i dette området legges lengdearmeringen i ytterste lag.

Utførelse etter fig. 5.2 a

Det bestemmes først lokale bøyningsmoment i bruksgrensetilstand pga. trafikklast. Med $l = 1,0$ m fås av fig. 5.5 og 5.6:

Støttemoment: $L = 1,0$ m, dvs. $M_{xy} = 24 \text{ kNm/m}$ ($= M_p$)

Feltmoment : $L = 1,0 + 0,5 = 1,5$ m, dvs. $M_{xy} = 20 \text{ kNm/m}$ ($= M_p$)

Verdiene er avrundet oppad til hele kNm/m.

Nødvendig armering for den kombinerte virkning i bruksgrensetilstand av tvangskrumning og trafikklast kan bestemmes av dimensjoneringsdiagrammene i avsnitt 5.6. Disse er basert på kriteriet at beregnet karakteristisk rissvidde ikke skal overstige 0,2 mm.

Overkant plate:

$\Sigma \kappa_A = 2,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ og $M_p = 24 \text{ kNm/m}$ gir med fig. 5.13 og 5.16 en nødvendig armering.

Overdekning 40 mm: $\nless 12c 115$ eller $\nless 16c 150$

Overdekning 25 mm: $\nless 12c 140$

Underkant plate:

$\Sigma \kappa_B = 3,02 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ og $M_p = 20 \text{ kNm/m}$ gir med fig. 5.13 og 5.16

Overdekning 40 mm: $\nless 12\text{c } 125$ eller $\nless 16\text{c } 150$

Overdekning 25 mm: $\nless 12\text{c } 150$

I bruddgrensetilstand fås med overdekning 40 mm., $z \approx 160 \text{ mm}$, og nødvendig armering pga. lokalt moment:

Ok : $\nless 12\text{c } 150$ ($M_y = 38,5 \text{ kNm/m}$)

Uk : $\nless 12\text{c } 180$ ($M_y = 32,0 \text{ kNm/m}$)

Brukgrensetilstanden blir altså dimensjonerende pga. krav om begrensning av rissvidde.

Utførelse etter fig. 5.2 b

Med $l_1 = 0,75 \text{ m}$ fås av fig. 5.5 og 5.6:

Støttemoment : $L = 0,75 \text{ m}$, dvs. $M_{xy} = 20 \text{ kNm/m}$ ($= M_p$)

Feltmoment : $L = 0,75 + 0,5 = 1,25 \text{ m}$, dvs. $M_{xy} = 18 \text{ kNm/m}$ ($= M_p$)

Overkant plate:

$\Sigma \kappa_A = 4,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ og $M_p = 20 \text{ kNm/m}$ gir en nødvendig armering

Overdekning 40 mm : $\nless 12\text{c } 95$ eller $\nless 16\text{c } 140$

Overdekning 25 mm : $\nless 12\text{c } 120$ eller $\nless 16\text{c } 150$

Underkant plate:

$\Sigma \kappa_B = 7,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ og $M_p = 18 \text{ kNm/m}$ gir en nødvendig armering

Overdekning 40 mm : $\nless 12\text{c } 55$ eller $\nless 16\text{c } 85$

Overdekning 25 mm : $\nless 12\text{c } 80$ eller $\nless 16\text{c } 110$

Undersiden av platen er ofte mindre utsatt enn oversiden og det kan da derfor være mulig å godta en noe større verdi for w_k (f.eks. $0,3 \text{ mm}$), eller begrense stålspenningen som angitt i pkt. 5.6. Derved kan armeringen i uk reduseres med 20 % hvis ikke nøyaktigere beregning foretas. Vilkåret for en slik reduksjon bør være at platen ikke er utsatt for stadig fuktighet, spesielt sjøsprut, eller utsatt for aggressive gasser.

Av de foranstående beregningsresultater kan det sluttet at en utførelse etter fig. 5.2 b kan kreve kraftig lokal armering pga. tvangskrumning, og den bør normalt unngås. Utførelsen etter fig. 5.2 a gir en rimelig armering, og man kan uten vesentlig kostnad beholde lengdearmeringen i innerste lag over oppleggssonen.

Hvis platen er særlig tynn, blir virkningen av stor overdekning meget ugunstig, jfr. diagrammer for $h = 180$ mm. Dette skyldes at tøyning og rissvidde ved overflaten da blir vesentlig større enn ved armeringen. Det bør derfor tilstrebes en plassering med lengdearmering i ytterste lag, hvis tvangskrumningen er relativt sterk.

Ved den praktiske utførelse må det sørges for at platen får bevegelsesmulighet mot ok bjelke. Dette kan gjøres ved å støpe platen mot et noe ettergivende materiale, f.eks. 20 mm isolasjonsplate av polystyrén med lav romdensitet og styrke, dekket med en 5 mm hard fiberplate. Dette festes på ok bjelke i området med fri plate.

C.13 Forenklet beregning av bjelkerotasjoner

En viktig årsak til krumning av broplaten over opplegget er rotasjon av bjelkeendene, som det fremgår av eksemplet foran. Rotasjon pga. langtidsvirkning fører til forholdsvis omfattende beregningsarbeid, samtidig som disse bidrag normalt ikke er dominerende. Det er derfor ønskelig med en forenklet metode, selv om denne blir mindre nøyaktig. Feilen vil likevel være mindre enn usikkerheten i beregningsforutsetningene.

Ved den forenklede metoden blir det såvidt mulig brukt tallverdier som likevel skal beregnes i forbindelse med den øvrige dimensjonering. Istedet for spenningene går man ut fra laster og krefter:

g_1 (bjelke), g_2 (broplate), g_4 (asfalt, rekkverk etc.) samt spennkrefter P_{u2} og P_{a2} .

Videre brukes bøyningstivhet $E_c I_2$ for bjelke med påstøp for korttidslast, samt krypningsandeler for de aktuelle tidsavsnitt.

Normalt undersøkes følgende tilstander

Tilstand A: Straks etter at asfalt m.m. er lagt på og broen tatt i bruk (tidspunkt t_3).

Tilstand B: Ferdig bro etter lang tid, med eller uten nyttelast (tidspunkt t_∞).

For begge tilstander regnes de forannevnte laster og krefter som representative verdier for krypningsdeformasjonene. Spennkraften P_u blir da regnet med litt for lav verdi, men det kompenseres noe ved at lasten g_4 regnes sammen med øvrig egenlast og mister bidraget fra den momentane deformasjon, se formlene nedenfor. Videre kan vanligvis virkningen av spennkraft i ok bjelke, P_{02} , neglisjeres. Også dette motvirker at P_u er regnet for lav. Virkningen av svinn sløyfes, jfr. pkt. C8.

For tilstand A fås:

$$\theta_A = \frac{(g_1 + g_2) \Delta\phi_A + g_4 (1 + \Delta\phi_A)}{24 E_C I_2} l^3 - \frac{(P_{u2} \cdot e_{u2} - P_{02} \cdot e_{02}) \Delta\phi_A}{2 E_C I_2} l$$

$$\approx \left(\frac{g_1 + g_2 + g_4}{24} l^2 - \frac{P_{u2} \cdot e_{u2}}{2} \right) \frac{1}{E_C I_2} \cdot \Delta\phi_A$$

For tilstand B fås:

$$\theta_B = \frac{(g_1 + g_2) \Delta\phi_B + g_4 (1 + \Delta\phi_B)}{24 E_C I_2} l^3 - \frac{P_{u2} \cdot e_{u2} - P_{02} \cdot e_{02}}{2 E_C I_2} B l$$

$$\approx \left(\frac{g_1 + g_2 + g_4}{24} l^2 - \frac{P_{u2} \cdot e_{u2}}{2} \right) \frac{1}{E_C I_2} \cdot \Delta\phi_B$$

Kryptallene kan bestemmes som vist i pkt. C.5. For tilstand A: $\Delta\phi_A = \phi_{2,3} = 0,39$.

For tilstand B tas det hensyn til at g_1 , g_2 og P_{u2} er dominerende i forhold til g_4 , og for disse er krypningsandelen 0,4 (forsinket elastisk deformasjon) halvveis avsluttet. Dette gir $\Delta\phi_B = \phi_2 \approx -0,4/2 = 1,72 - 0,2 = 1,52$.

Disse verdier kan anses typiske for broer hvor broplaten støpes ca. 1 måned etter støping av bjelkene, og hvor g_4 (asfaltbelegg etc) kommer på etter ytterligere ca. 1 måned. Det vil normalt være på den sikre siden å regne $\Delta\phi_A$ for lav. For vanlige tilfeller foreslås

$$\Delta\phi_A = 0,3 \quad , \quad \Delta\phi_B = 1,5$$

For det gjennomregnede eksemplet vil dette gi følgende resultat:

$$E_C = 5000 \sqrt{35} = 29580 \text{ MPa} = 29,58 \cdot 10^6 \text{ kPa}$$

$$E_C I_2 = 29,58 \cdot 10^6 \cdot 0,0618 = 1828 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2$$

$$g_1 + g_2 + g_4 = 4,38 + 6,44 + 1,52 = 12,34 \text{ kN/m}$$

$$P_{u2} = A_{su} \cdot \sigma_{su2} = 16 \cdot 93,7 \cdot 1005 \cdot 10^{-3} = 1507 \text{ kN}$$

$$e_{u2} = y_{u2} - y_{us} = 0,809 - 0,095 = 0,714 \text{ m}$$

$$\theta_A = \left(\frac{12,34 \cdot 20^2}{24} - \frac{1507 \cdot 0,714}{2} \right) \frac{20 \cdot 0,3}{1828 \cdot 10^3}$$

$$= (0,68 - 1,77) \cdot 10^{-3} = -1,09 \cdot 10^{-3}$$

$$\theta_B = \theta_A \cdot \frac{1,5}{0,3} = (3,40 - 8,85) \cdot 10^{-3} = -5,45 \cdot 10^{-3}$$

Den detaljerte beregning i eksemplet ga, jfr. pkt. C.11

$$\theta_A = (0,22 + 0,63 - 1,86) \cdot 10^{-3} = (0,85 - 1,86) \cdot 10^{-3} = -1,01 \cdot 10^{-3}$$

$$\theta_B = (0,31 + 2,71 - 8,25) \cdot 10^{-3} = (3,02 - 8,25) \cdot 10^{-3} = -5,23 \cdot 10^{-3}$$

Avvikene er $0,08^\circ/\text{oo}$ og $0,22^\circ/\text{oo}$ som er uvesentlig i forhold til de totale beregnede rotasjoner, henholdsvis $1,17^\circ/\text{oo}$ og $3,02^\circ/\text{oo}$.

Med de usikkerheter og forenklinger som ligger til grunn for dimensjonering av broplaten med hensyn til riss, er derfor normalt denne forenklete beregning av rotasjonen tilstrekkelig. Rotasjon pga. korttidslast (trafikklast) beregnes enkelt som vist i pkt. C.9.

Beregningene i dette avsnitt erstatter pkt. C5 til C9 i eksemplet idet tverrsnittsverdiene i pkt. C7 vil være kjente fra den vanlige dimensjonering. Hvis tidsforløp eller herdningsbetingelser for byggeperioden avviker vesentlig fra det her forutsatte, bør man vurdere kryptallene som vist i pkt. C5.

NB norsk
betongforening er en forening tilknyttet  **Tekna**

Postboks 2312 Solli, 0201 Oslo • Telefon: 22 94 75 00