

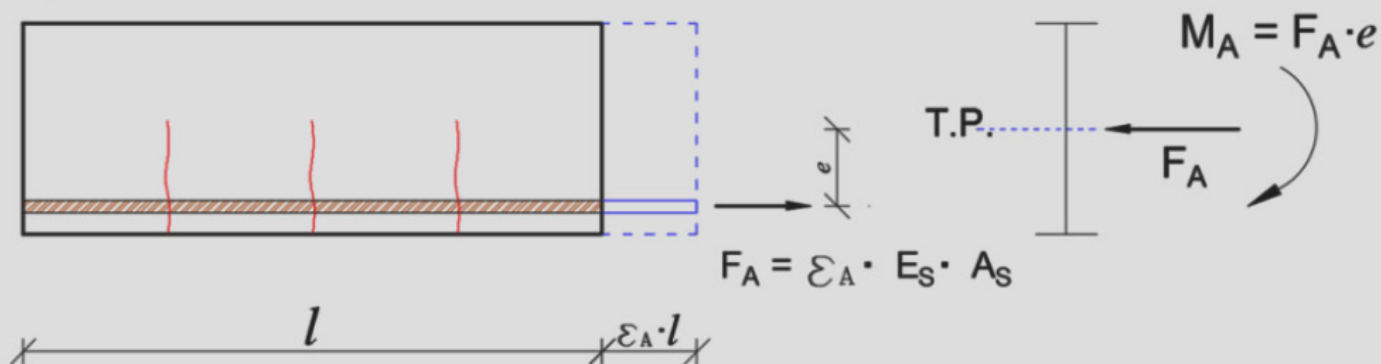
Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse

Etatsprogrammet Varige konstruksjoner 2012-2015

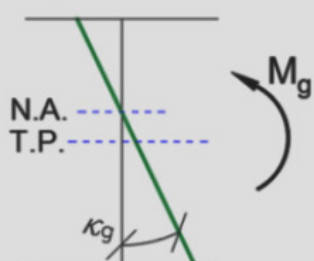
STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 601

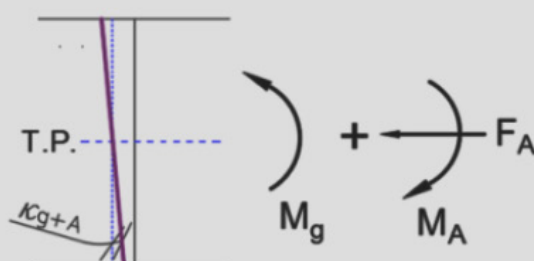
a)



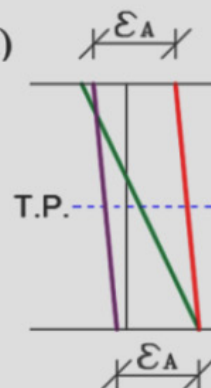
b)



c)



d)



Tittel

Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse

Undertittel

Etatsprogrammet Varige konstruksjoner 2012-2015

Forfatter

Hans Stemland, SINTEF, Eva Rodum og Håvard Johansen, Statens vegvesen

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

Seksjon

Tunnel og betong

Prosjektnummer

603244

Rapportnummer

Nr. 601

Prosjektleder

Synnøve A. Myren / Bård Pedersen

Godkjent av

Øyvind Bjøntegaard

Emneord

Varige konstruksjoner, tilstandsutvikling bruer, betong, alkalireaksjoner, lastvirkning, slakkarmert overbygning, konstruktiv analyse

Sammendrag

Det er utført et arbeid med tanke på å forstå hvordan ekspansjon av betongen ved alkalireaksjoner påvirker lastsituasjonen i en bruoverbygning. Det er gitt en generell beskrivelse av indre og ytre lastvirkninger som ekspansjonen kan gi og det er skissert modeller og prosedyrer for å kunne beregne disse lastvirkningene for slakkarmerte bjelke- og platekonstruksjoner. Det er vist eksempler på bruk av regnemodellene med utgangspunkt i situasjonen for Elgeseter bru. Det er pekt på behovet for videre FoU-arbeid for å forstå konsekvensene av nedbrytningen og utvikle prosedyrer for kapasitetskontroll av alkalireaksjonsskadede betongkonstruksjoner.

Title

ASR – Guidance for structural analysis

Subtitle

Durable structures 2012-2015

Author

Hans Stemland, SINTEF, Eva Rodum and Håvard Johansen, Statens vegvesen

Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

Section

Tunnel and concrete

Project number

603244

Report number

No. 601

Project manager

Synnøve A. Myren / Bård Pedersen

Approved by

Øyvind Bjøntegaard

Key words

Durable structures, existing bridges, concrete, ASR, load effect, reinforced superstructure, structural analysis

Summary

Work is performed in order to understand how concrete expansion due to ASR influences the loading of a bridge. Both internal and external load effects are described in general and models and procedures to calculate these load effects for reinforced superstructures are proposed. The models are exemplified by calculations based on input data from Elgeseter bridge. Further R&D work on structural consequences and procedures for capacity control of ASR-affected structures are recommended.

Forord

Denne rapporten inngår i en serie rapporter fra **etatsprogrammet Varige konstruksjoner**. Programmet hører til under Trafikksikkerhet-, miljø- og teknologiavdelingen i Statens vegvesen, Vegdirektoratet, og foregår i perioden 2012-2015. Hensikten med programmet er å legge til rette for at riktige materialer og produkter brukes på riktig måte i Statens vegvesen sine konstruksjoner, med hovedvekt på bruer og tunneler.

Formålet med programmet er å bidra til mer forutsigbarhet i drift- og vedlikeholdsfasen for konstruksjonene. Dette vil igjen føre til lavere kostnader. Programmet vil også bidra til å øke bevisstheten og kunnskapen om materialer og løsninger, både i Statens vegvesen og i bransjen for øvrig.

For å realisere dette formålet skal programmet bidra til at aktuelle håndbøker i Statens vegvesen oppdateres med tanke på riktig bruk av materialer, sørge for økt kunnskap om miljøpåkjenninger og nedbrytningsmekanismer for bruer og tunneler, og gi konkrete forslag til valg av materialer og løsninger for bruer og tunneler.

Varige konstruksjoner består, i tillegg til et overordnet implementeringsprosjekt, av fire prosjekter:

- Prosjekt 1: Tilstandsutvikling bruer
- Prosjekt 2: Tilstandsutvikling tunneler
- Prosjekt 3: Fremtidens bruer
- Prosjekt 4: Fremtidens tunneler

Varige konstruksjoner ledes av Synnøve A. Myren. Mer informasjon om prosjektet finnes på vegvesen.no/varigekonstruksjoner

Denne rapporten tilhører **Prosjekt 1: Tilstandsutvikling bruer** som ledes av Bård Pedersen. Prosjektet vil generere informasjon om tilstanden for bruer av betong, stål og tre, og gi økt forståelse for de bakenforliggende nedbrytningsmekanismene. Dette vil gi grunnlag for bedre levetidsvurderinger og reparasjonsmetoder. Innenfor områdene hvor det er nødvendig vil det etableres forbedrede rutiner og verktøy for tilstandskontroll- og analyse. Prosjektet vil også frembringe kunnskap om konstruktive konsekvenser av skader, samt konstruktive effekter av forsterkningstiltak. Prosjektet vil gi viktig input i forhold til design av material- og konstruksjonsløsninger for nyere bruer, og vil således ha leveranser av stor betydning til Prosjekt 3: Fremtidige bruer.

Rapporten er utarbeidet av *Hans Stemland, SINTEF Byggforsk, Eva Rodum og Håvard Johansen, Statens vegvesen.*

INNHOOLDSLISTE:

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INNLEDNING | 2 |
| 2 | MÅL | 2 |
| 3 | ALKALIREAGERENDE BETONG – GENERELLE BETRAKTNINGER | 3 |
| 3.1 | EKSPANSJON OG RISSDANNELSE..... | 3 |
| 3.2 | MEKANISKE EGENSKAPER | 3 |
| 4 | LASTVIRKNING FRA ALKALIREAKSJONER | 4 |
| 4.1 | INNLEDNING | 4 |
| 4.2 | GENERELLE BETRAKTNINGER..... | 4 |
| 4.3 | REGNEMODELLER FOR SLAKKARMERTE BJELKER ELLER PLATER | 8 |
| 4.3.1 | <i>Innledning</i> | 8 |
| 4.3.2 | <i>Modell 1 - jevn eller lineær ekspansjon over tverrsnittet</i> | 8 |
| 4.3.3 | <i>Modell 2 - ulik ekspansjon over tverrsnittets høyde</i> | 9 |
| 4.3.4 | <i>Modell 3 - ulik ekspansjon i tverrsnittets bredderetning</i> | 11 |
| 4.4 | BRUK AV MODELLENE – MED ELGESETER BRU SOM EKSEMPEL | 12 |
| 4.4.1 | <i>Generelt om Elgeseter bru</i> | 12 |
| 4.4.2 | <i>Beregning etter Modell 1 og 2</i> | 13 |
| 4.4.3 | <i>Beregning etter Modell 3</i> | 22 |
| 4.5 | OPPSUMMERING AV BEREGNINGSPROSEDYRENE | 26 |
| 5 | TILSTANDSUNDERSØKELSE – INPUT TIL BEREGNINGENE | 28 |
| 6 | VIDERE ARBEID | 29 |
| 7 | REFERANSER | 29 |

1 Innledning

Statens Vegvesen har et større antall bruer som er utsatt for alkalireaksjoner i betongen. Alkalireaksjoner er en nedbrytningsmekanisme som skyldes kjemiske reaksjoner mellom alkalireaktive bergarter i tilslaget og alkalier i sementpastaen. Reaksjonsproduktet er en alkaligel som sveller under vannabsorpsjon. Dette fører til ekspansjon av betongen og etter hvert opprissing og eventuell videre nedbrytning i kombinasjon med andre følgeskader.

Tilstandskartlegging og konstruktive vurderinger av alkalireaksjoner i betongbruene har så langt stort sett vært knyttet til underbygningen. Flere betongbruer har til dels grove vertikale riss i søylene som har vært vurdert både i forhold til kapasitet og bestandighet (følgeskader som armeringskorrosjon og frost). Alkalireaksjoner i overbygningen, f.eks. ekspansjon og forlengelse av bruflata, vil imidlertid også kunne gi momenter i søylene som de i utgangspunktet ikke er dimensjonert for.

I Varige konstruksjoner var det et mål å gjennomføre tilstandskartlegging av overbygningen i bruer med alkalireaksjoner. Erfaringer fra Danmark har vist at det kan oppstå betydelige delamineringer i bruflater, uten at det registreres nevneverdig opprissing i betongoverflata. I Norge har man i ulike konstruksjoner observert grove riss i bjelker tilknyttet betongplater med alkalireaksjoner. I Elgeseter bru er det observert slike grove riss (rissvidde 2-6 mm) i enkelte bjelker som er antatt å skyldes alkalireaksjoner, men som en ikke helt har klart å forklare. Senere undersøkelser har vist at det også her er delamineringer i bruflata.

Fram til nå er det blitt gjort forholdsvis lite forskning innenfor området bæremessige konsekvenser av alkalireaksjoner. Det finnes likevel en del modeller for beregning av effekten av svinn i betong som også kan overføres til effekten av alkalireaksjoner. Ekspansjonen fra alkalireaksjoner er imidlertid som oftest mye større enn volumreduksjonen fra svinn når det gir skader på en konstruksjon. I tillegg påvirker også alkalireaksjoner styrke- og stivhetsegenskapene til betongen.

For å få en bedre forståelse av hva som skjer med overbygningen når den utsettes for alkalireaksjoner, både i forhold til lastvirkning og deformasjoner, er det gjennomført studier av Elgeseter bru. Studiene har inkludert feltundersøkelser, undersøkelser av utborede kjerner fra brudekket og konstruktive vurderinger. I vurderingsgrunnlaget er det også inntatt resultater fra tidligere utførte spesialinspeksjoner av brua /1, 2/.

Denne rapporten foreslår regnemodeller som kan benyttes ved vurdering av lastvirkningen fra alkalireaksjoner i en slakkarmert bruoverbygning (bjelke-/platebru). Innholdet er begrenset til effekten av ekspansjon i bruas lengderetning.

Alkalireaksjoner vil virke ulikt på ulike bruer, blant annet avhengig av bruas bæresystem, om brua er slakkarmert eller spennarmert, brutverrsnittet og hvilke deler av tverrsnittet som har fått alkalireaksjoner. Rapportens innhold er nært knyttet til Elgeseter bru, men beregningsprinsippene kan også benyttes på andre konstruksjonstyper.

2 Mål

Målet med aktiviteten har vært å utarbeide en veiledning for konstruktiv analyse av slakkarmerte bruoverbygninger med alkalireaksjoner.

Arbeidet er basert på vurderinger av skadesituasjonen i Elgeseter bru i Trondheim.

3 Alkalireagerende betong – generelle betraktninger

3.1 Ekspansjon og rissdannelse

En vanlig oppfatning har vært at det er en forholdsvis liten ekspansjon fra alkalireaksjoner i norske betonger, dette siden bergartene er såkalt langsomt-reagerende og fordi temperaturen er forholdsvis lav over året. Nå har imidlertid flere betongbruer med alkalireaksjoner nådd en alder (>50 år) som medfører en langt fremskreden skadeutvikling, synlig i form av omfattende opprissing. Senere års rissmålinger har vist at ekspansjoner i søylene lett kan nå 2-3 ‰ (sum rissvidder = 2-3 mm/m) i ringretningen i løpet av ca 50 år. Målinger på Elgeseter bru tyder videre på at hele overbygningen har ekspandert ca 150-200 mm over en lengde på 200 m, i løpet av 50 år (0,75-1,0 ‰). Det tyder på at ekspansjonen i betongen lokalt, f.eks. i bruplata, kan være i området 1-2 ‰. Overflateparallele riss i kjerner boret ut fra bruplata viser i tillegg at det har skjedd en ekspansjon også i vertikal retning.

Reaksjonsomfanget og størrelsen på ekspansjonene er sterkt avhengig av tre forhold:

- Tilslagets reaktivitet
- Betongens alkaliinnhold
- Betongens fuktinnhold

Lokale variasjoner både i materialsammensetning og fuktpåkjenning har vist seg å gi store utslag i ekspansjonsomfanget på en brukonstruksjon. Ekspansjonen vil være ganske ujevnt fordelt, både over en og samme konstruksjonsdel (f.eks. vest- og østsiden av en pilar, pga. ulik fuktpåkjenning) og mellom ulike konstruksjonsdeler (f.eks. ytre og indre bjelker i en bruoverbygning, pga. ulik fuktpåkjenning eller ulikt betongtilslag). Ekspansjonen vil også variere over tverrsnittet, og det en måler på overflaten av en konstruksjon er et uttrykk for gjennomsnittet.

I Norge er det ikke sett tilfeller hvor alkalireaksjonene «brenner ut» eller stopper opp. For en fri konstruksjon er ekspansjonen forventet å fortsette i ubegrenset tid. For helt eller delvis fastholdte konstruksjoner er det imidlertid forventet at ekspansjonen stopper i en retning når trykkspenningen i den retningen kommer opp i 3-5 MPa /3/.

3.2 Mekaniske egenskaper

Alkalireaksjonens natur (som medfører geldannelse og opprissing) tilsier at det først og fremst er strekkfastheten til betongen som reduseres. Hvor stor reduksjonen blir, er avhengig av ekspansjonen og risstilstanden. Ved ekspansjoner over f.eks. 1,0 ‰, kan opprissing føre til at strekkfastheten er tilnærmet lik null lokalt i noen retninger.

Ved vanlig dimensjonering av betongkonstruksjoner legges det inn armering for å ta alle strekkrefter. Det er imidlertid en del områder hvor en indirekte er avhengig av noe strekkfasthet i betongen for at en skal kunne regne med noe kapasitet. Dette gjelder for skjær- og heftfastheten og kanskje da spesielt for heftfastheten hvor det er vanskelig å armere seg opp til tilstrekkelig kapasitet hvis ikke betongen i seg selv har strekkfasthet. En er spesielt avhengig av heftfasthet i forankringsområdene (ved enden av stangen, ved opplegg og i områder hvor stangen skjøtes med omfar til en annen stang). Alkalireaksjoner og opprissing i disse områdene vil dermed kunne få konsekvenser for konstruksjonens bæreevne.

E-modulen antas å være avhengig av hvordan betongen har ekspandert i forhold til belastningsretningen. Hvis den har ekspandert fritt, vil E-modulen være ganske lav inntil ekspansjonen eller gelen i porene er trykt sammen. For betong som står under et visst trykk (> 3,0 MPa) er det imidlertid ikke forventet at det blir noen særlig reduksjon av E-modulen i trykkretningen.

Trykkfastheten til betongen reduseres også noe med ekspansjonen, men normalt først ved ganske stor ekspansjon (2-3 ‰) eller delaminering. Igjen vil belastningsretningen i forhold til dominerende rissretning være av betydning.

4 Lastvirkning fra alkalireaksjoner

4.1 Innledning

Ekspansjon av betongen som følge av alkalireaksjoner er en langtidseffekt, som i armert betong vil gi tilleggskrefter som virker på konstruksjonen sammen med egenvekt og nyttelast. Tilleggskreftene kan i gitte situasjoner bli betydelige, og det er behov for modeller for å kunne beregne disse kreftene ved kapasitetskontroller av slike konstruksjoner.

I det etterfølgende er det gitt:

- En generell beskrivelse av indre og ytre lastvirkninger fra ekspansjonen
- Forslag til regnemodeller som kan benyttes ved ulike ekspansjonsforløp i slakkarmerte bjelker og plater – to modeller som kan benyttes i forhold til vertikal lastvirkning og én i forhold til horisontal lastvirkning. De to første kan imidlertid også benyttes som generelle modeller i horisontal retning.
- Eksempler på bruk av regnemodellene, med utgangspunkt i Elgeseter bru

Til slutt er det gitt en oppsummering av hvordan beregningene kan gjennomføres ved vurderingen av en gitt konstruksjon.

4.2 Generelle betraktninger

Lastvirkningen fra alkalireaksjoner bestemmes først og fremst av bæresystemet, størrelsen og fordelingen av ekspansjonen og hvordan tverrsnittet er armert. I det etterfølgende er det først beskrevet hvordan ekspansjon av et prisme og en bjelke som ikke er fastholdt gir en indre lastvirkning på tverrsnittet. Deretter er det forklart hvordan ekspansjonen også kan gi en ytre lastvirkning på en bjelke dersom den er fastholdt for aksialkraft og/eller moment.

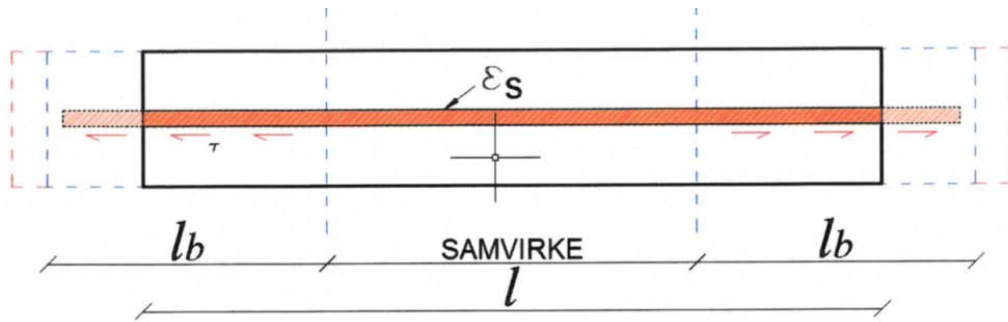
Indre lastvirkning:

Ved alkalireaksjoner i en armert betongkonstruksjon er det bare betongen som ekspanderer. Armeringen vil imidlertid følge med betongen og få spenninger som gir aksialkraft- og momentvirkning på tverrsnittet. Dette er et indre kraftsystem hvor økningen av kraften i armeringen holdes i likevekt av det armerte betongtverrsnittet. Det blir derfor endringer i spenningene i både betong og armering på grunn av ekspansjonen.

Det bygger seg bare opp indre spenninger fra alkalireaksjonen så lenge materialoppførselen er lineært elastisk. I de fleste tilfeller er derfor spenningene fra alkalireaksjoner av relativt liten betydning for kapasiteten til tverrsnittet. På denne måten er derfor lastvirkningen fra ekspansjonen å betrakte som en indre forspenning av tverrsnittet.

Tverrsnittets respons på ekspansjonen er imidlertid avhengig av tøyningstilstanden til tverrsnittet (dvs hvilket Stadium det er i). Dette vil variere med ytre last og graden av ekspansjon. En bærende konstruksjon vil for en stor del være i Stadium II under ekspansjonen på grunn av samtidig opptredende egenvekt og varierende nyttelast.

For å ta dette litt mer systematisk, så kan vi se på et prisme som vi tenker oss ekspanderer, se Figur 1.



Figur 1 Ekspansjon av et sentrisk armert prisme

Hadde prismet vært uarmert, kan vi tenke oss at det ville ekspandert til de røde stiplede linjene i hver ende, uten at dette ville gitt noen indre spenninger i tverrsnittet.

Et armert prisme vil ekspandere noe mindre, f.eks. til de blå stiplede linjene. Dette fordi armeringen strekkes når betongen ekspanderer og det settes opp en motkraft som gir trykk i betongen og reduserer forlengelsen.

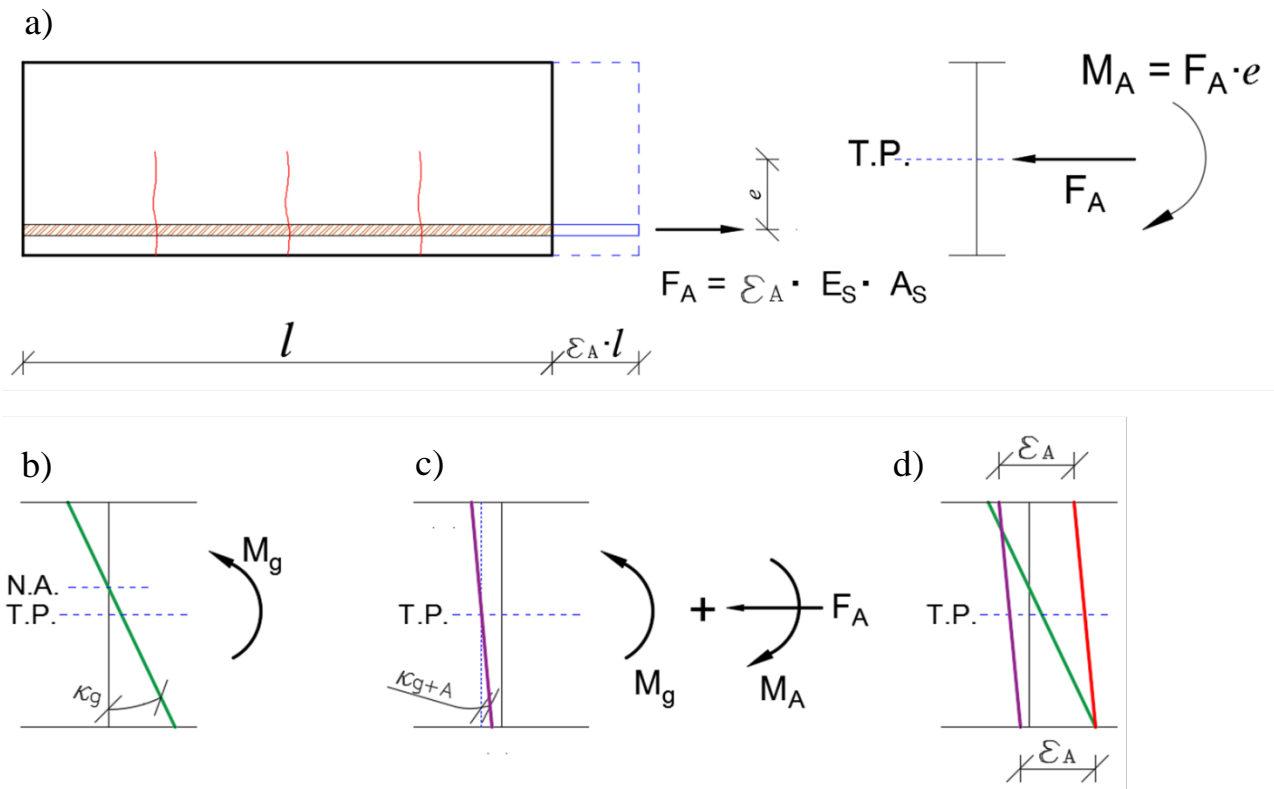
Ytterst i endene blir imidlertid prismet bare delvis trykt sammen fordi spenningen i armeringen må bygge seg opp vha heftspenninger over en forankringslengde fra endeflatene. Innenfor disse innføringsområdene, er det ikke heftspenninger mellom armeringen og betongen. I et slikt virkelig tilfelle med en armering som avsluttes ved endeflaten, vil også armeringen trekke seg litt inn i betongen ved endeflatene. En vil også ha tilsvarende forstyrrelser ved riss. Det blir imidlertid sett bort fra slike forstyrrelser i denne beskrivelsen. Ekspansjonen av betongen vil også gi økt tøyning i armeringen mellom riss ("tension softening"), som det ikke er tatt hensyn til her.

For å bestemme spenningen i betongen fra ekspansjonen, kan en først tenke seg at betongen ekspanderer fritt og at armeringen så trekkes ut til den samme ekspansjonen og at den kraften en da har i armeringen settes på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn (som trykk). Dette er en tilsvarende betraktningssmåte som den som ofte benyttes i svinnberegninger, men med den forskjell at ekspansjonen fra alkalireaksjoner gir strekk i armeringen, mot trykk for svinn. Dessuten vil ekspansjonen fra alkalireaksjoner kunne være mye større enn volumreduksjonen ved svinn.

En får da en situasjon som vist på Figur 2a. Kraften i armeringen gir både en aksialkraft, F_A , og et moment på tverrsnittet, M_A . Det vanlige da, er å relatere denne lastvirkningen til tverrsnittets tyngdepunkt (T.P.) i Stadium I.

Den indre lastvirkningen fra ekspansjonen (fra armeringen) kombineres så med det ytre momentet (fra egenvekt), M_g (Figur 2b), og det bestemmes en indre ("fiktiv") spennings- og tøyningstilstand for resulterende lastvirkning (Figur 2c).

Resulterende tøyningstilstand for tverrsnittet (Figur 2d) bestemmes så ved at den frie ekspansjonen av betongen (ϵ_A i Figur 2a) legges til den "fiktive" tøyningstilstanden.



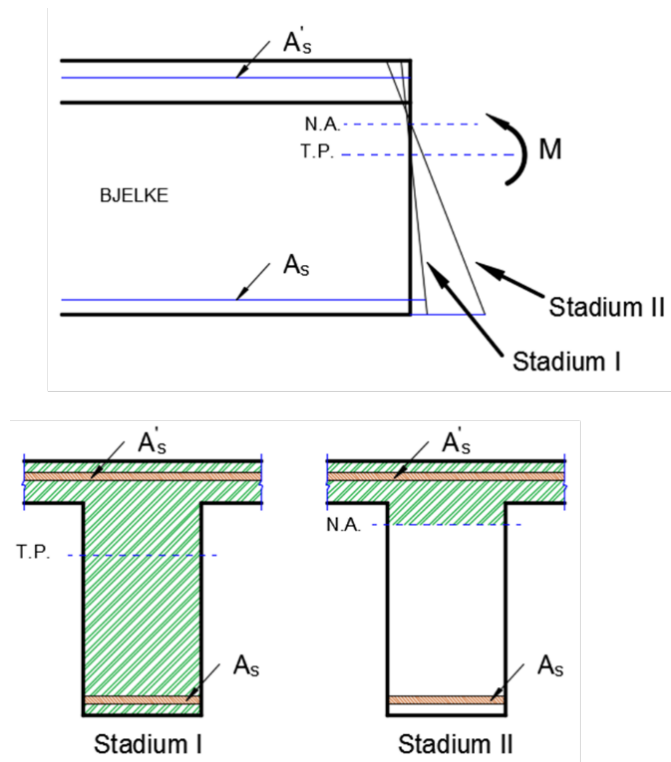
Figur 2 Lastvirkning og tøyningstilstander i en ensidig armert bjelke, fra alkalireaksjoner og egenvekt
a) Tøyningstilstand og lastvirkning fra alkalireaksjoner b) Tøyningstilstand fra egenvekt c)
«Fiktiv» tøyningstilstand fra egenvekt og alkalireaksjoner d) Resulterende tøyningstilstand fra
egenvekt og alkalireaksjoner (a+c)

Den frie ekspansjonen kan enten være konstant (som vist i Figur 2) eller lineær over tverrsnittet ved en slik betraktning. Den "fiktive" tøyningstilstanden er da et uttrykk for den spenningsgivende tøyningen i betongen fra alkalireaksjoner (Modell 1 i avsnitt 4.2).

Denne betraktningssmåten kan benyttes for tverrsnitt med både strekk- og trykkarmering. Tverrsnitt som har mest armering på strekksiden vil da få et negativt moment fra alkalireaksjonene (M_A) og en tendens til å krumme oppover hvis M_A er større enn egenvektsmomentet M_g .

De indre spenningsene fra ekspansjonen vil være avhengig av hvilken tilstand tverrsnittet er i. Hvis egenvekten virker på en kontinuerlig bjelke, er det mest realistisk å anta at tverrsnittet er i Stadium II (oppriisset) midt i feltene og over støttene, og i Stadium I (uoppriisset) over et område til hver side for 0-moment punktene. Se eksempel i Figur 3.

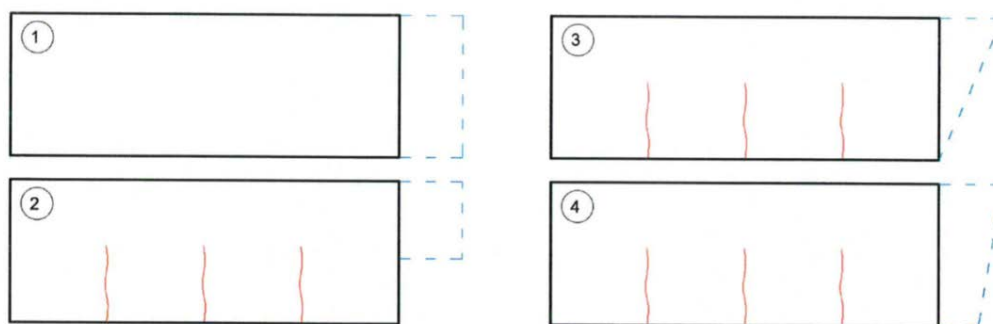
Hvis tverrsnittet er i Stadium II, vil en numerisk løsning av tøyningstilstanden for en kombinert virkning av aksialkraft og moment gi en 3. grads ligning. I stedet for å løse denne ligningen numerisk, kan den løses grafisk ved å plote trykkspenningen ved randen (σ_c) mot trykksonehøyden (αd) for aksialkraft- og momentlikevekt. Løsningen blir da skjæringspunktet mellom de to kurvene /4/.



Figur 3 Eksempel på tøyningstilstand for et tverrsnitt, hhv i Stadium I og Stadium II

Ytre lastvirkning:

Det som er diskutert så langt er indre lastvirkninger fra alkalireaksjoner, men ekspansjonen vil også kunne gi ytre lastvirkninger hvis konstruksjonen er fastholdt for aksialkraft og/eller moment. Hvis konstruksjonen er fastholdt, vil en jevn ekspansjon av en urisset betong (Stadium I) gi et konstant trykk over hele tverrsnittet (Figur 4-1). I et tilsvarende tilfelle for en bjelke som er risset (Stadium II), vil det meste av kraften bli ført inn gjennom trykksonen ved oppleggene. Kraften fra første del av ekspansjonen, kan da tenkes å bli tatt opp som vist i Figur 4-2. Den videre utviklingen er avhengig av størrelsen på ekspansjonen i forhold til lastvirkningen fra egenvekten. Hvis ekspansjonen er stor nok, kan det etter hvert oppstå fordelinger av spenningen som vist i Figur 4-3 og 4-4, som gradvis vil føre bjelken tilbake i Stadium I.



Figur 4 Forskjellige modeller for kraftoppbygging i en fastholdt bjelke avhengig av risstilstand og grad av ekspansjon

I eksemplene ovenfor er det brukt enkle prismer/ettspenns bjelker, hvor ekspansjonen er jevn over hele tverrsnittet. Ved betraktning av situasjonen i en bruoverbygning må man ta hensyn til at bjelkene er kontinuerlige over flere spenn og at ekspansjonen kan være ulik over tverrsnittet. For en T-bjelke kan

det f. eks. være naturlig å anta at ekspansjonen er større i flensen (bruplata) enn i steget, pga. ulik fuktbelastning.

En kontinuerlig bjelke-/platebru er ofte bortimot fri til å forskyve seg i lengderetningen (pga liten motstand fra søylene og mulighet for bevegelse i fugene). Aksialkraften fra ekspansjonen blir da, som oftest, så liten at en kan se bort fra den. Endring i krumning, enten pga. armeringskreftene fra ekspansjonen eller ulik ekspansjon over tverrsnittet, vil forsøke å gi en vinkeldreining av endeflatene og dermed gi innspenningsmomenter ved søylene i et kontinuerlig system.

En situasjon med ekspansjon bare i den øverste delen av tverrsnittet, f.eks. plata i en T-bjelke, vil gi krumning oppover. En fritt opplagt bjelke vil i et slikt tilfelle løfte seg på midten, se Figur 5. I en kontinuerlig bjelke, med noenlunde lik ekspansjon i alle spennene, vil innspenningsmoment bli tilnærmet konstant når en kommer et par felt inn fra hver ende av brua. Det mest vanlige i bruer er at ekspansjonen gir et positivt tilleggsmoment som vil øke feltmomentet og redusere støttemomentet fra den ytre lasten.

4.3 Regnemodeller for slakkarmerte bjelker eller plater

4.3.1 Innledning

I det etterfølgende er vist forslag til tre regnemodeller som kan benyttes ved ulike ekspansjonsforløp i en overbygning:

- Modell 1: Bjelke eller plate med jevn (konstant) eller lineær ekspansjon over tverrsnittet
- Modell 2: Bjelke eller plate med større ekspansjon i øvre eller nedre del av tverrsnittet (f.eks. T-bjelke med større ekspansjon i plata enn i steget)
- Modell 3: Plate eller T-bjelker med ulik ekspansjon i tverrsnittets bredderetning (f.eks. den ene T-bjelken har større ekspansjon enn den andre). Modell 3 er i prinsippet bruk av Modell 1 eller 2 i planet.

I avsnitt 4.3 er modellene benyttet i beregningseksempler med utgangspunkt i overbygningen på Elgeseter bru.

Ved bruk av regnemodellene må det benyttes en langtids E-modul for betongen. Det mest realistiske er antakelig å velge et kryptall på minst 2.0.

4.3.2 Modell 1 - jevn eller lineær ekspansjon over tverrsnittet

Hvis betongen har en jevn ekspansjon over tverrsnittet, kan en tenke seg at armeringen først ligger løs og lar betongen ekspandere fritt. Armeringen trekkes så ut til den samme forlengelsen og kraften i armeringen settes så på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn. Tøynings- og spenningstilstanden til tverrsnittet bestemmes så for denne lastvirkningen sammen med annen lastvirkning på tverrsnittet, som vist i Figur 2.

Det er i denne modellen forutsatt fullt samvirke mellom betong og armering langs hele stangen. Betydningen av innføringsområdene i hver ende og ved riss kan eventuelt vurderes separat, men denne effekten er relativt liten i forhold til andre usikkerheter.

En slakkarmert bjelke eller plate som er i Stadium II vil ha riss i strekksonen. Alkalireaksjoner kan imidlertid, hvis ekspansjonen er stor nok, føre hele tverrsnittet over i trykk, og det vil da kunne respondere på lasten (ytre last + tilleggskrefter i armeringen fra alkalireaksjoner) i Stadium I. Tverrsnittet blir da stivere både for aksialkraft og moment. Det er imidlertid et litt åpent spørsmål om et tverrsnitt som i utgangspunktet er i Stadium II fra egenvekten, og som hele tiden utsettes for en variabel nyttelast, vil komme over i en Stadium I situasjon. Hvis man antar at tverrsnittet er i Stadium I, mens

det faktisk er i Stadium II, vil en normalt underestimere de spenningsgivende tøyningene i betongen og overestimere de resulterende tøyningene for tverrsnittet. I fortsettelsen er det derfor foreslått å gjøre analysene både i Stadium I og Stadium II. For å kunne vurdere hvilket Stadium som er mest realistisk, bør det innledningsvis vurderes om tverrsnittet kan komme over i Stadium I for den aktuelle lastkombinasjonen.

For beregninger i Stadium II er det antatt et virksomt tverrsnitt som tilsvarer det for rent moment i Stadium II. Dvs. at det har en trykksone over nøytralaksen og en aktiv trykk- og strekkarmering, mens en ser bort fra betongen på strekksiden. Tverrsnittet antas videre å oppføre seg lineært elastisk både på strekk- og trykksiden (for positivt og negativt moment). Disse antagelsene forenkler beregningene og gjør det mulig å superponere indre og ytre lastvirkninger.

Denne tverrsnittsantakelsen er riktig for gjeldende lastvirkning (kombinasjon av egenlast og alkalireaksjoner) hvis det hadde vært et spor i risset helt opp til nøytralaksen for tverrsnittet. Siden det i virkeligheten bare er et riss, som vil kunne lukke seg helt eller delvis, blir det en feil ved denne antakelsen som det er litt vanskelig å vurdere effekten av. Denne feilen kommer blant annet til uttrykk i beregningene ved at det blir et sprang i spenningene i betongen ved nøytralaksen som i virkeligheten ikke er der (i hvert fall ikke i så stor grad). Et forhold som vil kunne oppveie denne feilen er effekten av nyttelasten, som vil bidra til å bringe tverrsnittet nærmere den antatte tilstanden igjen.

Sannsynligvis er feilen ved å regne med et forenklet tverrsnitt i Stadium II likevel ganske liten så lenge det er riss på strekksiden fra kombinasjonen av egenvekt og ekspansjon (tverrsnittet er et sted mellom Stadium I eller II). Selv om tverrsnittet kommer over i Stadium I for dette lasttilfellet, vil det antakelig likevel være mest riktig å benytte en mellomting av Stadium I og II i beregningene som mest representativt for den virkelige oppførselen på grunn av effekten av nyttelasten.

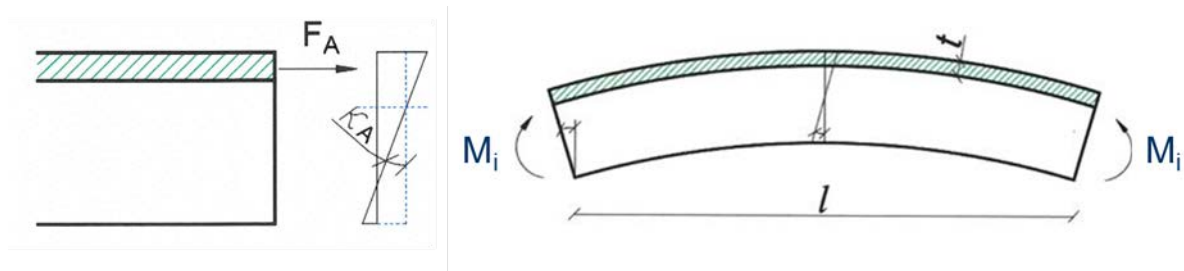
For å vurdere hvilke beregningsforutsetninger (Stadium I eller II) som bør benyttes, er det også et spørsmål om hva beregningene skal benyttes til. De gjøres først og fremst for å finne endelig (resulterende) tøyningstilstand for tverrsnittet, som igjen bestemmer endringen av spenningen i armeringen. Virkningen av en liten feil i spenningsfordelingen i trykksonen betyr ikke så mye så lenge tverrsnittet ikke kommer over i Stadium I. Det betyr for så vidt heller ikke da så mye, annet enn at en får en situasjon hvor tverrsnittet også vil kunne ta en viss nyttelast i Stadium I før det kommer over i Stadium II igjen. Virkningen av ekspansjonen på betongspenningene er derfor situasjonsrelatert og de forsvinner stort sett når kapasiteten til tverrsnittet er fullt utnyttet på moment. En står da bare igjen med en effekt av trykkarmeringen som gjør at spenningen i betongen i trykksonen blir noe høyere inntil en evt. når flytning i trykkarmeringen (forutsatt at strekkarmeringen flyter).

For de fleste tilfeller anses det derfor som tilstrekkelig å gjøre en vurdering av tøyningstilstanden i Stadium I og II. Avhengig av om en kommer over i Stadium I eller ikke, ligger da den virkelige oppførselen et sted mellom disse to antakelsene. Antagelsen om et konstant virksomt tverrsnitt (Stadium II) gir imidlertid mye enklere regning, og det er da også mulig å superponere indre og ytre lastvirkninger direkte. Det er derfor valgt å benytte denne forutsetningen som "hovedmodell" i vurderingen av de konstruktive virkningene av alkalireaksjoner som har gitt en konstant eller lineær ekspansjon over tverrsnitt.

I avsnitt 4.4 er det vist eksempler på hvordan antakelsene om tverrsnittsoppførsel i Stadium I og II slår ut på tøyningene.

4.3.3 Modell 2 - ulik ekspansjon over tverrsnittets høyde

For en T-bjelke kan det tenkes at en har en situasjon der plata ekspanderer mer enn resten av bjelken. For å bestemme lastvirkningen fra ekspansjonen kan en da betrakte dette ved at en først holder igjen ekspansjonen i plata slik at resten av tverrsnittet blir spenningsfritt og så setter på denne kraften i motsatt retning på det armerte tverrsnittet.



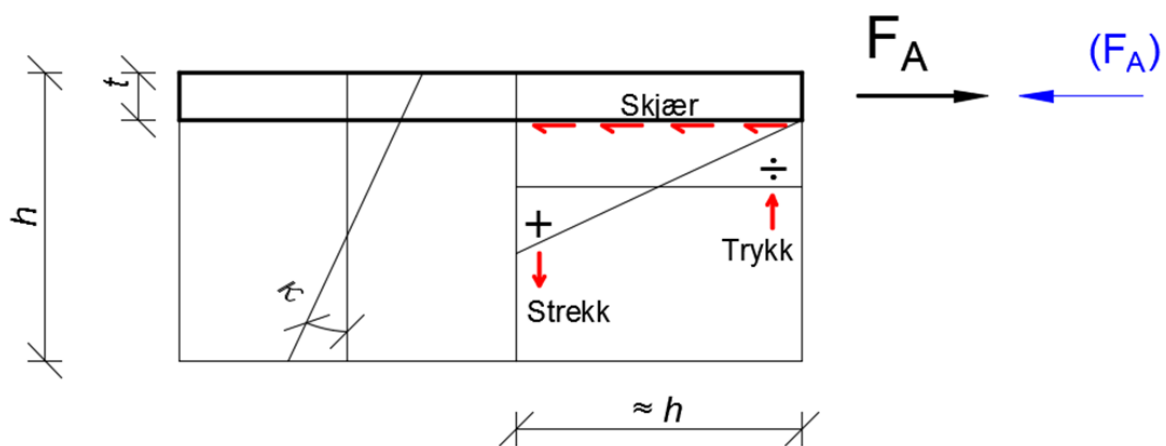
Figur 5 Kraftvirkning i T-bjelke med mer ekspansjon i plata, Modell 2

En slik kraftvirkning fra alkalireaksjoner vil krumme bjelken oppover. Det er spesielt for denne modellen at lastvirkningen fra alkalireaksjoner kan bli så stor at den gir strekk i hele tverrsnittet, også i kombinasjon med ytre krefter/momentet. Dette er imidlertid bare en fiktiv (beregningmessig) tilstand som bestemmes for å finne den endelige tøyningstilstanden til tverrsnittet. Trykksonen beveger seg i virkeligheten fra et trykk fra egenlasten til et noe større trykk på grunn av alkalireaksjonene. Det kan derfor tillates strekkspenninger utover betongens strekkfasthet i trykksonen i denne mellomregningen.

Tverrsnittet kan også i dette tilfellet være i Stadium II fra egenlast og nyttelast. Det er derfor nærliggende å benytte et virksomt tverrsnitt som tilsvarer det for rent moment i Stadium II (samme prinsipp som for Modell 1). Ettersom hele plata ekspanderer må vi regne med hele platas areal i stivhetsberegningene. Hvis nøytralaksen ligger under plata, gjør en da bare en liten feil ved bare å regne med bidrag fra plata og strekkarmeringen til stivheten. Hvis nøytralaksen derimot ligger i plata, må en likevel ta med hele plata i stivheten til tverrsnittet og regne med strekkspenninger i den delen av plata som er under nøytralaksen for at likevekten til slutt skal bli tilfredsstillende.

Også i dette tilfellet bør det gjøres en vurdering av om tverrsnittet kan ta de opptredende lastvirkningene i Stadium I.

En forskjell i ekspansjon over et T-tverrsnitt, kan innstille seg over en lengde som kan være opp mot høyden til bjelken, se Figur 6. Det kan derfor være ganske store lokale variasjoner av denne effekten langs brua.



Figur 6 Innføring av krefter fra ekstra ekspansjon i en del av tverrsnittet (plata), Modell 2

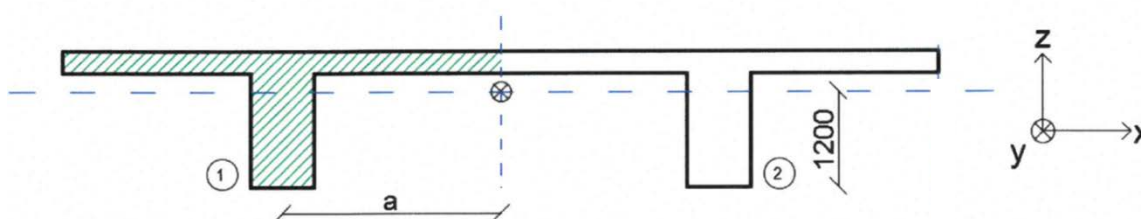
Modell 2 egner seg best for T-bjelker hvor plata er i trykk, da det vil være stor usikkerhet rundt hvilken kraft som etableres i fastholdt tilstand i en risset plate. Over en støtte vil det derfor være sikrere å benytte Modell 1 med en lineær variasjon av ekspansjonen enn en kombinasjon av Modell 1 og 2.

4.3.4 Modell 3 - ulik ekspansjon i tverrsnittets bredderetning

I tillegg til de to modellene som så langt er beskrevet, kan en også tenke seg en modell som beskriver effekten av ulik ekspansjon i tverrsnittets bredderetning. Dette er i prinsippet bare en anvendelse av enten Modell 1 eller Modell 2 i bredderetningen i stedet for i vertikalretningen.

Generelt ved en slik betraktning, må det først gjøres en vurdering av hvordan forskjellen i ekspansjon fordeler seg i bredderetningen. Hvis det bare er en del av tverrsnittet som har utvidet seg mer, f.eks. en kantdrager eller platen over en del av tverrsnittet, betraktes dette enklest vha Modell 2, der den delen som ekspanderer mest først holdes fast for så å sette på den tilhørende kraften med motsatt fortegn på hele det armerte tverrsnittet (som en strekk-kraft). Hvis forskjellen i ekspansjon derimot er ganske lineær over bredden, er det enklere og sikrere å benytte Modell 1.

Et eksempel på en slik situasjon (etter Modell 2) er illustrert på Figur 7, hvor den ene T-bjelken er tenkt å utvide seg mer enn den andre. Den bjelken som ekspanderer mest vil da bli holdt igjen av den som ekspanderer minst, og det blir da krefter mellom de to bjelkene i planet.



Figur 7 Modell 3 med mer ekspansjon i ytter-delen enn i inner-delen av bruplata (modell 2 i planet)

Det er antakelig best å basere en vurdering av forskjellen i ekspansjon på tøyningene i tyngdepunktet til hver del av tverrsnittet (som tilsvarende nøytralaksen for rent moment i Stadium I). Forskjellen kan bestemmes ut fra tøyningene fra vertikal lastvirkning av ekspansjonen etter Modell 1 og 2, hvor det kan gjøres en vurdering av gjennomsnittlig forskjell basert på noen utvalgte snitt (f.eks. midt i feltet, ved 0-moment punktet og ved støtten). Alternativt kan den bare antas ut fra visuelle observasjoner, prøveuttak og en samlet vurdering av konstruksjonen.

Det må også i dette tilfellet vurderes hvilket stadium tverrsnittet skal antas å være i. Det mest aktuelle er antakelig noe som er forholdsvis nært Stadium II. Betongen vil da bidra til stivheten på tvers der den er i trykk (fra samtidig vertikal lastvirkning), mens det bare er armeringen som bidrar der betongen er i strekk.

Nøytralaksens plassering i vertikal retning (i forhold til vertikal last) varierer med armeringsmengde og lastvirkning (positivt/negativt moment) i Stadium II. Antakelig er det likevel tilstrekkelig nøyaktig å velge plasseringen midt i feltene som et gjennomsnitt for hele brua.

Nøytralaksens plassering i horisontal retning (i plateplanet) bør også vurderes ut fra ekspansjonstilfellet og randbetingelsene. Tverrsnittet kan også i denne retningen komme over i Stadium II for moment, spesielt hvis det blir forhindret fra å krumme seg. Situasjonen blir imidlertid da ganske uoversiktlig (spesielt for T-tverrsnitt), så det anbefales at nøytralaksen i første omgang legges i midten. Det foreslås derfor at en tar utgangspunkt i Stadium II tilstanden midt i feltene når en skal bestemme bøy- og aksialstivhet for Modell 3. Det er også aktuelt å vurdere stivhetene over støttene, men i stedet for eventuelt å regne med feltvis forskjellig stivhet er det da bedre (eller antagelig godt nok) å regne med en litt justert (men konstant) stivhet over hele lengden. Rimeligheten av disse antakelsene kan til en viss grad vurderes ut fra beregnede spenninger og tøyninger i den delen av tverrsnittet som får strekk.

En betraktning etter Modell 3 vil også gi tilleggsmomenter vertikalt langs brua siden plasseringen av nøytralaksen varierer noe. Sett i forhold til andre usikkerheter, bør en likevel kunne se bort fra denne effekten.

Det er senere i regneeksempelet for Elgeseter bru (avsnitt 4.3.3) benyttet et spesialtilfelle av denne modellen hvor ytterbjelkene på hver side er tenkt å utvide seg mer enn innerbjelkene slik at forskjellen i ekspansjon bare kommer til uttrykk som en ren aksialdeformasjon av bjelkene. I dette tilfellet får den ene bjelken rent trykk (den som ekspanderer mest) og den andre rent strekk. Det blir da en vurderingssak om en skal regne med samme aksialstivhet over hele tverrsnittet eller om en skal benytte en litt høyere stivhet i trykk- enn i strekkdelen. Hvis forskjellen i den frie ekspansjon er mindre enn 1,0 %, kan det antakelig normalt benyttes lik stivhet i både strekk- og trykkdelen.

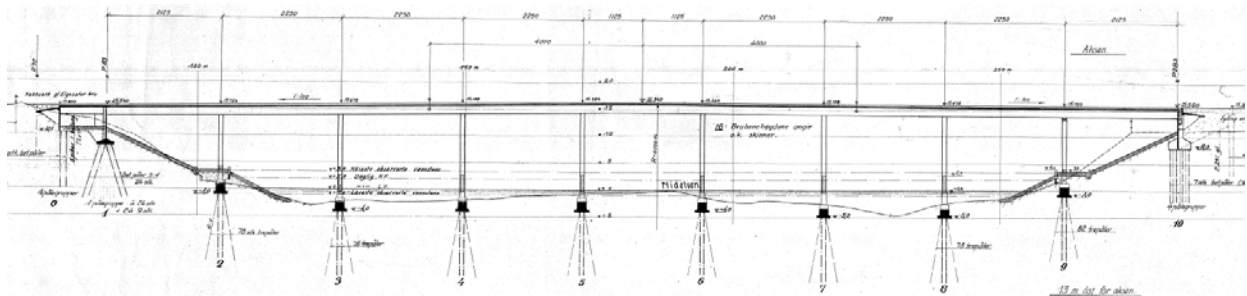
Hvis denne lastvirkningen gir et resulterende strekk i en konstruksjonsdel, f.eks. i en av to T-bjelker, må det tas hensyn til denne strekk-kraften ved kontroll av skjær- og momentkapasiteten for vertikal last.

For å få etablert et slikt "samvirke" mellom bjelkene, trengs det et relativt langt/stort område i hver ende av brua. Når tilstanden først er etablert, vil den imidlertid være ganske konstant langs etter brua. Det er relativt begrenset hvor mye aksialkreftene kan endre seg i hvert felt. Tøyningene vil imidlertid være avhengig av aksialstivheten som må forventes å være noe større i feltene enn over støttene.

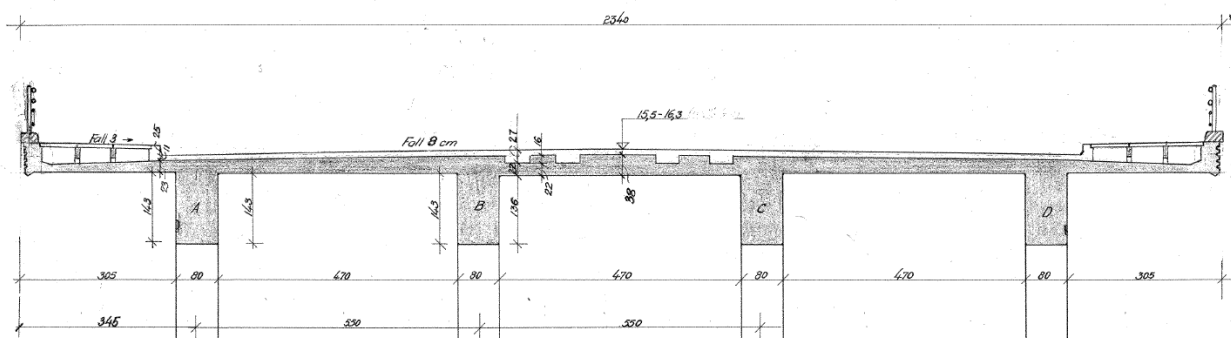
4.4 Bruk av modellene – med Elgeseter bru som eksempel

4.4.1 Generelt om Elgeseter bru

Elgeseter bru ble bygd i 1950, som ei kontinuerlig bjelke-/platebru med 9 spenn og en total lengde på 200 m, se Figur 8. I hver akse er det 4 sirkulære søyler med diameter 800 mm som understøtter 4 slakkarmerte bjelker som er støpt sammen med dekket (bredde 800mm, høyde opp til uk dekke 1430 mm, varierende dekketykkelse fra 230 til 380 mm). Et tverrsnitt av overbygningen er vist i Figur 9.

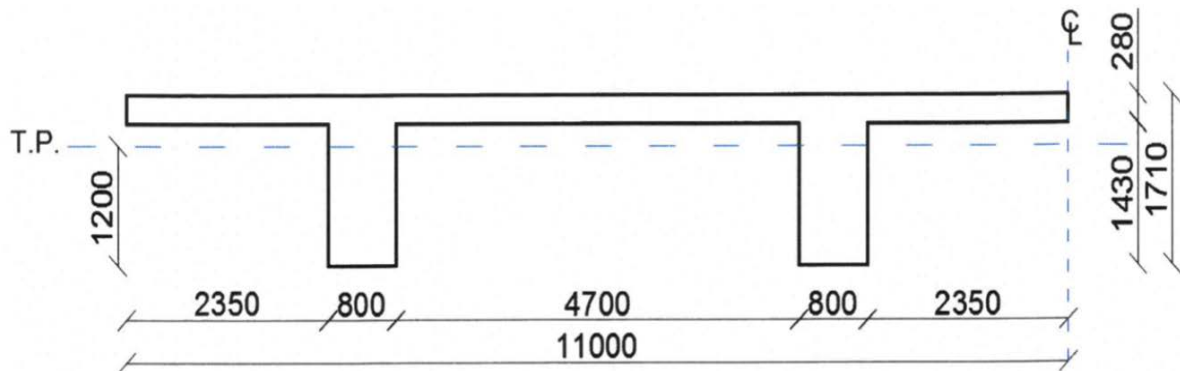


Figur 8 Elgeseter bru - lengdesnitt



Figur 9 Elgeseter bru – tverrsnitt av overbygning

I etterfølgende eksempler på bruk av modellene, er det benyttet et litt forenklet tverrsnitt av Elgeseter bru, se Figur 10. Beregningene er gjort for T-bjelker som har målene: $b \times h = 800 \times 1430$ mm for bjelken og 280×5500 mm for platen, som går 2350 mm til hver side for bjelken.



Figur 10 Forenklet tverrsnitt av halve bruoverbygningen på Elgeseter bru

Det er gjort beregninger for følgende snitt:

- midt i feltene
- ved 0-momentpunktene
- over støttene.

I beregningen er armeringsmengder og egenvektsmomenter i de ulike snittene antatt som vist i Tabell 1. Tyngdepunkt av armeringen er antatt å ligge ca 100 mm fra over- og underkant av tverrsnittet.

Tabell 1 Armeringsmengder og egenvektsmomenter i ulike snitt av Elgeseter bru

| Snitt | Armeringsmengde, mm ² | | Moment fra egenvekt (uten lastfaktor) /2/, kNm |
|-------------------|----------------------------------|----------------|---|
| | Overkant (ok) | Underkant (uk) | |
| Midt i felt | 5 200 | 16 000 | 1 858 |
| Ved 0-momentpunkt | 11 710 | 3 620 | 0 |
| Over støtter | 28 640 | 12 064 | -4300 |

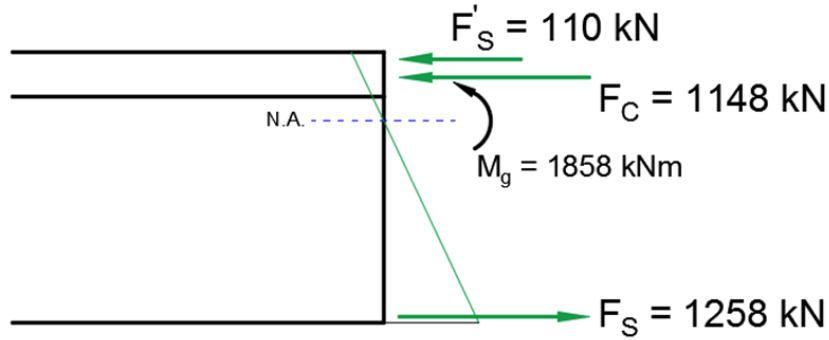
E-modulen til betongen for korttids belastning er satt til 24000 MPa og kryptallet til 2, slik at langtids E-modulen blir 8000 MPa. Forholdet mellom stål og betong modulen (E_s/E_c -lang) blir da 25.

Ut fra armeringsmengden ved 0-moment punktene (3620 mm^2) er det estimert et innspenningsmoment fra alkalireaksjonen, M_{Ai} , på 1500 kNm i risset tilstand.

4.4.2 Beregning etter Modell 1 og 2

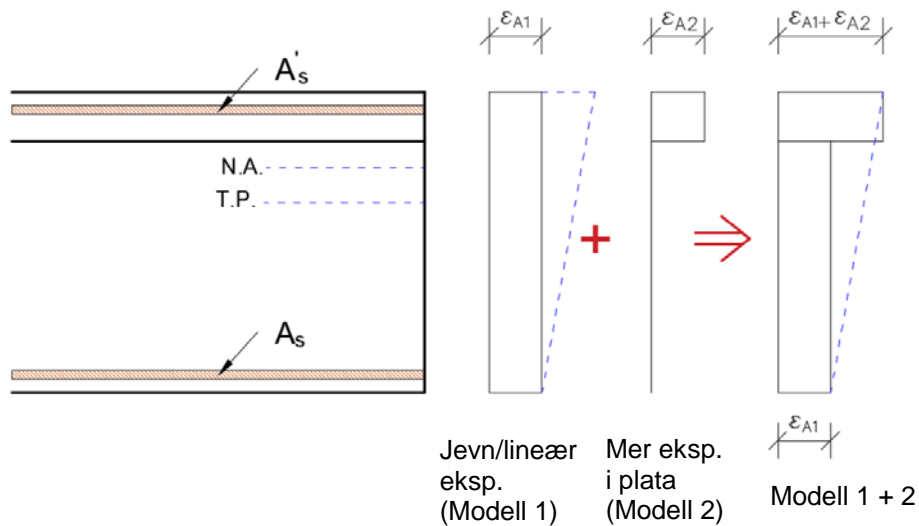
Midtsnittet (midt i feltet):

I midtsnittet er momentet fra egenvekten til brua $M_g = 1858 \text{ kNm}$ (uten lastfaktor), og det gir en indre kraftvirkning i plata og i strekk- og trykkarmeringen som vist på Figur 11. Nøytralaksen i Stadium I og II er henholdsvis 1090 og 1290 mm fra underkant av bjelken.



Figur 11 Krefter i midtsnittet fra bare egenlastmomentet

I beregningene er det valgt en fri ekspansjon i betongen (fra alkalireaksjonen) på 0,5 ‰ for både Modell 1 (ϵ_{A1}) og Modell 2 (ϵ_{A2}). Det betyr at den frie ekspansjonen i bjelken er på 0,5 ‰ og i plata på 1,0 ‰. Se Figur 12.

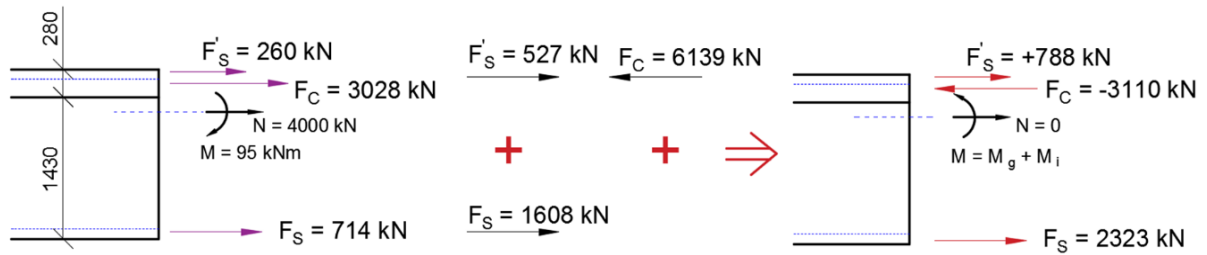


Figur 12 Antatte tøyningstilstander fra ekspansjonen i beregningen

På Figur 11 og Figur 13 er det i første omgang operert med krefter, da det kan være litt enklere å forholde seg til enn tøyninger og spenninger.

Beregningene i midtsnittet gjøres først for et tverrsnitt som tilsvarende det for rent moment i Stadium II. Kraft-bildet fra den fiktive mellomregningen med trykk-kraften i armeringen iht Modell 1 (A_1) og strekk-kraften i plata iht Modell 2 (A_2), sammen med egenvektsmomentet (M_g) og innspenningsmomentet fra alkalireaksjonen (M_{Ai}), blir da som vist til venstre på Figur 13 ($M = M_g + M_{A1} + M_{A2} + M_{Ai} = 1858 - 1726 - 1727 + 1500 = -95$ kNm og $N = N_{A1} + N_{A2} = -2139 + 6139 = 4000$ kN).

Hele tverrsnittet er i denne tilstanden i strekk; da det bare er et lite negativt moment i tillegg til aksialkraften fra de to modellene som virker på tverrsnittet.



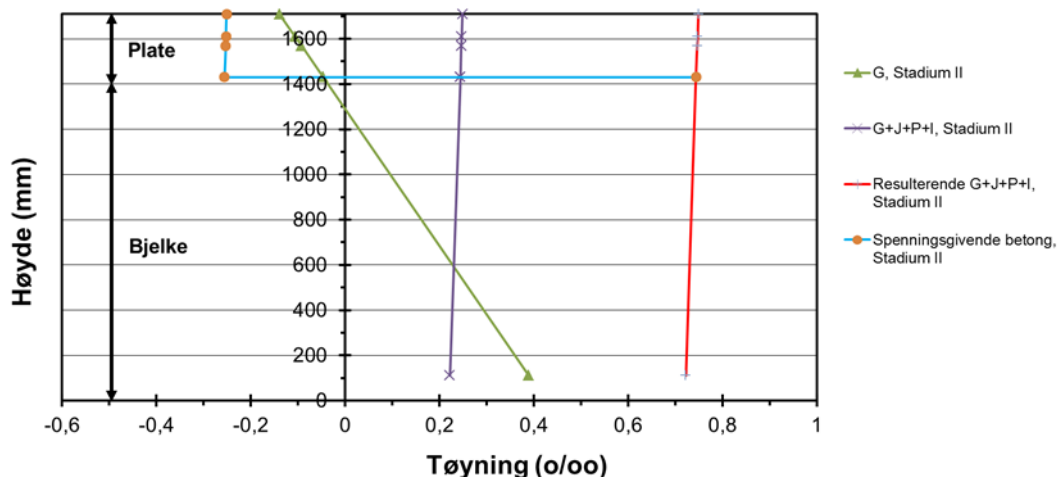
Figur 13 Beregnet «fiktiv» tilstand med overgang til resulterende (endelig slutt-) tilstand

Til denne tilstanden, skal det imidlertid legges armerings- og betongkrefter som svarer til de valgte ekspansjonene på 0,5 ‰ for å komme til den endelige tilstanden som er vist til høyre i Figur 12. En får da en slutt-tilstand uten aksialkraft og med et moment som er summen av egenvekts- og innspenningsmomentet. Trykk-krafta i plata har da økt til vel det dobbelte av det den var for egenvektsmomentet, krafta i strekkarmeringen har også blitt nesten dobbelt så stor, mens krafta i trykkarmeringen har flyttet seg fra trykk til strekk. Det er først og fremst innspenningsmomentet som endrer krafta i plata og i strekkarmeringen, mens det først og fremst er ekspansjonen av plata som endrer krafta i trykkarmeringen.

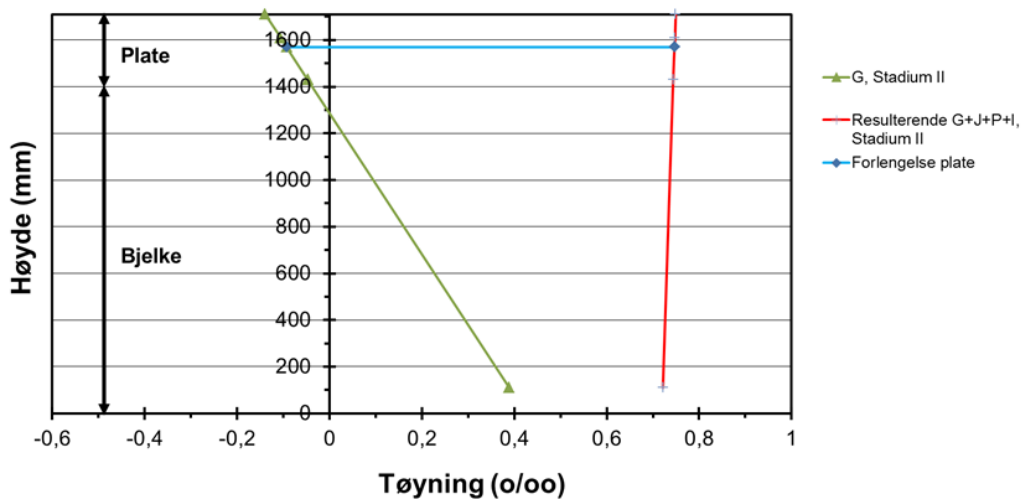
Hvis en ser på de tilhørende endringene i tøyninger, se Figur 14, så har de endret seg fra den grønne linjen for rent moment fra egenvekten til den røde (ganske så vertikale) linjen til høyre. Midt i plata gir dette en forlengelse på ca 0,85 ‰, som vist på Figur 15. De enkelte tøyningskomponenter i overgangen fra den grønne til den lilla linjen er vist i Figur 16.

I de etterfølgende figurene er det benyttet følgende forkortelser for tøyninger og tøyningfordeling:

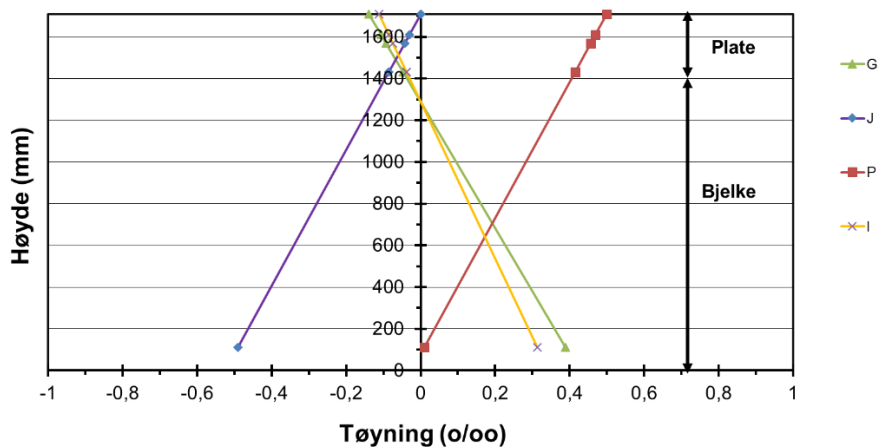
- G = egenlastmoment
- I = innspenningsmoment
- J = jevn (konstant) ekspansjon over tverrsnittet
- P = ekspansjon kun i Plata
- L = lineær ekspansjon over tverrsnittet



Figur 14 Endring i tøyningstilstand i midtsnittet

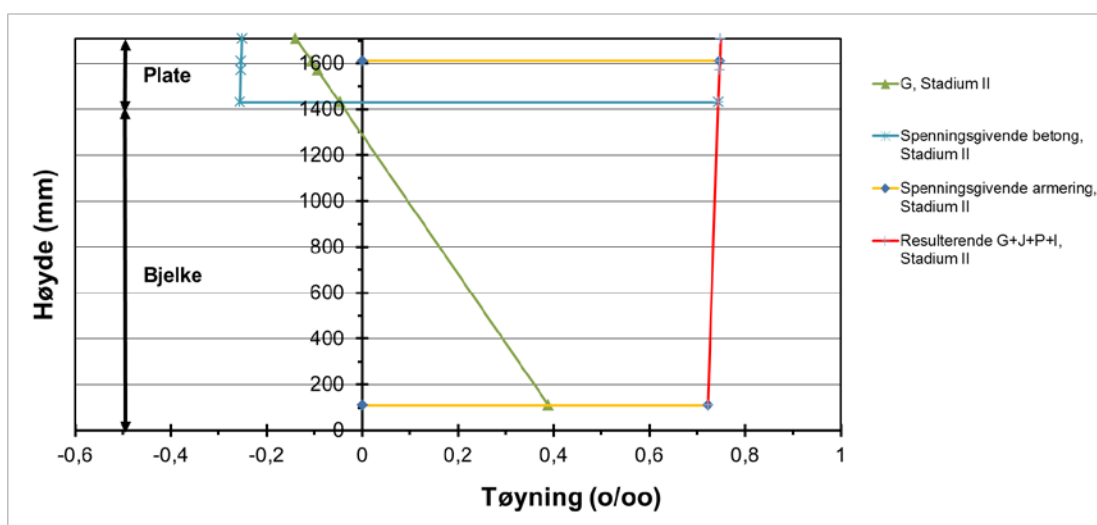


Figur 15 Forlengelse av plata i midtsnittet



Figur 16 Tøyninger fra de enkelte lastvirkningene fra alkalireaksjonen i midtsnittet i Stadium II

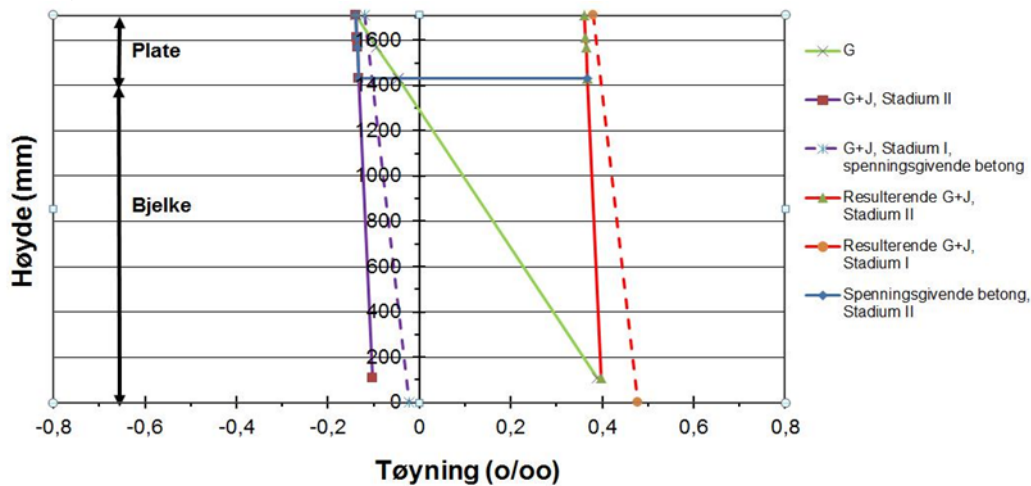
Spenningsgivende tøyninger er vist på Figur 17. For armeringen er det tøyningen fra 0-linjen til den røde linjen (endelig tøyningstilstand), som vist med de gule linjene. For betongen i plata er det tøyningen fra 0-linjen til den blå linjen (tøyningen til den røde linjen minus 1,0 ‰ ($\epsilon_{A1} + \epsilon_{A2}$)).



Figur 17 Spenningsgivende tøyninger for midtsnittet

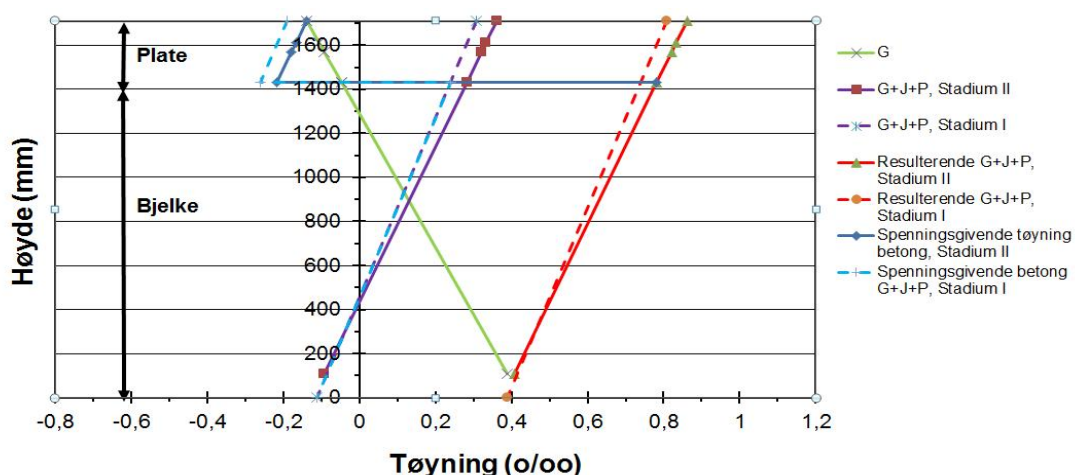
For å se litt mer systematisk på de enkelte tøyningsbidragene, er det gjort separate beregninger iht. Modell 1 (G+J) og Modell 1 + 2 (G+J+P), både i Stadium I og II. Resultatene fra disse beregningene er vist i Figur 18-21.

Figur 18 viser tøyningstilstanden for egenvekt og en jevn ekspansjonen på 0,5 ‰ (ϵ_{A1}) i betongen over hele tverrsnittet. Vi ser da at hele tverrsnittet kommer i trykk i de "fiktive" tilstandene og at tverrsnittet teoretisk sett kan flytte seg fra Stadium II til Stadium I ved en slik ekspansjon. Det er relativt liten forskjell på de resulterende tøyningene (de røde linjene) som i begge tilfeller er forskjøvet 0,5 ‰ mot høyre (streck).



Figur 18 Tøyninger for G+J (Modell 1) i Stadium I og II i midtsnittet

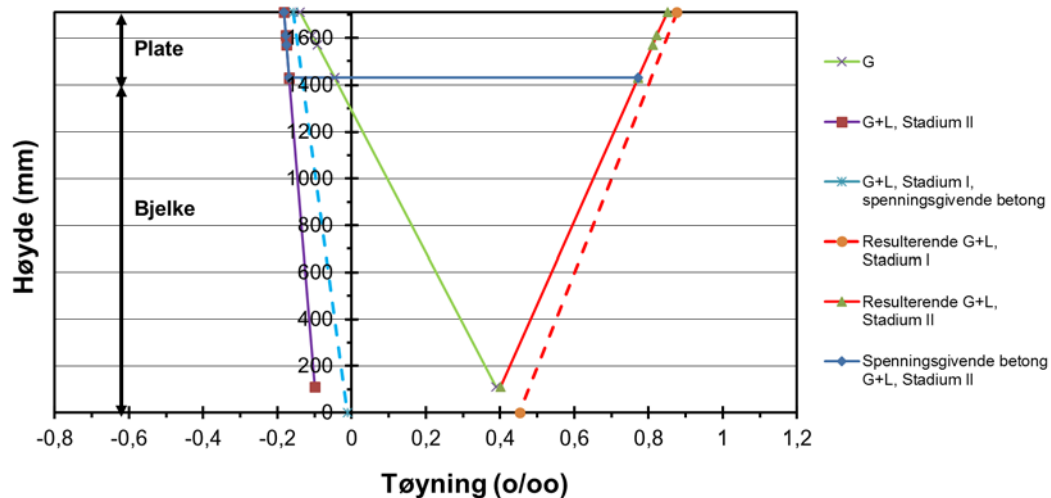
Hvis en også inkluderer en ekstra ekspansjon i bare plata på 0,5 ‰ (ϵ_{A2}), blir situasjonen som vist på Figur 19. Det blir da strekk i den øverste 2/3 delen av bjelken (under plata) for begge betraktningene (Stadium I og II). Dette strekket er så stort (0,2-0,3 ‰) at det ville blitt riss etter en betraktning i Stadium I. Siden tverrsnittet allerede er i Stadium II blir det imidlertid bare en åpning av eksisterende riss. Vi ser også at trykket i plata øker noe i forhold til G+J i Figur 18. Det er imidlertid forholdsvis liten forskjell på de resulterende tøyningene, og på strekksiden (i underkant av bjelken) er de nesten de samme som for G+J (Figur 18). En slik lokal ekspansjon av bare plata, gir imidlertid et betydelig sprang i spenningene i overgangen mellom plata og bjelken både i Stadium I og II.



Figur 19 Tøyninger for G+J+P (Modell 2) i Stadium I og II i midtsnittet

Hvis en i stedet for å dele ekspansjonen opp i en jevn konstant del (i hele volumet) og en ekstra ekspansjon i bare plata, sier at ekspansjonen øker lineært fra 0,5 ‰ i underkant av bjelken til 1,0 ‰ i

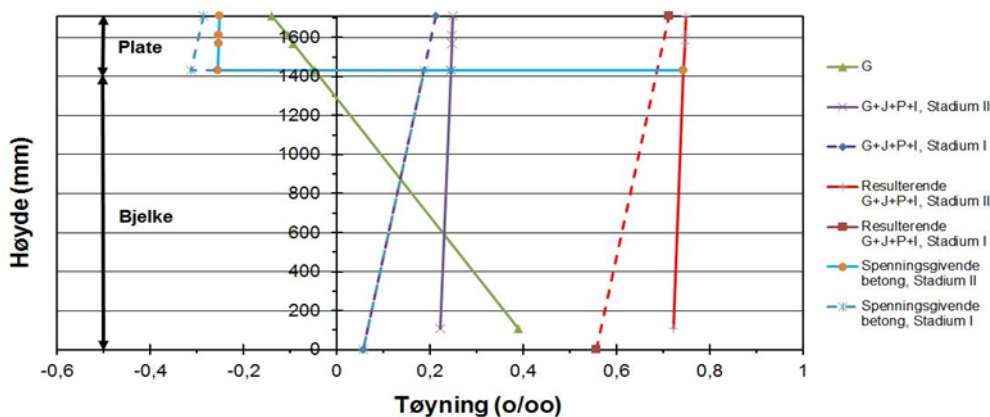
overkant av plata, blir resultatet som vist på Figur 20. En ser da at det blir trykk-tøyning over hele tverrsnittet i begge de "fiktive" tilstandene. Det vil si at det er et lineært trykk i betongen og i armeringen over hele tverrsnittet i stadium I, mens det bare er trykk i plata (betong og armering) og i strekkarmeringen (fiktiv tilstand) i Stadium II. Ved å sammenligne Figur 19 og Figur 20, ser vi at de resulterende tøyningene (de røde kurvene) påvirkes lite av de to ekspansjonsantakelsene (J+P og L).



Figur 20 Tøyninger for G+L i Stadium I og II for en lineær ekspansjon med 1,0 % i toppen og 0,5 % i bunnen av tverrsnittet

Effekten av alkalireaksjoner påvirkes av hvordan tverrsnittet er armert. Feltmomentet i en kontinuerlig bjelke/plata er vanligvis bare fra 1/3-del til 1/2-parten av det i en fritt opplagt bjelke for samme spennvidde, men hvis dette forholdet også avspeiles i armeringsmengden trenger ikke forskjellen i tøyningendring å bli så stor. Det som er spesielt for en kontinuerlig bjelke er kanskje derfor først og fremst at alkalireaksjonen gir et ekstra innspenningsmoment som øker feltmomentet og reduserer støttemomentet. Dette medfører at feltarmeringen kommer tidligere i flytning enn det som er forutsatt i dimensjoneringen.

Hvis vi også inkluderer innspenningsmomentet på 1500 kNm, endrer tøyningens bildet seg fra situasjonen i Figur 19 (G+J+P) til Figur 21 (G+J+P+I). Hele tverrsnittet kommer da over i strekk for (det "fiktive") lasttilfellet både i Stadium I og II. Det betyr at Stadium II tilstanden kan antas å være mest representativ for tøyningens bildet i dette tilfellet. Vi ser også at resulterende tøyning øker noe på strekksiden og reduseres noe på trykksiden på grunn av dette momentet. Den spenningsgivende (trykk) tøyningen i plata øker da også helt tilsvarende.



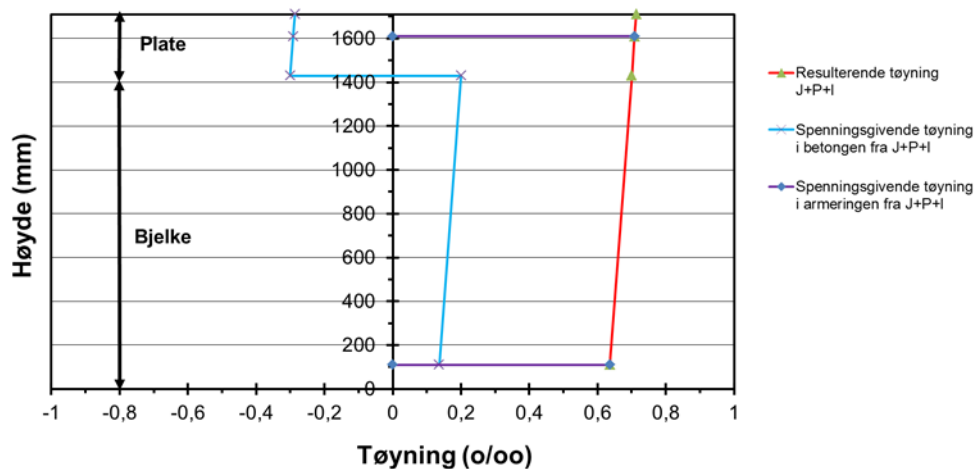
Figur 21 Tøyninger for G+J+P+I i Stadium I og II i midtsnittet

0-moment snittene:

Tilsvarende beregninger kan gjøres for 0-moment snittene og her er det ganske åpenbart at beregningene bør gjøres både i Stadium I og II. De geometriske målene for dette snittet er de samme som for midtsnittet. Armeringsmengdene er imidlertid forskjellige, se Tabell 1. A_s' er så høy på grunn av armeringen i plata. Videre er nøytralaksen i Stadium I og II henholdsvis 1212 og 1507 mm fra underkant av bjelken. Hele plata er regnet som medvirkende til tverrsnittet også i dette snittet.

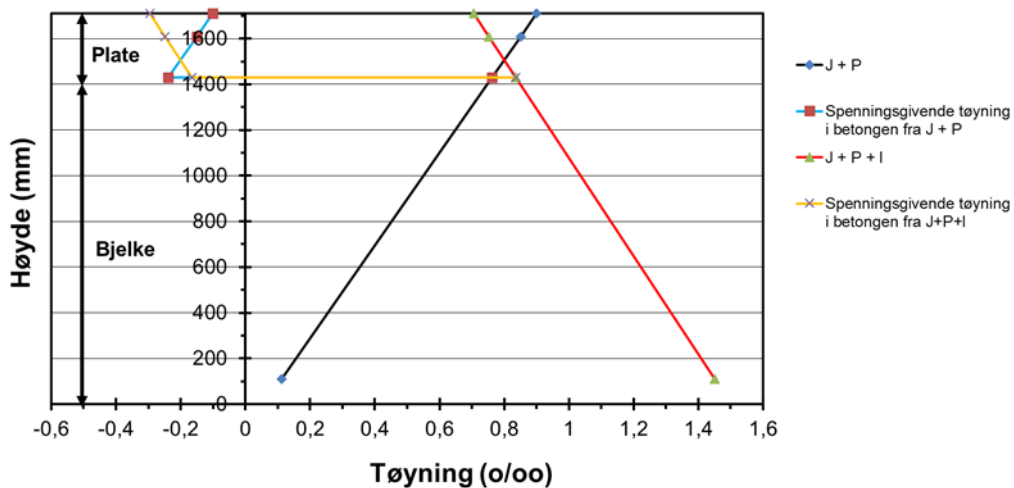
Antatt ekspansjon ved 0-moment punktene er den samme som i midtsnittet; 0,5 ‰ i hele tverrsnittet (Modell 1) og 0,5 ‰ ekstra i plata (Modell 2), se Figur 12. Innspenningsmomentet er også det samme, 1500 kNm.

Resulterende tøyningstilstand i Stadium I blir da som vist ved den røde kurven på Figur 22, og hele tverrsnittet vil da forlenge seg ca 0,7 ‰ i dette området. Det er også i dette tilfellet en tendens til positiv krumning (kul opp). Ut fra de spenningsgivende tøyningene i betongen, ser en også at tverrsnittet har en viss mulighet til å klare en slik tilstand uten å få riss.



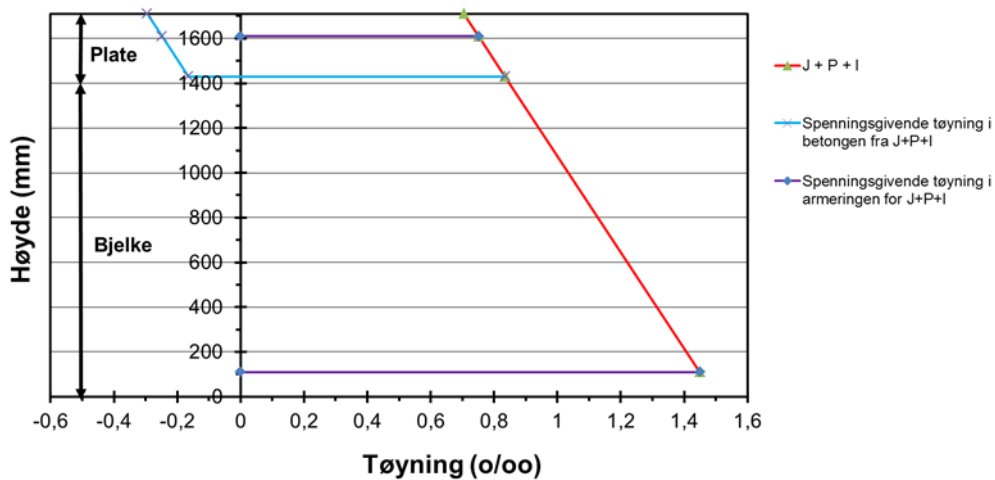
Figur 22 Resulterende og spenningsgivende tøyning i betongen og armeringen ved 0-momentpunktene for J+P+I i Stadium I

Elgeseter bru har fått noen grove riss i noen av 0-moment punktene. Tverrsnittet må da ta lastvirkningene fra ekspansjonen i Stadium II. Figur 23 viser to tilstander, først bare J+P og så J+P+I. Vi ser da at tøyningene endrer seg mye på grunn av innspenningsmomentet i dette snittet. Årsaken til det er at det er lite strekkarmering. Tøyningen på strekksiden er også ganske nær flytning, som for denne armeringen er ca 1,7 ‰ (St 52) /2/. Det er derfor sannsynlig at flytning i armeringen i dette snittet begrenser innspenningsmomentet, som forutsatt.



Figur 23 Resulterende og spenningsgivende tøyning i betongen ved 0-momentpunktene for J+P og J+P+I i Stadium II

De spenningsgivende tøyningene i Stadium II i dette snittet (inklusive innspenningsmomentet) er vist på Figur 24. Som en ser, er det blitt betydelige strekk-tøyninger i armeringen både på strekk- og trykksiden (hhv ca 1,5 og ca 0,8 ‰). Plata har også i dette tilfellet forlenget seg med noenlunde det samme som i Stadium I, eller litt mer (ca 0,75 ‰). Det er imidlertid en større gradient på tøyningen i Stadium II og krumningen er også negativ (kul ned).



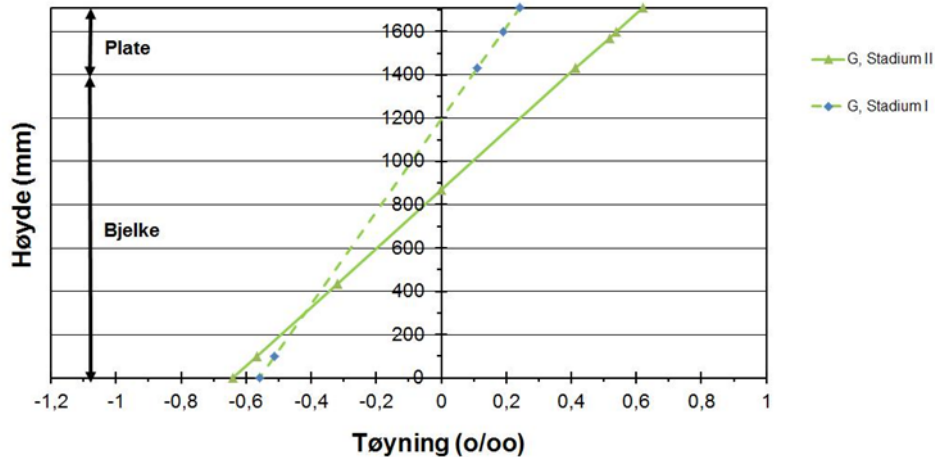
Figur 24 Resulterende og spenningsgivende tøyning både i betongen og i armeringen ved 0-momentpunktene

Snitt ved støttene:

Snittet over støttene bør regnes etter Modell 1, da det er vanskelig å holde fast en risset plate og ha tilstrekkelig kontroll på tøyninger og spenninger i betongen. Det kan også forventes forholdsvis lite ekspansjon i trykksonen over støttene (i underkant av bjelken) siden spenningen, i hvert fall ved randen, er forholdsvis høy (> 3 MPa).

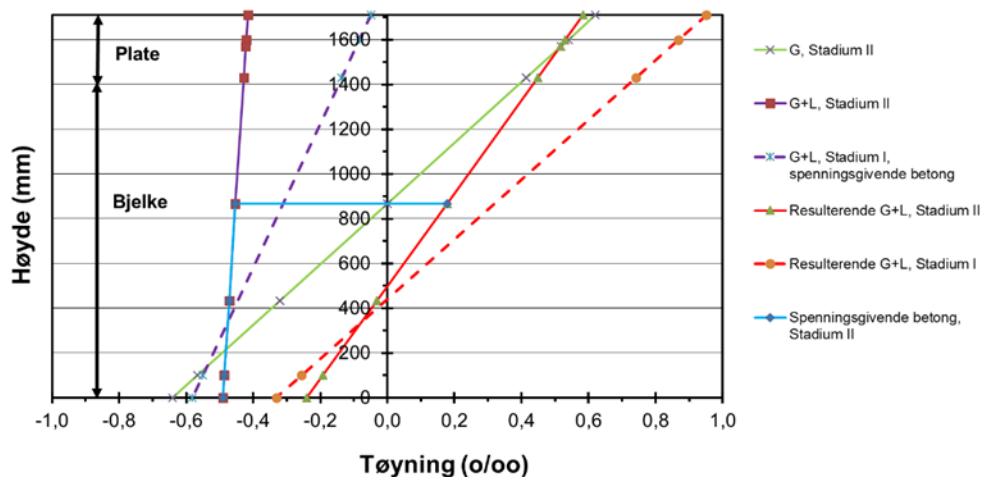
Ved støtten er det derfor regnet med en lineært fordelt ekspansjon (ϵ_{A1}), som er 1,0 ‰ i toppen (i toppen av plata) og 0,25 ‰ i bunnen av bjelken. A_s og A_s' er antatt å være hhv 28640 (overkant) og 12064 mm² (underkant), se Tabell 1, og nøytralaksens plassering i Stadium I og II er henholdsvis 1192 og 868 mm fra underkant av bjelken. Momentet fra egenlasten i dette snittet er -4300 kNm.

Tøyningstilstanden til tverrsnittet i Stadium I og II for egenvekts-momentet er vist på Figur 25. Ut fra tøyningene i Stadium I og den samtidig virkende trafikklasten, kan en anta at tverrsnittet er i Stadium II når ekspansjonen fra alkalireaksjoner starter. Men siden det er mye armering i overkant av støtten, som gir trykkspenninger på tverrsnittet fra ekspansjonen, kan denne situasjonen endre seg med tiden. Videre beregninger er derfor blitt gjort både i Stadium I og II for dette snittet.



Figur 25 Tøyningstilstand for egenvektsmoment over støtten i Stadium I og II

Resultatene fra disse beregningene for kombinasjonen av bare egenvekt og ekspansjon er vist på Figur 26. En ser da at betongen i hele tverrsnittet etter hvert vil komme over i trykk (Stadium I), og at denne effekten blir ytterligere forsterket hvis en også tar med innspenningsmomentet, som vist på Figur 21 (se lilla stiplede linjer). I denne tilstanden vil derfor også tverrsnittet kunne ta en del nytte/trafikk-last uten å komme over i Stadium II.



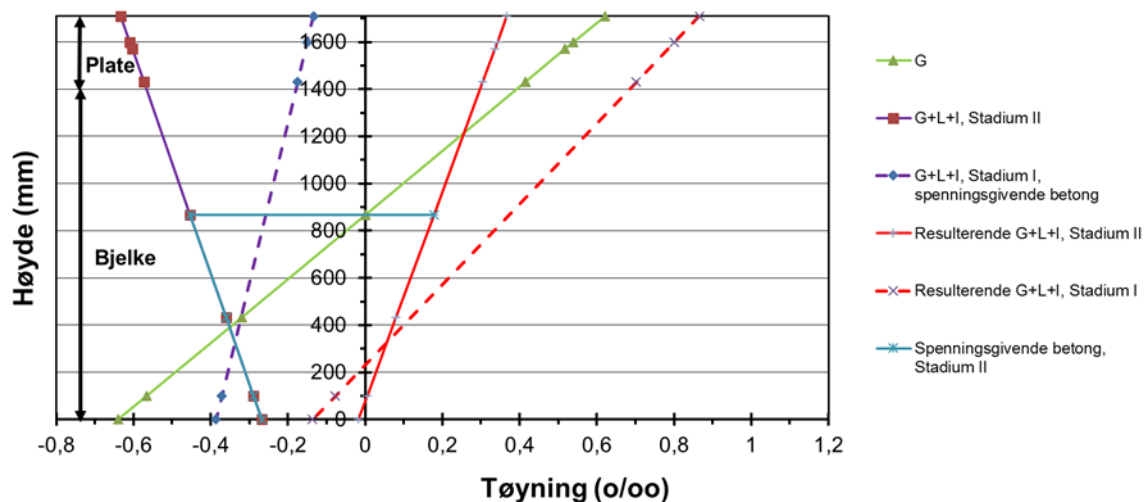
Figur 26 Tøyningstilstander over støtten for egenvekt og ekspansjon (G+L) i Stadium I og Stadium II

Endelig eller resulterende tøyningstilstand for dette snittet bestemmes ved å legge til ϵ_{A1} (1,0 ‰ i toppen og 0,25 ‰ i bunnen) til de "fiktive" mellomregningskurvene (heltrukket og stiplet lilla kurve). En ser da at det i dette tilfellet blir en relativt stor forskjell på de to kurvene på strekksiden, og at tøyningene på strekksiden går ned når tverrsnittet skifter fra Stadium I til II. Dette skyldes økt aksialkraft- og moment- virkning fra ekspansjonen (tøyning av armeringen) i Stadium II, pga. redusert stivhet.

Nyttelasten vil superponere seg på disse kurvene avhengig av hvilken tilstand tverrsnittet er i, helt til armeringen eventuelt flyter. Denne forskjellen i tøyning fra ekspansjonen i Stadium I og II, vil antagelig helt eller delvis bli kompensert av lavere stivhet og større avstand fra armeringen til nøytralaksen i Stadium II, slik at den resulterende tøyningen (inklusive nyttelasten) blir ganske lik i de to tilfellene.

Som en ser, gir antakelsen om Stadium II stivhet et ganske stort sprang i betongspenningen ved nøytralaksen i dette tilfellet (blå linje). Men siden ekspansjonen gir en trykk-kraft i tillegg til momentet, vil en større del av tverrsnittet, enn det Stadium II-modellen forutsetter, være i trykk. Stivheten vil da også øke, og dermed vil både aksialtøyningen og krumningen bli redusert i den "fiktive" tilstanden. Forskjellen mellom en Stadium I og en Stadium II betraktning, vil da også være noe mindre enn det Figur 26 viser. Det antas derfor tilstrekkelig å gjøre en samlet vurdering av tøyningstilstanden ut fra en betraktning i Stadium I og II også over støttene. Alternativet er å bestemme den mellomliggende tilstanden eksakt, og det blir da ikke et så stort sprang i betongspenningen og heller ikke en så stor forskjell i tøyningene på strekksiden.

For å vurdere bidraget til forlengelsen av (hele) brua fra dette området, må en se på forskjellen mellom de resulterende tøyningsskurvene og egenvektskurven (de røde og den grønne kurven) på Figur 27. Hvis en da også her holder seg til "midt i plata", så gir Stadium I en forlengelse og Stadium II en forkortning av plata. Hvis snittet antas å være i Stadium I, får vi i dette tilfellet en forlengelse på ca 0,25 %. Bidraget til forlengelsen av brua er derfor betydelig mindre over støttene enn i feltene.



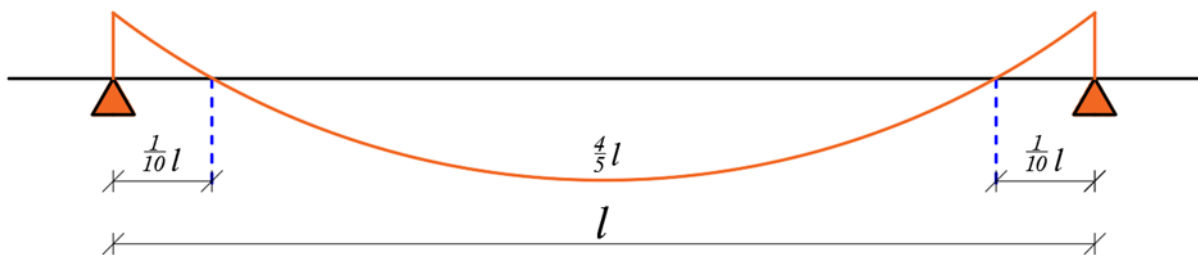
Figur 27 Tøyningstilstander over støtten fra resulterende lastvirkning av egenvekt, ekspansjon og innspenningsmoment (G+L+I) i Stadium I og II

4.4.3 Beregning etter Modell 3

Ved beregning etter Modell 3 er det forutsatt at begge ytterbjelkene (på hver side) har en tilleggsekspsjon i forhold til de to midtbjelkene. Tilleggsekspsjonen antas like stor på begge sider og på grunn av symmetri blir det da ikke noen rotasjon av midtlinjen. En kan derfor ta utgangspunkt i halve tverrsnittet og gi ytterbjelken en tilleggsekspsjon, ϵ_a , i forhold til innerbjelken, se Figur 7. Det er videre forutsatt at 4/5-deler av spennet er felt og 1/5-del støtte, se Figur 28.

I det etterfølgende blir det først sett på virkningen av konstant tilleggsekspsjon (over spennet) og forskjellig aksialstivhet i felt- og støttedelene av spennet. Deretter blir det sett på virkningen av tilleggsekspsjonen når denne opptrer kun i feltdelen av spennet, samtidig som aksialstivheten varierer over spennet.

Basert på en samlet vurdering blir det så foreslått en forenklet beregning for dette tilfellet.



Figur 28 Antatt fordeling av spennet i felt- og støttedeler

Virkning av variasjon i aksialstivhet langs brua:

Aksialstivheten til et tverrsnitt, k , uttrykkes generelt som $k = EA/L$,

hvor E = betongens E-modul (MPa)

A = tverrsnittets effektiv areal (i den tilstanden som betraktes), inkl armering (mm²)

L = spennvidden (mm)

For et spenn med variabel stivhet bestemmes først aksialstivheten for hver del (felt og støtte), og så gjennomsnittlig stivhet ut fra $1/k = 1/k_{\text{felt}} + 1/k_{\text{støtte}}$.

Forutsatt en langtids E-modul på 8000 MPa og at tverrsnittet er i Stadium II, blir aksialstivhetene for hver T-bjelke i Elgeseter bru som vist i Tabell 2.

Tabell 2 Antatte tverrsnittsdata og beregnede aksialstivheter for hver T-bjelke i Elgeseter bru

| Område | Langtids E-modul, MPa | Effektivt areal, trykksone, mm ² | Aksialstivhet, Nmm ⁻¹ |
|--------------|-----------------------|---|----------------------------------|
| Felt | 8000 | $2,06 \cdot 10^6$ | $(2,05/L) \cdot 10^{10}$ |
| Støtte | 8000 | $1,70 \cdot 10^6$ | $(6,80/L) \cdot 10^{10}$ |
| Gjennomsnitt | | | $(1,56/L) \cdot 10^{10}$ |

Aksialkraften i hver bjelke fra tilleggsekspansjonen (henholdsvis strekk og trykk) bestemmes som $F = k \cdot (0,5\epsilon_a \cdot L) = 0,78\epsilon_a \cdot 10^{10}$ N. De tilhørende forskyvningene av felt og støttedelene blir da $F/((2,05/L) \cdot 10^{10})$ og $F/((6,80/L) \cdot 10^{10})$ som blir henholdsvis $0,38\epsilon_a \cdot L$ og $0,12\epsilon_a \cdot L$, som i sum er +/- $0,50 \epsilon_a \cdot L$ for hver bjelke. Dette er som forventet hvis stivheten er lik i de to bjelkene (strekk- og trykkdelen av tverrsnittet).

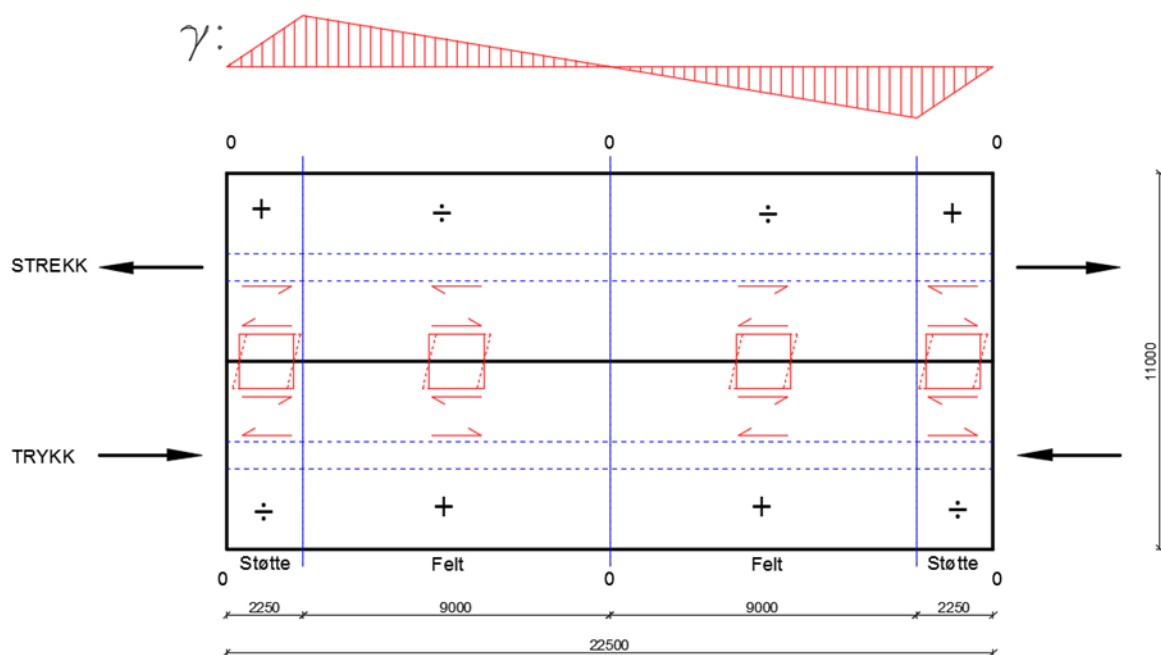
Forlengelsen av felt- og støttedelen av spennet stemmer imidlertid ikke helt hver for seg, siden stivheten ikke er konstant over hele spennet. Feltdelen til den strekkbelastede bjelken har forlenget seg $0,38 \epsilon_a \cdot L$ og feltdelen til den trykkbelastede bjelken har forlenget seg $\epsilon_a \cdot (4/5) L - 0,38 \cdot \epsilon_a \cdot L = 0,42 \epsilon_a \cdot L$. For $\epsilon_a = 0,5 \text{ ‰}$, blir det da en forskjell i forlengelse av feltdelene på ca 0,45 mm for et 22,5 m langt spenn. Over støttene er det samme forskjell med motsatt fortegn for at det skal stemme totalt for hele spennet.

Siden de to T-bjelkene henger sammen, vil de imidlertid ikke kunne forskyve seg fritt og det vil oppstå skjærspenninger i overgangen mellom de to tverrsnitts-delene. Kraften vil derfor endre seg litt langs spennet. I den strekkbelastede bjelken, vil det først bli en liten reduksjon av kraften i støttedelene av spennet og så en liten økning igjen i feltdelen av spennet. I den trykkbelastede bjelken er virkningen motsatt. Kraften (F) er derfor et uttrykk for en gjennomsnittskraft som må virke for at det skal bli kompatibilitet mellom forskyvningene i hvert felt.

Det er litt vanskelig å vurdere hvor store krefter som kan føres inn og ut i hvert spenn på denne måten før det blir problemer og tendenser til delaminering mellom tverrsnitts-delene. Kraftendringen må skje

ved hjelp av skjærspenninger i et lengdesnitt av plata som har et mye mindre areal pr lengdeenhet enn tverrsnittet til T-bjelkene. Det antas derfor å være relativt små krefter som føres inn og ut av tverrsnittsdelen på denne måten.

Denne kraftendringen vil forsøke å gjøre strekksiden av feltet litt lengre og trykksiden litt kortere og motsatt for de to støtte delene. Det er da nærliggende å tenke seg at de to tverrsnittsdelen ligger i ro i forhold til hverandre midt i spennet og over støttene. Hvis en ser på felt-delene av tverrsnittet isolert, og antar at de to delene er frie fra hverandre, så vil da strekkbjelken (ut fra antakelsene ovenfor) bli ca 0,2 mm kortere enn trykkbjelken på hver side av midtlinjen. Det meste av denne forskjellen må derfor antas å bli tatt opp av skjærdeformasjoner i platedelen mellom de to bjelkene, men noe vil også bli kompensert av endringene i aksialkraften. Se Figur 29.



Figur 29 Kraftoverføring og skjærdeformasjoner mellom ytter- og innerbjelkene (trykk- og strekkdelen) i hvert spenn

Hvis en likevel antar at hele denne forskjellen tas opp av skjærdeformasjoner i plata over en bredde på 1 m, gir det en skjærtøyning γ på ca $0,2/1000 = 0,0002$ (rad). Skjærtøyningen $\gamma = \tau/G$, hvor τ er skjærspenningen og G skjærmodulen. Hvis en da videre antar at τ er noe som har med strekkfastheten til betongen å gjøre og setter denne til 2,0 MPa og $G \approx 0,4 E$, blir da tillatt skjærtøyning $(2/(0,4 \cdot 8000)) = 0,00063$ (rad). Ut fra dette kan en ha en forskjell i forlengelse av feltdelene på $0,00063 \cdot 1000 = 0,63$ mm, før det forventes skader i form av riss. Betong med alkalireaksjoner kan imidlertid ha en indre opprissing som gjør at strekkfastheten blir betydelig redusert, men da er det også nærliggende å anta at skjærstivheten blir tilsvarende redusert, slik at tøyningsevnen er tilnærmet den samme. Det bør derfor ikke være noe problem for tverrsnittet å ta opp de innbyrdes forskjellene i forlengelse som skyldes variasjonen i aksialstivhet langs spennet i dette tilfellet.

Virkning av tilleggseksponjon bare i feltdelen av spennet (og samtidig variabel aksialstivhet):

Så langt har vi antatt at tilleggseksponjon er konstant over hele spennet. Tøyningskurvene i avsnitt 4.3.2 viser imidlertid at det er større eksponjon i feltdelen enn i støttedelen av spennet. Dette vil påvirke forskjellen i forlengelsen av felt- og støttedelen i forhold til det som er beregnet bare pga variasjonen i aksialstivhet.

Hvis en antar at tilleggseksponjonen, ϵ_a , kun foregår i feltdelen av spennet, blir den frie forlengelsen av denne bjelken $(4/5) \cdot L \cdot \epsilon_a = 0,8 \epsilon_a \cdot L$. Den gjennomsnittlige strekk- og trykk-kraften i T-bjolkene blir da $F' = k \cdot (0,5 \cdot 0,8 \epsilon_a \cdot L) = 0,63 \epsilon_a \cdot 10^{10} \text{ N}$ og de tilhørende forskyvningene av felt- og støttedelene blir 0,31 og 0,09 $\epsilon_a \cdot L$, som i sum blir +/- 0,40 $\epsilon_a \cdot L$.

Forlengelsen av felt-delen blir nå 0,31 $\epsilon_a \cdot L$ i strekkbjelken mot $(0,80-0,31) \epsilon_a \cdot L = 0,49 \epsilon_a \cdot L$ i trykkbjelken.

Hvis vi også i dette tilfellet setter $\epsilon_a = 0,5 \text{ ‰}$, så blir forskjellen i forlengelse av feltdelene av spennet nå $0,18 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \cdot L = 0,09 \cdot 10^{-3} \cdot L$. For et 22,5 m langt spenn blir det ca 2,0 mm. Hvis vi da fortsatt forutsetter at midten av feltet er i ro, blir da feltdelen av trykkbjelken 1,0 mm lengre enn feltdelen av strekkbjelken på hver side av midtlinjen. Denne forskjellen må kompenseres i støttedelene av spennet.

Også i dette tilfellet vil det meste av denne innbyrdes forskjellen mellom felt- og støttedelene av spennet bli tatt opp som skjærdeformasjoner i plata mellom bjolkene. Som vist i tidligere beregninger (virkning av variasjoner i aksialstivhet) kan det tillates en forskjell i forlengelse av feltdelene på ca 0,6 mm før det kan forventes skader i plata. Den beregnede forskjellen på 1,0 mm i dette tilfellet ligger over dette, og er derfor på kanten av det som kan aksepteres. Det er kun observert ett tilfelle av langsgående riss mellom bjolkene på Elgeseter bru, uten at det er nærmere undersøkt om dette har noe direkte med dette forholdet å gjøre.

Samlet vurdering:

Den virkelige oppførselen kan antas å ligge et sted mellom de to ovenfor vurderte tilfellene, siden det sannsynligvis også er noe ekspansjon over støttene.

Konstruktivt er det først og fremst den bjelken som får strekk som er av interesse. Det må tas hensyn til denne strekk-kraften i kapasitetskontrollene for moment og skjær. Basert på de siste forutsetningene om 0,5 ‰ tilleggseksponisjon i 80 % av spennet blir denne kraften $0,63 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{10} \text{ N} = 3150 \text{ kN}$. Dette er en betydelig kraft, som fordelt på hele tverrsnittet (i Stadium I) gir en strekkspenning på ca 1,2 MPa.

Hvis det regnes med konstant aksialstivhet langs hele spennet, både i strekk- og trykkdelen av tverrsnittet, blir aksialkraften basert på stivheten i feltet $k \cdot (0,5 \cdot \epsilon_a \cdot L) = 1,03 \epsilon_a \cdot 10^{10} \text{ N} = 5150 \text{ kN}$. Dette er ca 30 % høyere (1,03/0,78) enn kraften når det tas hensyn til variabel stivhet og ca 60 % høyere (1,03/0,63) enn kraften når det også tas hensyn til at tilleggseksponjonen bare foregår i feltdelen av spennet. En ser derfor at det er en ganske betydelig effekt av de forholdene som er blitt diskutert ovenfor. Dette må imidlertid også ses i forhold til at det er ganske vanskelig å bestemme den "riktige" aksialstivheten, og at den antakelig vil være noe høyere enn det den rene Stadium II tilstanden i feltet tilsier. Totalt sett kan derfor kraftvirkningen basert på konstant stivhet (beregnet midt i feltet i Stadium II) være ganske sannsynlig.

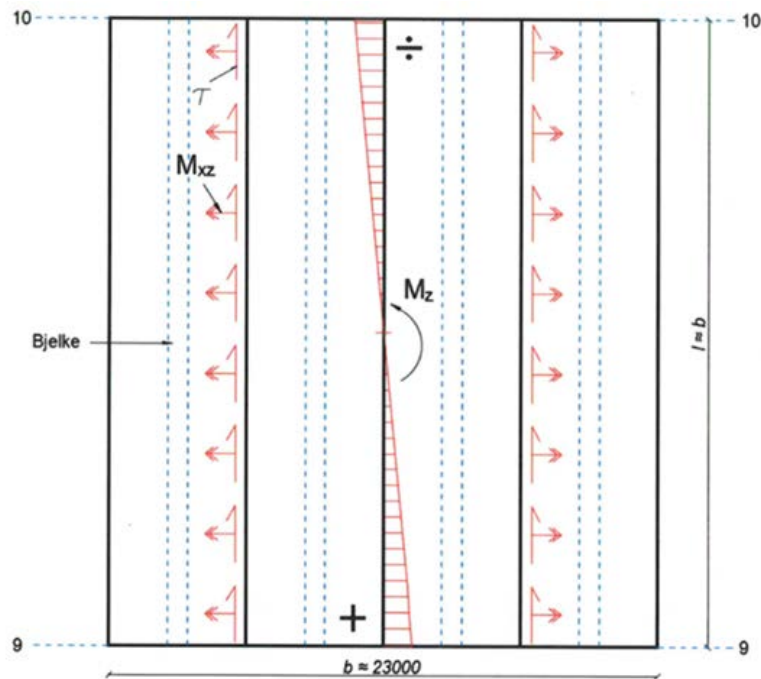
Det må også vurderes om en skal regne med samme aksialstivhet i de to tverrsnittsdelen (bjolkene). Redusert stivhet i strekkbjelken vil føre til at ekspansjonen blir holdt mindre igjen og at resulterende ekspansjon blir større. Kraften vil da gå ned hvis det bare er stivheten i strekkbjelken som endrer seg. Hvis derimot stivheten i trykkbjelken øker like mye som den reduseres i strekkbjelken, vil kraften bli den samme som en antar lik stivhet i begge bjolkene (forutsatt lik stivhet over hele lengden).

I de fleste tilfeller vil det antakelig være tilstrekkelig nøyaktig å regne med konstant aksialstivhet langs hele brua, tilsvarende den for Stadium II midt i feltet, for både strekk- og trykkbjelken. Dette innebærer at denne lastvirkningen ganske enkelt kan simuleres ved bare å anta en temperaturøkning i den bjelken som ekspanderer mest.

Innføringslengden for aksialkraften fra tilleggseksponjonen er ganske stor, og må antas å være fra 2-3 ganger bredden av den delen som ekspanderer mest. I dette tilfellet er det derfor forutsatt at innføringslengden tilsvarer lengden til det første spennet. Det sier seg da selv at det er ganske begrenset

hvor store endringer i aksialkraften som kan oppstå lokalt (langs brua) siden kraften er antatt å være lik ved hver søylerad og at det som evt "mates inn" må "mates ut" igjen i hvert felt. I hovedsak kan en derfor gå ut ifra at denne kraft/last-virkningen etableres i hver ende av brua.

Det blir et ganske komplisert last/spennings-bilde i overgangen mellom de to bjelkene. Denne situasjonen er forsøkt illustrert på Figur 30 for bruplata på Elgeseter bru. Det vil bli både skjærspenninger og torsjonsmoment i overgangen mellom de to bjelkene på hver side. I dette tilfellet, vil det også bli et moment i planet langs midt-linjen i innføringsområdet som etableres for å forhindre at de to halvdelene (på hver side) bøyer seg ut.



Figur 30 Kraftinnføringsområde for Modell 3

4.5 Oppsummering av beregningsprosedyrene

I denne rapporten er det foreslått tre modeller for hvordan en kan regne på den konstruktive effekten av alkalireaksjoner i en slakkarmert bjelke-/platebru. Modellene kan virke hver for seg eller sammen, avhengig av hvordan man antar at ekspansjonen fordeler seg over tverrsnittet.

Forutsetninger:

Ekspansjon av betongen på grunn av alkalireaksjoner er en langtidseffekt som setter opp indre og ytre krefter som virker samtidig med egenvekt og nyttelast på konstruksjonen. Egenvekten virker hele tiden og det er derfor antatt at krefter fra alkalireaksjonen virker på tverrsnittet fra den tilstanden det er i fra egenvekten. I de fleste tilfeller vil det være en blanding av Stadium I og II. Tverrsnittet kan først og fremst forventes å være i Stadium II i en stor del av feltet og over støttene.

Det regnes med en langtids E-modul for betongen. Denne verdien kan settes til 1/3-del av korttids E-modulen, noe som for de aktuelle betongene ofte ender opp i et E_s/E_{cl} forhold på ca 25, hvor E_s er armeringens E-modul og E_{cl} betongens langtids E-modul.

Modell 1:

En bør benytte denne modellen i tilfeller der ekspansjonen kan antas jevnt (konstant) eller lineært fordelt over tverrsnittet.

En tenker seg da at en først lar betongen ekspandere fritt (uten å få spenninger). Armeringen trekkes så ut til den samme forlengelsen og den kraften som en da har i armeringen settes så på det armerte tverrsnittet med motsatt virkning (som trykk).

Tøyningstilstanden til tverrsnittet beregnes så for den kombinerte lastvirkningen fra kreftene i armeringen fra alkalireaksjonen (aksialkraft og moment) og det ytre momentet fra egenvekten.

Lastvirkningen fra kreftene i armeringen (fra ekspansjonen) vil i dette tilfellet øke stivheten til tverrsnittet i forhold til vanlig Stadium II tilstand for rent moment.

Tøyningstilstanden til tverrsnittet for den kombinerte lastvirkningen kan finnes eksakt ved numerisk løsning av en tredjegradslikning eller den kan finnes tilnærmet ved en sammenlikning av resultatene fra rene Stadium I og Stadium II beregninger, slik det er blitt gjort i denne rapporten.

Fordelen med (den rene) Stadium II betraktningen er at en kan superponere enkeltbidragene og på den måten få et førstehånds inntrykk av hva hvert bidrag (ekspansjonsform) betyr tøyningmessig. Stadium I betraktningen er, derimot, stort sett bare gyldig for "slutt"-tilstanden.

Denne tøyningfordelingen gir tøyningene og spenningene i betongen (den delen som er i trykk). For å finne den endelig eller resulterende tøyningstilstanden for tverrsnittet må en legge til den frie ekspansjonen til denne tilstanden.

Modell 2:

Denne modellen er først og fremst aktuell i tilfeller der betongen er i trykk og der deler av tverrsnittet, f.eks. plata i en T-bjelke, ekspanderer mer enn resten. Her tenker en seg at en først holder den delen som ekspanderer mest fast, og så setter denne lastvirkningen på med motsatt fortegn (som en strekk-kraft og et moment) sammen med egenlastmomentet på det armerte tverrsnittet.

Resulterende tøyningstilstand og spenningsgivende tøyning i armeringen kommer direkte ut fra de beregnede tøyningene etter denne modellen, mens den frie tøyningen må trekkes ifra denne tøyningen i trykksonen for å få spenningsgivende tøyning i betongen.

Denne modellen kan kombineres med Modell 1, men en må da kombinere resulterende lastvirkning fra begge modellene med egenvektsmomentet og eventuelle endringer i innspenningsmomentene for å bestemme den såkalte "fiktive" tøyningstilstanden. For å finne resulterende tøyningstilstand for tverrsnittet og spenningsgivende tøyning i armeringen, må den frie tøyningen i Modell 1 legges til denne "fiktive" tilstanden. Tilsvarende må tøyningen i Modell 2 trekkes fra den "fiktive" tilstanden for å finne spenningsgivende tøyning i betongen i den delen av tverrsnittet som er i trykk.

Litt generelt om Modell 1 og 2:

Laster beregnet iht Modell 1 og 2 bidrar vanligvis til å krumme bruplata oppover og for en kontinuerlig plate vil dette gi et innspenningsmoment som kommer i tillegg til det positive egenlastsmomentet i feltet og i fratrekk fra de negative egenlastsmomentene over støttene. Dette gjør at plata kommer snarere i flytning i feltet, men kapasiteten trenger likevel ikke å være noe særlig redusert da det trengs en mekanisme med flere flyteledd (over støttene) før en eventuelt får brudd.

Det kan være vanskelig å estimere innspenningsmomentet fra ekspansjonen, men det vil ofte være en øvre grense for hvor stort det kan bli knyttet til kapasiteten til snittene med minst armering. Som oftest er det ved null-momentpunktene. Rissmomentet kan imidlertid være vesentlig større enn kapasiteten etter at det er blitt riss på dette stedet. Tilstanden må derfor vurderes både i Stadium I og Stadium II i slike områder.

Ved betraktninger etter Modell 1 og 2 eller en kombinasjon av begge modellene betraktes endringen i innspenningsmomentet fra ekspansjonen som et bidrag til momentvirkningen i hvert snitt.

Modell 3:

Modell 3 er, slik den betraktes her, et spesialtilfelle for å regne lastvirkninger i planet på grunn av ulik ekspansjon i bredderetningen til brua, og hvor det bare tas hensyn til aksialdeformasjoner. Det kan f.eks. være som i eksempelet i denne rapporten hvor ytterbjelkene ekspanderer mer enn innerbjelkene og hvor plata av den grunn (ved like stor tilleggsekspsjon i begge ytterbjelkene) er forhindret fra å rotere i bredderetningen (om vertikal akse). Hvis denne forutsetningen ikke er til stede, kan en eventuelt benytte enten Modell 1 eller Modell 2 også i bredderetningen.

Modell 3 gir imidlertid både aksialkrefter, skjærkrefter og moment i bruplata. Aksialkreftene virker i lengderetningen og de delene som ekspanderer mest vil få trykk og de som ekspanderer minst strekk. Skjærkreftene opptrer i plateplanet, mens det kan oppstå moment både om en vertikal akse langs midtlinja og som torsjonsmoment i planet), se Figur 30. Strekk-krefter som virker på hele delkomponenter av brua (f.eks. en T-bjelke) er å betrakte som en ytre last og må tas hensyn til ved kapasitetskontroller for skjær og moment.

Som en første tilnærming, kan det i dette tilfellet regnes med konstant aksialstivhet og lik ekspansjon i lengderetningen. Aksialstivheten kan baseres på tverrsnittet midt i feltet i Stadium II. Denne betraktningen blir da svært enkel, og hvis arealene (til drivende og bremsende del) er like store blir da resulterende tøyning halvparten av den frie tøyningen til den delen som ekspanderer mest.

5 Tilstandsundersøkelse – input til beregningene

For å kunne estimere graden av ekspansjon fra alkalireaksjoner må man ha noe kvantifiserbart å referere til. Dette kan f.eks. være:

- Total forlengelse av brua, målt som forskyvning av fast innspente søyler, forskyvning av lagre, sammenklemming av fuger, osv.
- Ekspansjon over en lengde, målt som sum rissvidder dividert på den gitte målelengden

Plan- og tynnslipanalyser av utborede kjerneprøver kan benyttes til å dokumentere at det pågår alkalireaksjoner, samt anslå hvor langt fremskreden skadeutviklingen er. Det er imidlertid enda ikke mulig å kvantifisere graden av ekspansjon (til en gitt tøyning) basert på undersøkelser av borkjerner.

Når en har fått et inntrykk av hvor mye brua har ekspandert, må en så fordele denne ekspansjonen til de forskjellige modellene og beregne hvilke lastvirkninger dette kan forventes å gi.

Siden denne virkningen er avhengig av både geometri og armeringsmengden i tverrsnittet, er det en fordel å ha studert tegningene før befaringene.

Det vil normalt være behov for flere befaringer ved en slik vurdering av en konstruksjon. Først må en gjennomføre en inspeksjon for å kartlegge tilstanden til konstruksjonen best mulig i forkant av beregningene, dernest kan det være aktuelt med en supplerende inspeksjon etter at en har gjort beregningene, for å se etter spesielle effekter som kan underbygge de resultater en har kommet frem til.

Under hovedbefaringen er det nødvendig å gjøre en full tilstandsundersøkelse av konstruksjonen, både globalt og lokalt i spesielt kritiske snitt. I de fleste tilfeller vil det antakelig være summen av alkalireaksjoner og andre skademekanismer som eventuelt gjør situasjonen kritisk.

6 Videre arbeid

Dette arbeidet har vært utført med tanke på å forstå hvordan ekspansjonen av betongen ved alkalireaksjoner påvirker lastsituasjonen for slakkarmerte bjelke- og platekonstruksjoner. Det er skissert modeller og prosedyrer for å kunne beregne disse lastvirkningene.

Det er imidlertid behov for å arbeide videre med beregningsmodellene, både for ulike konstruksjonselementer og ulike bæresystem, fortrinnsvis gjennom bruk av prosedyrene i konkrete skadetilfeller. Det er også et stort behov for videre FoU-arbeid for å forstå de konstruktive konsekvensene av nedbrytningen og utvikle regnemodeller/-prosedyrer for kapasitetskontroll av alkalireaksjonsskadede betongkonstruksjoner. Alkalireaksjoner gir ytre og indre opprissing av betongen og ved langt fremskreden skadeutvikling vil dette medføre reduksjon i betongens mekaniske egenskaper (spesielt strekkfasthet og E-modul), delamineringer i betongtverrsnittet og reduksjon i heft mellom betong og armering. Ved kapasitetskontroll av konstruksjoner med alkalireaksjoner er det derfor i mange tilfeller nødvendig å regne med redusert kapasitet i forhold til opprinnelig dimensjonerende kapasitet. Foreløpig finnes det ikke egnede retningslinjer/verktøy verken for å identifisere, estimere eller modellere de sentrale materialparametrene i en slik betraktning.

Alkalireaksjoner er en langsomtvirkende skademekanisme som det normalt tar flere tiår før utvikles til skadelig omfang. Det første regelverket for å forebygge alkalireaksjoner i norske betongkonstruksjoner kom på plass først på midten av 1990-tallet. Det må påregnes at en stor andel betongkonstruksjoner bygd før dette vil utvikle alkalireaksjoner, med stadig økende skadeomfang i årene framover. For å ivareta denne situasjonen på en god måte er det nødvendig å videreføre dette arbeidet med konstruktive konsekvenser av alkalireaksjoner.

7 Referanser

- 1 Aas-Jakobsen: «Rapport fra spesialinspeksjon 2012», dokument nr. 11155-6-3
- 2 Aas-Jakobsen: «Statistiske kontrollberegninger og forsterkning», dokument nr 11155-6-4
- 3 Blight, G.E. and Alexander, M.G.: "Alkali-Aggregate Reaction and Structural Damage to Concrete. Engineering Assessment, Repair and Management", CRC Press Taylor & Francis Group, 2011
- 4 Sørensen, S.I: Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2", Akademika, 2013



Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Tlf: (+47 915) 02030
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen