

Kapasitetskontroll av korrosjonsskadet betongelementbru

Hulvågbrua på Atlanterhavsveien

Audun Fossum
Halvard Henjum Halsnes
Valon Hyseni

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

| | | |
|------------------------------------|---------------------|----------------------------|
| FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner | DATO: 11.06.2017 | ANTALL SIDER: 158 + 120 |
|------------------------------------|---------------------|----------------------------|

TITTEL:

Kapasitetskontroll av korrosjonsskadet betongelementbru

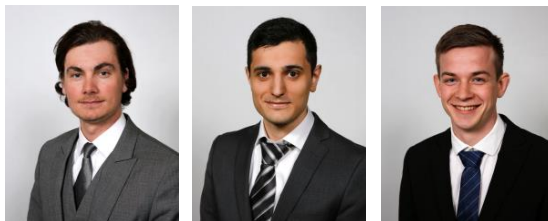
Design verification of corrosion damaged concrete element bridge

UTFØRT AV:

Halvard Henjum Halsnes

Valon Hyseni

Audun Fossum



SAMMENDRAG:

Hulvågen bru er en betongelementbru som står i værharde omgivelser på Atlanterhavsveien i Eide kommune i Møre og Romsdal. I denne oppgaven har bruas tilstand og bæreevne blitt vurdert ved å beregne kapasitetene til de mest kritiske komponentene.

Brua har omfattende skader forårsaket av korrosjon. Dette kommer frem både i Statens Vegvesen sine skaderegistreringer, og da brua ble inspisert av forfatterne i mai 2017. Problematikken rundt korrosjon og det teoretiske grunnlaget blir diskutert i oppgaven, og basert på dette blir bruas tilstand beskrevet.

Brua har blitt modellert i 3D i Robot Structural Analysis for å finne dimensjonerende lastvirkninger. For å verifisere robotmodellen og dens fordeling av laster, har deler av brua også blitt modellert i FEM-programmet Abaqus.

Basert på tilstandsbeskrivelsen og dimensjonerende lastvirkninger hentet fra Robot, har kapasiteten til tverrbærerne og overbygningen blitt beregnet. Kapasitetene er i hovedsak beregnet etter regler gitt i NS 3473, som var gjeldende dimensjoneringsstandard for betong da brua ble prosjektert i 1987. Noen kontroller er også utført etter dagens standard, NS-EN 1992-1-1. For å vurdere bruas bæreevne har det blitt tatt hensyn til korrosjon i armeringen i bruddgrenseberegningene.

Resultatene fra beregningene viste at tverrbærernes kapasitet er tilstrekkelig, både med og uten reduksjon for korrosjon. Overbygningen hadde full utnyttelse av momentkapasitet når overbygningen ble betraktet som fritt opplagt, og den hadde lite restkapasitet når overbygningen ble betraktet som kontinuerlig.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDERE: Terje Kanstad, NTNU og Håvard Johansen, SSV

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Forord

Denne oppgaven representerer det avsluttende arbeidet for 2-årig masterutdanning i Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Oppgaven er skrevet for Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU, i samarbeid med Statens Vegvesen. Arbeidet med oppgaven har pågått over en tidsperiode på 20 uker gjennom vårsemesteret i 2017, og svarer til 30 studiepoeng.

Det kom tidlig frem at alle tre på gruppen ønsket å arbeide med en reel problemstilling, og da var eksisterende betongbruer et åpenbart valg. Oppgaven var i begynnelsen tenkt å være en beregningsoppgave, men etter hvert som arbeidet pågikk og utfordringer dukket opp, fikk oppgaven også en teoretisk vinkling. Det gjorde at arbeidsdagene ble veldig varierte, og vi kom borti mange forskjellige og tildels uventede temaer. Gjennom det varierte arbeidet har vi tilegnet oss en større helhetlig forståelse av betongfaget og utfordringer knyttet til det - læringsutbyttet har vært enormt.

Vi ønsker å rette en stor takk til professor Terje Kanstad ved NTNU som har vært vår hovedveileder i forbindelse med oppgaven. Hans faglige bistand og engasjement har vært uvurderlig. Vi vil i tillegg takke alle som har hjulpet oss fra Statens Vegvesen, og alle ansatte og medstudenter på instituttet som har bistått oss i arbeidet.

Trondheim, 11.06.17

Audun Fossum

Audun Fossum

Halvard Henjum Halsnes

Halvard H. Halsnes

Valon Hyseni

Valon Hyseni

Sammendrag

Hulvågen bru er en betongelementbru som står i værharde omgivelser på Atlanterhavsveien i Eide kommune i Møre og Romsdal. I denne oppgaven har bruas tilstand og bæreevne blitt vurdert ved å beregne kapasitetene til de mest kritiske komponentene.

Brua har omfattende skader forårsaket av korrosjon. Dette kommer frem både i Statens Vegvesen sine skaderegistreringer, og da brua ble inspisert av forfatterne i mai 2017. Problematikken rundt korrosjon og det teoretiske grunnlaget blir diskutert i oppgaven, og basert på dette blir bruas tilstand beskrevet.

For å finne lastvirkningene på brua så nøyaktig som mulig, har hele konstruksjonen blitt modellert i 3D i Robot Structural Analysis. For å verifisere robotmodellen og dens fordeling av laster, har deler av brua også blitt modellert i FEM-programmet Abaqus. Det har vært en viss usikkerhet knyttet til bruas statiske system, og brua har derfor blitt betraktet med overbygning som virker både fritt opplagt og kontinuerlig. Omlagring av moment på grunn av etappevis bygging og tidsavhengige effekter i det kontinuerlige systemet har blitt regnet for hånd, og det teoretiske grunnlaget for de benyttede formlene har blitt vurdert. Laster som brua er antatt å utsettes for er hentet fra Statens Vegvesens Håndbok R412.

Basert på tilstandsbeskrivelsen og dimensjonerende lastvirkninger hentet fra Robot, har kapasiteten til tverrbærerne og overbygningen blitt beregnet. Kapasitetene er i hovedsak beregnet etter regler gitt i NS 3473, som var gjeldende dimensjoneringsstandard for betong da brua ble prosjektert i 1987. Noen kontroller er også utført etter dagens standard, NS-EN 1992-1-1. Kapasitetskontrollene har blitt gjennomført i brudd- og bruksgrensetilstanden. For å vurdere bruas bæreevne har det blitt tatt hensyn til korrosjon i armeringen i bruddgrenseberegningene.

Resultatene fra beregningen viste at tverrbærernes kapasitet er tilstrekkelig, både med og uten reduksjon for korrosjon. Overbygningen hadde full utnyttelse av momentkapasitet når overbygningen ble betraktet som fritt opplagt, og den hadde lite restkapasitet når overbygningen ble betraktet som kontinuerlig.

Abstract

Hulvågen bridge is a concrete element bridge that is located in harsh weather conditions on The Atlantic Road in Møre og Romsdal in Norway. In this thesis the condition and carrying capacity of the bridge has been evaluated by calculating the capacity of the most critical components on the bridge. The bridge has severe damages caused by corrosion of the rebars. This is made clear in Statens Vegvesen's own registrations of damages on the bridge, and it was confirmed when the bridge was inspected in May of 2017. The problems surrounding corrosion and its theoretical background is discussed, and based on this the condition of the bridge is described.

The whole bridge has been modelled in 3D in Robot Structural Analysis, so that the forces acting on the bridge could be found as accurately as possible. To verify the Robot model and its distribution of forces, parts of the bridge has also been modelled in the FEM program Abaqus. There has been some uncertainties surrounding the static system of the bridge, and it has therefore been seen necessary to evaluate the bridge both when the superstructure is assumed simply supported and continuous. Redistribution of moments due to stepwise building process and time dependant effects in the continuous system has been calculated by hand, and the theoretical background of the formulas used has been discussed and evaluated. Assumed loads acting on the bridge has been found in handbook R412 from Statens Vegvesen.

Based on the evaluated condition of the bridge and the acting loads found in Robot, the load carrying capacity of the crossbeams and the superstructure has been calculated. The capacities are predominantly calculated by rules given in NS 3473, the prevailing concrete design code at the time of construction. Some calculation has also been done by the current code, NS-EN 1992-1-1. The bridge has been checked in both ULS and SLS. To evaluate the load carrying capacity, the ULS controls has also been done by taking corrosion into account.

The results from the calculations showed that the capacity of the crossbeams is sufficient, both with and without the effects from corrosion. The superstructure's moment capacity was fully utilized when it was assumed simply supported, and had little residual capacity when it was assumed continuous.

Innhold

| | |
|--|------------|
| Forord | i |
| Sammendrag | iii |
| Abstract | v |
| 1 Innledning | 1 |
| 2 Dimensjoneringsgrunnlag | 3 |
| 2.1 Hulvågen bru | 3 |
| 2.2 Forutsetninger | 5 |
| 2.3 Standarder og regelverk | 7 |
| 2.3.1 NS 3473 | 7 |
| 2.3.2 Eurokode 2 | 7 |
| 2.3.3 Statens Vegvesen | 8 |
| 2.4 Byggematerialer | 8 |
| 2.4.1 Betong | 8 |
| 2.4.2 Stål | 11 |
| 3 Korrosjon | 13 |
| 3.1 Anodisk- og katodisk reaksjon | 14 |
| 3.2 Korrosjon induisert av karbonatisering | 16 |
| 3.3 Korrosjon induisert av klorider | 19 |
| 3.4 Tiltak | 21 |
| 3.4.1 Overdekning | 21 |
| 3.4.2 Betongsammensetning | 22 |
| 3.5 Konsekvenser | 22 |
| 4 Tilstand | 25 |
| 4.1 Landkar | 27 |

Innhold

| | | |
|----------|---|-----------|
| 4.2 | Tverrbærere | 28 |
| 4.3 | NIB-bjelker | 33 |
| 4.4 | Bruplate | 34 |
| 5 | Laster | 37 |
| 5.1 | Klassifisering av laster | 37 |
| 5.2 | Permanente laster | 38 |
| 5.2.1 | Egenlast | 38 |
| 5.3 | Variable laster | 38 |
| 5.3.1 | Trafikkklaster | 39 |
| 5.3.2 | Vertikale trafikkklaster | 39 |
| 5.3.3 | Vindlaster | 41 |
| 5.3.4 | Termiske påvirkninger | 42 |
| 5.4 | Deformasjonslaster | 43 |
| 5.4.1 | Spennkrefter | 43 |
| 5.4.2 | Krypomlagring | 44 |
| 5.5 | Lastkombinasjoner og grensetilstander | 44 |
| 5.5.1 | Bruddgrensetilstanden | 44 |
| 5.5.2 | Bruksgrensetilstanden | 45 |
| 6 | Omlagring av moment | 47 |
| 6.1 | Publikasjon 10 | 47 |
| 6.1.1 | Utleddning | 49 |
| 6.2 | Nedbøyningsbetrakning | 53 |
| 6.3 | Tidsinkrementert krypomlagring | 54 |
| 6.3.1 | Diskusjon | 56 |
| 7 | Tap av spennkraft | 61 |
| 7.1 | Grunnlag | 61 |
| 7.2 | Beregning av tap | 62 |
| 7.3 | Resultat | 65 |
| 8 | Modellering | 67 |
| 8.1 | Robot | 67 |
| 8.1.1 | Modell 1 | 69 |
| 8.1.2 | Modell 2 | 72 |
| 8.1.3 | Modell 3 | 73 |
| 8.1.4 | Modell 4 | 73 |
| 8.1.5 | Modell 5 | 74 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 8.2 | Abaqus, som verifikasjon av Robot | 75 |
| 8.2.1 | Bakgrunn | 75 |
| 8.2.2 | Modell | 76 |
| 8.2.3 | Analyse og resultat | 85 |
| 8.2.4 | Verifikasjon av kraftfordelingen mellom inner- og ytterbjelke i Robot | 90 |
| 9 | Opptredende krefter | 93 |
| 9.1 | Laster og plassering av laster | 93 |
| 9.1.1 | Last i modell 1 og 4 | 94 |
| 9.1.2 | Last i modell 2 | 97 |
| 9.1.3 | Last i modell 3 | 98 |
| 9.1.4 | Last i modell 5 | 99 |
| 9.1.5 | Håndberegninger | 99 |
| 9.2 | Dimensjonerende krefter i spenn 5 | 99 |
| 9.2.1 | Momentkrefter i spenn 5 | 99 |
| 9.2.2 | Skjærkrefter i spenn 5 | 101 |
| 9.3 | Dimensjonerende krefter i spenn 9 | 102 |
| 9.3.1 | Momentkrefter i spenn 9 | 102 |
| 9.3.2 | Skjærkrefter i spenn 9 | 103 |
| 9.4 | Dimensjonerende krefter for fritt opplagt overbygning | 104 |
| 9.5 | Tverrbærer i akse 8 | 105 |
| 9.6 | Opptredene krefter i bruksgrensetilstanden | 107 |
| 10 | Kapasitetsberegninger | 109 |
| 10.1 | Overbygning | 109 |
| 10.1.1 | Bruddgrense | 110 |
| 10.1.2 | Bruksgrense | 122 |
| 10.2 | Tverrbærer | 126 |
| 10.2.1 | Bruddgrense | 127 |
| 10.2.2 | Bruksgrense | 128 |
| 11 | Kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstand med hensyn til korrosjon | 133 |
| 11.1 | Overbygning | 133 |
| 11.1.1 | Momentkapasitet | 134 |
| 11.1.2 | Skjærkraftkapasitet | 139 |
| 11.1.3 | Forankring av spennarmering | 139 |
| 11.2 | Tverrbærer | 140 |
| 11.2.1 | Momentkapasitet | 140 |

Innhold

| | | |
|-----------|--|------------|
| 11.2.2 | Skjærkraftkapasitet | 141 |
| 12 | Resultater | 143 |
| 12.1 | Overbygning | 143 |
| 12.1.1 | Momentkapasitet | 143 |
| 12.1.2 | Skjærkraftkapasitet | 147 |
| 12.1.3 | Forankring av spennarmering | 148 |
| 12.1.4 | Kontroll av spenninger i bruksgrensetilstand | 148 |
| 12.2 | Tverrbærer | 150 |
| 12.2.1 | Momentkapasitet | 150 |
| 12.2.2 | Skjærkraftkapasitet | 151 |
| 12.2.3 | Rissvidde | 152 |
| 13 | Diskusjon og konklusjon | 153 |
| 13.1 | Videre arbeid | 155 |
| | Referanseliste | 156 |
| | Vedlegg A Brutegninger | |
| A.1 | Ferdig brutegning, Hulvågbrua | |
| A.2 | Armerings- og formtegninger, Hulvågbrua | |
| A.3 | Armerings- og formegninger, NIB-bjelke | |
| | Vedlegg B Krefter | |
| B.1 | Beregning av vindlaster | |
| B.2 | Krefter i bru med kontinuerlig overbygning | |
| B.3 | Krefter i bru med fritt opplagt overbygning | |
| B.4 | Multiplikasjonsfaktorer for laster i brudd- og bruksgrensetilstanden | |
| | Vedlegg C Beregninger | |
| C.1 | Effektive bredder samvirketverrsnitt | |
| C.2 | Kryptall | |
| C.3 | E-moduler og Materialstivhetsforhold | |
| C.4 | Stivheter | |
| C.5 | Tap av spennkraft | |
| C.6 | Omlagring av moment | |
| C.7 | Momentkapasitet samvirketverrsnitt | |
| C.8 | Skjærkapasitet samvirketverrsnitt | |
| C.9 | Kapasitet Forankring | |

C.10 Spenningsberegninger

C.11 Kapasiteter tverrbærer

C.12 Risskontroll tverrbærer

C.13 ESMA-rapport

Kapittel 1

Innledning

"... hvis den ikke ramler ned, kan en bro som en gang har blitt bygd aldri slutte å være en bro."

- Franz Kafka

Det finnes omlag 16 000 eksisterende bruer i Norge i dag som forvaltes av Statens Vegvesen. De fleste av disse er bygget i betong, og mange av dem er skadet slik at behovet for vedlikehold er stort. I 2012 ble vedlikeholdsetterslepet på norske bruer estimert til 11 400 millioner NOK. I følge Statens Vegvesen representerer kloridinitiert armeringskorrosjon det største problemet for bestandigheten til norske betongbruer. Problemet er særlig synlig på bruer som er bygget før rundt 90-tallet. På grunn av beskjedne krav til overdekning og en uforholdsmessig stor tiltro til betongs bestandighet, korroderer mange av disse bruene i dag. Hulvågen bru som det skal ses nærmere på i denne oppgaven, er intet unntak.

Hulvågen bru stod ferdig bygget i 1989, og allerede i 1998 ble det registrert korrosjonsskader flere steder på brua. Noen av skadene har blitt reparert fortløpende, men andre har fått utvikle seg over lang tid, og dermed ført til så store skader at det har blitt nødvendig å vurdere bruas bæreevne på nytt.

I denne oppgaven vil de mest kritiske komponentene på brua kontrolleres mot dimensjonerende lastvirkninger, og det vil bli tatt høyde for observerte korrosjonsskader som kan kompromittere bæreevnen. Fenomenet korrosjon vil beskrives i detalj slik at de underliggende årsakene til problemet kan belyses. Beregningsmetodene som er benyttet til å finne lastvirkningene på brua vil også forklares grundig slik at leseren skal forstå teoriene og antakelsene som ligger til grunn for beregningene.

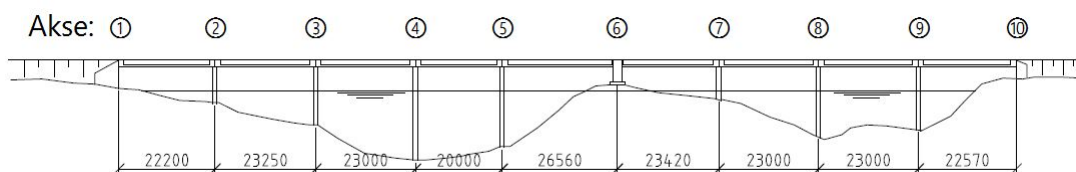
Kapittel 2

Dimensjoneringsgrunnlag

2.1 Hulvågen bru

Hulvågen bru er en betongelementbru som stod ferdig bygget i 1989. Brua er en del av Altlanterhavsveien i Møre og Romsdal, som forbinder Averøy med fastlandet. Den består av 9 spenn, og er tilsammen 207,8 m lang. Brua står i værharde omgivelser, og blir stadig oversprøytet av kloridholdig saltvann. Flere steder er det registrert korrosjonsskader forårsaket av klorider (mer om dette i kapittel 4).

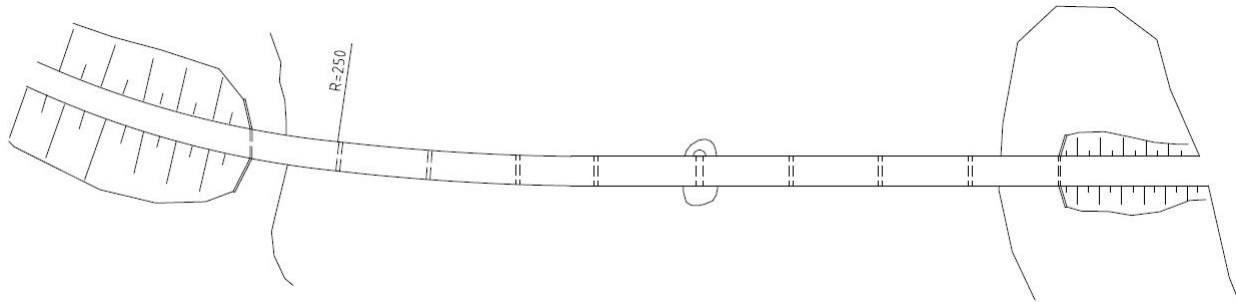
Bruas 9 spenn varierer mellom 20 og 26,6 m slik det er vist på figur 2.1. Aksesystemet er definert ved hvert oppleggspunkt. Spennene som er antatt i oppgaven er de som er oppgitt på ferdigbrutegning nr. 68 - 2182 fra 1999. På tegning nr. 8655/01 fra Johs Holdt AS fra 1987 er spennene noe annerledes enn på ferdigbrutegning, der det lengste spennet kun er 23,5m langt. Det legges videre i oppgaven til grunn at bruas spennvidder er som i ferdigbrutegning siden disse samsvarer best med NIB-bjelkenes oppgitte lengder på bjelketegninger.



Figur 2.1: Oppriss av Hulvågen bru.

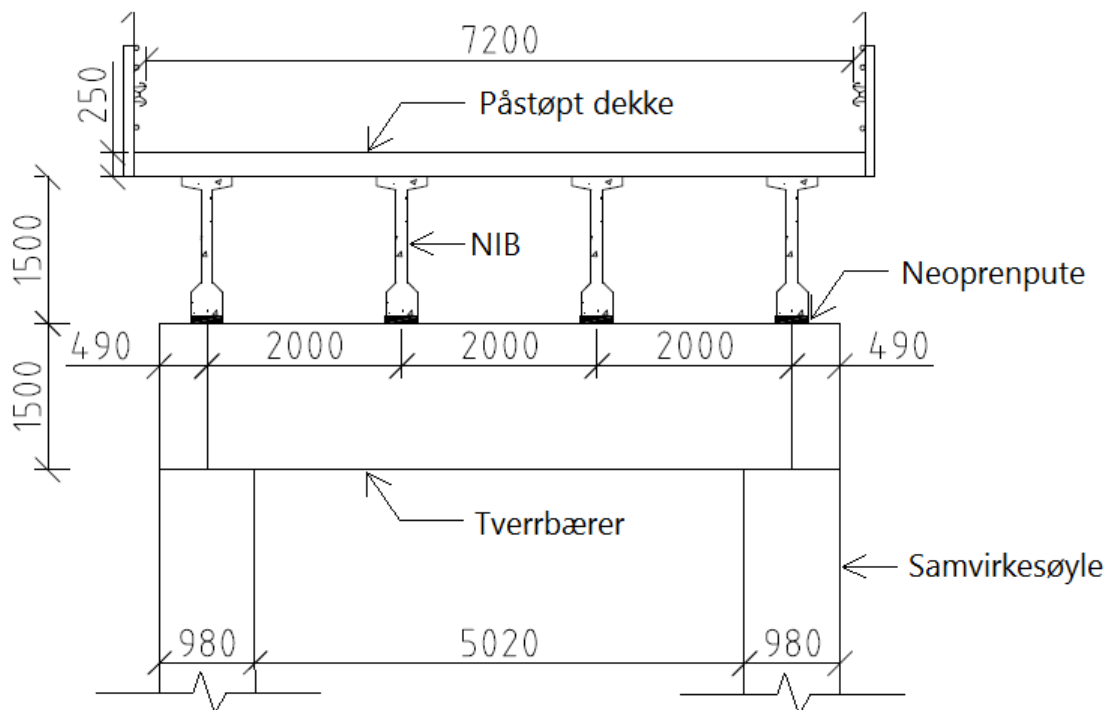
Figur 2.2 viser brua i plan. Av tegningen fremkommer det at brua har en slak krumning i den sør-vestlige enden. Krumningen er så liten at den trolig ikke er vesentlig for bruas virkemåte. Den er derfor valgt å neglisjeres i beregningene. Brua blir altså betraktet som om den var helt rett.

Kapittel 2. Dimensjoneringsgrunnlag



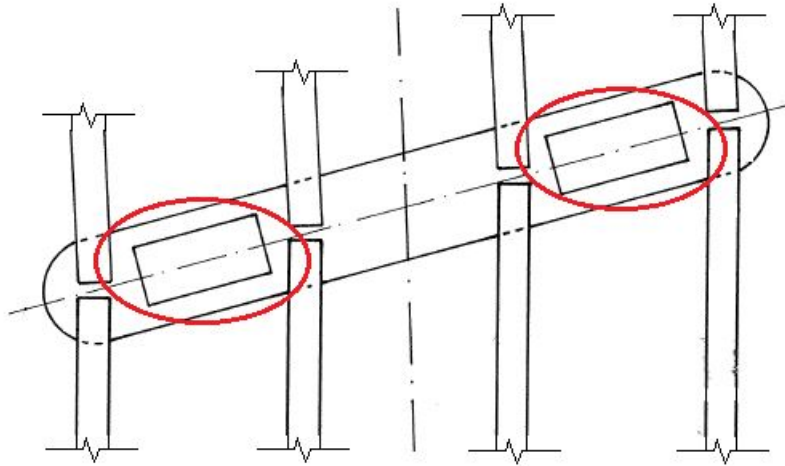
Figur 2.2: Plantegning av Hulvågen bru.

Mellom hver av aksene spenner det fire prefabrikerte førøppspente NIB-bjelker. På toppen av NIB-bjelkene er det støpt slakkarmert betongdekke kontinuerlig i hele bruas lengderetning. Dekket og NIB-bjelkene er forbundet med vertikale armeringsbøyler som muliggjør horisontal skjæroverføring mellom komponentene, og danner dermed samvirke. NIB-bjelkene i samvirke med dekket omtales videre som “samvirketverrsnitt” eller “samvirkebjelke”. Ved hver akse hviler NIB-bjelkene på neoprenputer som er opplagt på slakkarmerte tverrbærere. Tverrbærere spenner mellom to samvirkesøyler bestående av betongfylte stålrør, som overfører kreftene til grunnen. Ved akse 1, 6 og 10 er det landkar av betong. Figur 2.3 viser snitt av bruas oppbygning med de ulike komponentene.



Figur 2.3: Snitt av Hulvågen bru.

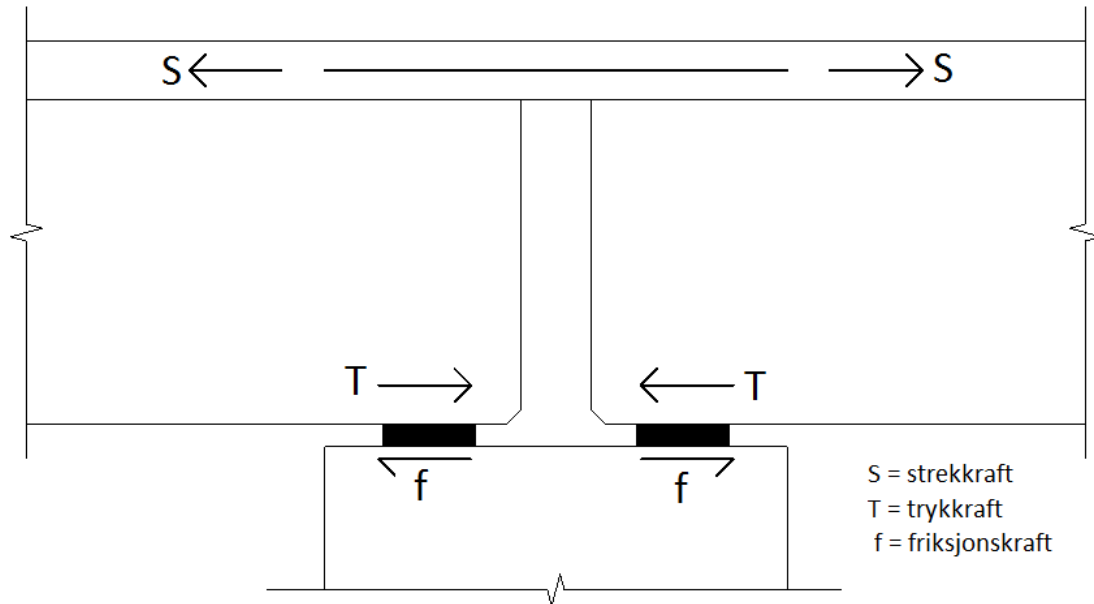
Brua er i tillegg konstruert med to skjærklosser i betong over hver av tverrbærerene slik det er vist på figur 2.4. Kolossene forbinder tverrbærerene med dekket. Deres funksjon antas å være å overføre horisontale krefter som virker på overbygningen direkte til tverrbærerene for å forhindre torsjon i NIB-bjolkene som kan føre til stabilitetsproblemer.



Figur 2.4: Skjærklosser over tverrbærer.

2.2 Forutsetninger

Tegningsgrunnlaget på brua har vært mangelfullt, og i den forbindelse har det måttet legges noen antakelser til grunn for beregningene. Tverrbærerene og søylene er godt dokumenterte, og tegningene viser både form og armering for komponentene. For NIB-bjolkene har det kun vært mulig å oppdrive en halv armeringstegning og en halv bøyeliste. Der det har vært tvil om armeringen, har NIB-bjolkene blitt antatt dimensjonert etter Statens Vegvesens "Håndbok 100 - NIB-bruer" fra 1983. I håndboken kan spennarmeringen bestemmes ut ifra bjelkenes spennvidde, antall bjelker mellom aksene, type bjelke, og føringsbredde. Det antas at håndboken gir et realistisk estimat i forhold til den faktiske armeringen. Tegninger av påstøpet med tilhørende armering har ikke vært tilgjengelig i det hele tatt. Armering i påstøpet har derfor i sin helhet blitt antatt dimensjonert etter den samme håndboken som NIB-bjolkene. Det ble forsøkt å anskaffe flere tegninger. Produsenten av NIB-bjolkene (Vestlandske Spennbetong AS), rådgivende ingeniør på prosjektet (Johs Holt AS) og Statens Vegvesen, ble alle kontaktet og spurt etter tegninger, uten at det lyktes dem å finne flere. Siden antakelsene medfører en viss usikkerhet, har det blitt vektlagt å utføre beregningene i oppgaven etter konservative prinsipper.



Figur 2.5: Kraftoverføring over støtte.

Det er også en viss usikkerhet knyttet til bruas statiske system. Der NIB-bjolkene møter hverandre over tverrbærerene, har ikke hullrommet mellom NIB-bjolkene blitt støpt med betong. Antas det statiske systemet som kontinuerlig, vil det oppstå strekkrefter i overkant og trykkrefter i underkant av overbygningen over tverrbærerene. Strekkreftene kan overføres gjennom armeringen i det kontinuerlige dekket, men trykkreftene kan ikke overføres direkte så lenge NIB-bjolkene ikke er forbundet til hverandre. Det vil likevel være en viss friksjon fra neoprenputene som gjør at noe av trykkreftene kan overføres indirekte via tverrbæreren (se figur 2.5), men andelen som blir overført er vanskelig å tallfeste. På byggetegning nr. 68 - 2182 (se vedlegg A.1) fra Statens Vegvesen, står det eksplisitt at brusystemet på Hulvågen bru er kontinuerlig. Det er likevel uvisst om brua faktisk ble forutsatt som kontinuerlig da den ble prosjektert i 1987. I oppgaven er dette problemet løst ved å kontrollere de ulike komponentene for dimensjonerende lastvirkninger som oppstår både i et kontinuerlig- og et fritt opplagt system. Ved å gjøre dette blir beregningene konservative, og det reelle systemet vil være et sted imellom.

Å regne på brua som kontinuerlig er ikke rett frem. Siden brua nødvendigvis må bygges i etapper der ulike komponenter oppføres ved ulike tidspunkt, vil det statiske systemet endre seg over tid. I tillegg har betong materialegenskaper som også endrer seg over tid. Det antas for eksempel at overbygningen på brua er bygget ved å først montere NIB-bjolkene mellom tverrbærerene. Siden de ikke har noen rotasjonsstivhet ved oppleggspunktene vil de virke som fritt opplagte bjelker. Senere støpes dekket kontinuerlig over NIB-bjolkene og danner kontinuitet over støttene. Det statiske systemet vil altså endre seg fra fritt opplagt til kontinuerlig - overbygningens momentdiagram i lengderetning vil

gå fra å ha store feltmomenter, til å ha en jevnere fordeling mellom felt- og støttemoment. Den andelen av momentet som går fra felt til støtte, kalles omlagringsmoment. I denne oppgaven er det antatt at omlagringen vil utvikle seg slik det er beskrevet i “Norsk Betongforenings publikasjon 10 - Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer”. Beregningsmetoden som beskrives i publikasjonen er dypere forklart i kapittel 6.

2.3 Standarder og regelverk

Under presenteres standarder og regelverk som har vært viktige i forbindelse med denne oppgaven.

2.3.1 NS 3473

Beregningene i oppgaven baserer seg i hovedsak på prosjekteringsregler som er gitt i 2. utgave av NS 3473. NS 3473 var gjeldende dimensjoneringsstandard for betong i Norge fra 1973 til 2010. Den andre utgaven av standarden var gjeldende fra 1977 til 1989, og må dermed ha vært den utgaven som Hulvågen bru ble prosjektert etter i 1987. Med mindre annet er spesifisert, er det i det følgende underforstått at det er 2. utgave av standarden som er ment der NS 3473 omtales. Som en støtte til standarden har læreboken “Betongkonstruksjoner” av Leif Nordgård og Knut Røhne blitt benyttet. Boken er fra 1982, og gir en beskrivelse av praktisk dimensjonering etter NS 3473.

2.3.2 Eurokode 2

Da NS 3473 utgikk i 2010, tok NS-EN 1992-1 (EK 2) over som dimensjoneringsstandard for betong i Norge. Innføringen av eurokodene var en del av et større standardiseringsprosjekt i Europa som skulle gjøre det enklere å arbeide på tvers av landegrenser. Omfanget til EK 2 er betydelig større enn NS 3473. Den sjette og siste utgaven av NS 3473 var på 128 sider, mens EK 2 til sammenlikning er på 225 sider (i tillegg til ti informative tillegg og ett nasjonalt annekse). Det er med andre ord mange nye kontroller og beregningsmetoder man må forholde seg til med de nye eurokodene. Siden Hulvågen bru ble bygget i 1989, er den naturligvis unntatt disse reglene. I enkelte tilfeller har det likevel vært interessant å regne etter reglene i EK 2 for sammenlikning, og i enkelte tilfeller har det til og med vært nødvendig, fordi NS 3473 har vært mangelfull eller ikke beskrevet det aktuelle temaet i det hele tatt. Læreboken “Betongkonstruksjoner” av Svein I. Sørensen fra 2012 har blitt benyttet sammen med standarden for å gi en større praktisk forståelse.

2.3.3 Statens Vegvesen

Statens Vegvesen gir ut flere håndbøker. Disse omfatter alt fra hvordan et rekkverk skal bygges til hvordan betongarbeider skal kontrolleres. Per 2017 finnes det i alt 121 ulike håndbøker som er gjeldende. Håndbøkene deles inn i to nivåer: nivå 1 og nivå 2. Nivå 1 omfatter normaler og retningslinjer, og er kravdokumenter som må følges på alle Statens Vegvesens prosjekter. Nivå 2 omfatter veiledninger, som er hjelpedokumenter som understøtter normalene og retningslinjene ved å detaljert beskrive hvordan disse kan brukes [1].

Følgende håndbøker har blitt benyttet i denne oppgaven:

- N400 Bruprosjektering
- R412 Bruklassifisering
- Håndbok 100 - 08 NIB-bruer fra 1983

Håndbok N400 er et kravdokument som beskriver prosjekteringsregler for bruer, både nye og eksisterende.

Håndbok R412 beskriver trafikkklaster som bruer skal kontrolleres for. Håndboken angir støresle og plassering for ulike lasttilfeller, og har blitt benyttet for å finne dimensjonerende lastvirkninger på brua.

Håndbok 100 - 08 NIB-bruer fra 1983 beskriver regler og normer for dimensjonering av NIB-bruer, videre omtalt som "NIB-manualen". NIB-manualen har dannet forståelsesgrunnlaget for NIB-brorer i denne oppgaven. NIB-manualen har også ligget til grunn for antagelser som er gjort hvor tegningsgrunnlaget ikke har vært tilstrekkelig.

2.4 Byggematerialer

2.4.1 Betong

For å kunne bygge mest mulig rasjonelt er det nødvendig med et klassifiseringssystem som skiller ulike betonger ut ifra hvilke fasthetsegenskaper de har. Da NS 3473 var gjeldende delte man inn i fasthetsklasser der betong ble betegnet med bokstaven "C" etterfulgt av terningtrykkfastheten i MPa. For eksempel ble en betong med 55 MPa i terningtrykkfasthet betegnet "C55". I dag klassifiserer man etter EK 2, som betegner betong med bokstaven "B" etterfulgt av sylindertykkfastheten i MPa.

Betongkvalitetene på Hulvågen bru varierer mellom de ulike konstruksjonsdelene. Tverrbærerne, søylene og påstøpen er utført i C45-betong, mens NIB-bjelkene er utført i C55. I følge Tabell 4.4.1

i NS 3473 kan de ulike fasthetsklassene tilskrives følgende karakteristiske fastheter:

Tabell 2.1: Betongfastheter etter NS 3473 [2].

| Fasthetsklasse | | C45 | C55 |
|-----------------------------------|----------|----------|----------|
| Trykkfasthet | f_{cn} | 24,0 MPa | 28,0 MPa |
| Skjærfasthet | f_{vn} | 0,6 MPa | 0,7 MPa |
| Heftfasthet | f_{bn} | 3,5 MPa | 4,0 MPa |
| Terningtrykkfasthet etter 28 døgn | f_{ck} | 45,0 MPa | 55,0 MPa |

Ved beregning i bruddgrensetilstand benyttes såkalte dimensjonerende verdier. De dimensjonerende fasthetene skiller seg fra de karakteristiske ved at de er redusert med en koeffisient (γ_m) som tar hensyn til usikkerhet knyttet til materialfasthet, utførelse og beregning. I følge NS 3473 pkt. 4.3.2 skal henholdsvis dimensjonerende trykkapasitet, skjærkapasitet og heftkapasitet regnes ut etter følgende formler:

$$f_c = \frac{f_{cn}}{\gamma_m}$$

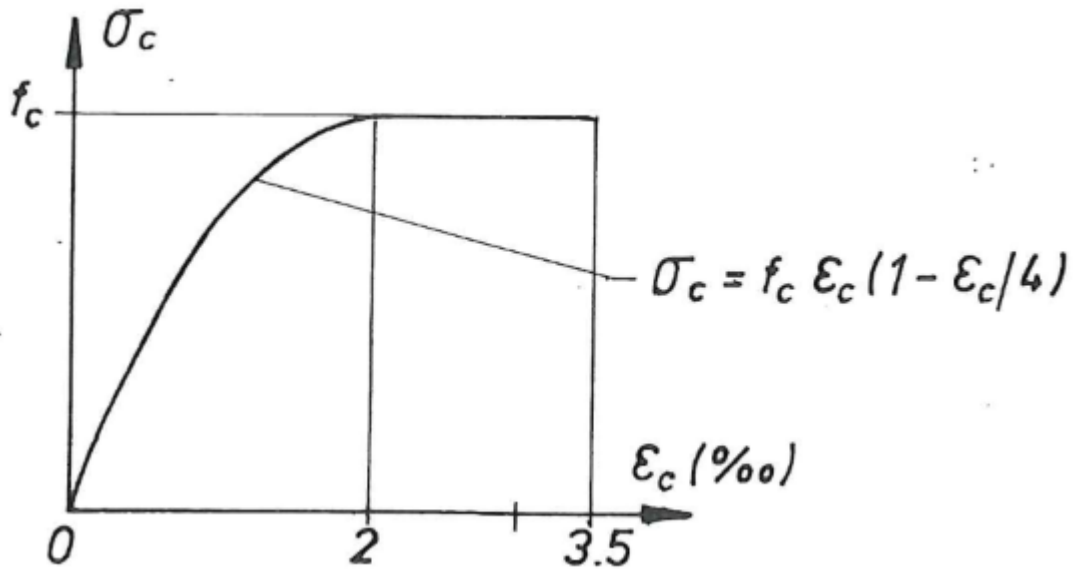
$$f_v = \frac{f_{vn}}{\gamma_m}$$

$$f_b = \frac{f_{bn}}{\gamma_m}$$

For armert betong settes γ_m lik 1,25 og for uarmert betong 1,40.

Den viktigste materialegenskapen til betong er evnen til å oppta trykkrefter. Betong har imidlertid en strekkfasthet som er i størrelsesorden 10 % av trykkfastheten. Vanlig praksis er å se bort ifra denne fastheten, og NS 3473 fastslår at betongstrekksonen skal regnes spenningsløs. Beregningene i denne oppgaven baserer seg derfor på antakelsen at strekkrefter kun tas opp av armeringen.

Ved beregning av kapasiteter antas betongtrykkspenningene å variere parabolisk for tøyninger mellom 0 og 2,0 ‰. For tøyninger mellom 2,0 og 3,5 ‰ antas spenningen å være konstant lik den dimensjonerende trykkfastheten (f_c). Det antas at betongen ikke kan få større tøyninger enn 3,5 ‰ (bruddtøyning). Figur 2.6 illustrerer spenning-/tøyningskurven for betong utsatt for trykk.



Figur 2.6: Antatt spenning-/tøyningskurve for betong [2].

Elastisitetsmodulen til betong ved beregning av formendring og snittkrefter under korttidslast skal i henhold til NS 3473 regnes etter formelen:

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{ck}}$$

Betongens E-modul vil over tid reduseres på grunn av kryp. I tillegg til NS 3473 står det at man kan regne kryptall etter formelen:

$$\varphi = k_{cj} \varphi_0$$

Der k_{cj} er en faktor som tar hensyn til belastningstidspunkt, og φ_0 er en faktor som avhenger av relativ fuktighet i luften. I tillegg står det: “Verdiene for kryptallet φ økes med 25 % for konstruksjonsdeler med minste tverrsnittsdimensjon 150 mm eller mindre. Er minste tverrsnittsdimensjon 750 mm eller større, reduseres kryptallet med 25 %”. Formelen er svært enkel, og i motsetning til den gitt i EK 2, tar den ikke hensyn til betraktningstidspunkt og betongkvalitet. EK 2 behandler også geometri på en mer nøyaktig måte ved å innføre “effektiv tverrsnittstykkelse” som avhenger av forholdet mellom omkrets av betong som er eksponert for luft og tverrsnittsareal. På grunn av det ovennevnte og behov for så nøyaktige kryptall som mulig, er det valgt å regne kryptall etter formlene gitt i tillegg B.1 i EK 2. Noen av materialparametrene som benyttes i EK 2 er riktignok ikke definert for betongkvalitetene det opereres med i NS 3473. Der dette er tilfellet, er det antatt at betongkvaliteter i EK 2 og NS 3473 med samme terningtrykkfasthet er ekvivalente, og de aktuelle parametrene er

dermed hentet for den ekvivalente betongkvaliteten i EK 2.

2.4.2 Stål

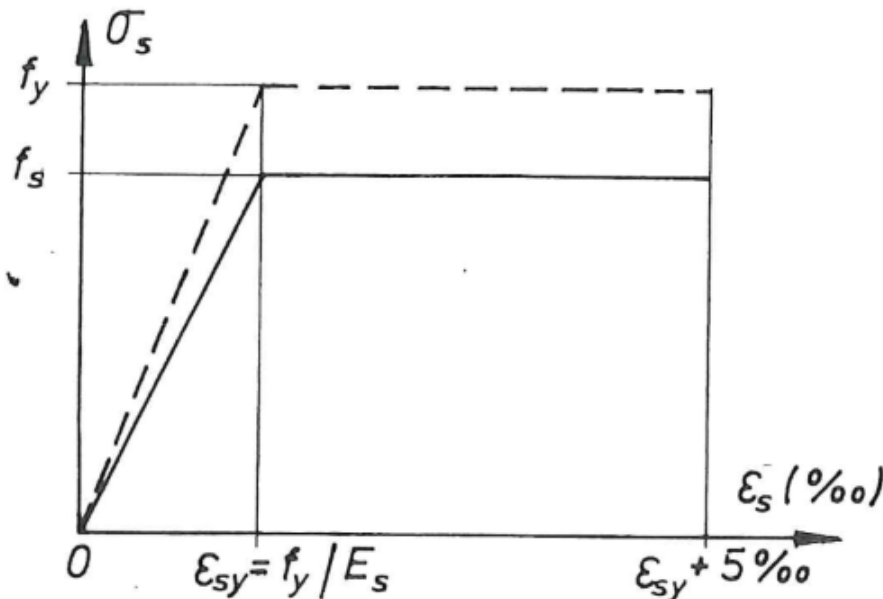
I følge byggetegningene er all slakkarmeringen på konstruksjonen med diameter mindre enn 32 mm av kvalitet K400TS, og armering med diameter 32 mm av kvalitet K500TS. Karakteristisk flytegrense (f_y) for henholdsvis K400TS- og K500TS-stål er 400 og 500 MPa. I motsetning til betong, antas stål å ha isotrope egenskaper. I følge NS 3473 gjelder derfor flytegrensen både for strekk- og trykkpåkjenninger.

Dimensjonerende fasthet (f_s) regnes ut etter:

$$f_s = \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Der materialkoeffisienten, γ_m settes lik 1,25.

Standarden fastslår også at stålets elastisitetsmodul (E_s) settes lik 210 000 MPa for all slakkarmering.



Figur 2.7: Antatt spenning-/tøyningskurve for slakkarmering [2].

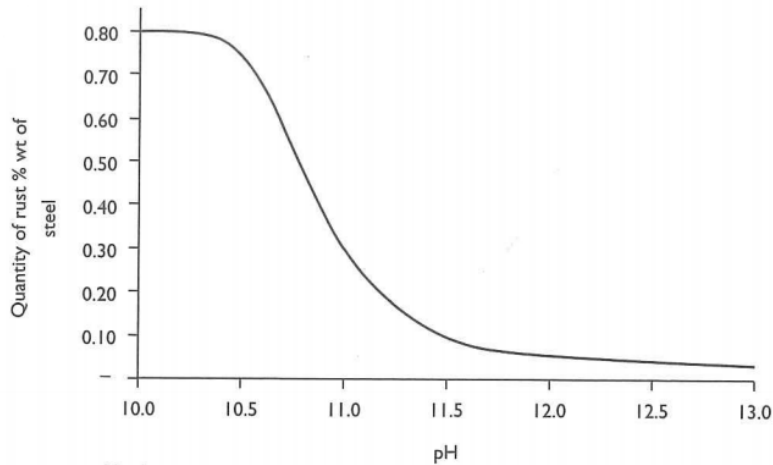
Armeringens spenning-/tøyningsforløp, vist på figur 2.7, antas å variere lineært for tøyninger fra 0 til $\epsilon_{sy} = f_y/E_s$ (flytetøyning). For tøyninger mellom ϵ_{sy} og $\epsilon_{sy}+5\text{‰}$ antas spenningene å være konstant. $\epsilon_{sy}+5\text{‰}$ representerer slakkarmeringens tøyning ved brudd.

Kapittel 3

Korrosjon

Det er mange nedbrytningsmekanismer som kan føre til skader på betongkonstruksjoner. Den viktigste for denne oppgaven er korrosjon, og er derfor den eneste som presenteres. På Hulvågen bru er det registeret omfattende skader forårsaket av armeringskorrosjon. Dette er typisk for konstruksjoner som befinner seg nært saltvann. Korrosjon er en elektrokjemisk prosess som bryter ned metaller. For armert betong kan prosessen få fatale følger ved at armeringen mister tverrsnitt slik at konstruksjonen mister evnen til å overføre strekkrefter. I ytterste konsekvens kan skadene som oppstår føre til kollaps av konstruksjonen. For å gi en dypere forståelse av problemet, er det i dette kapitlet forsøkt å beskrive de kjemiske prosessene som skjer når korrosjon oppstår, tiltak for å motvirke korrosjon, og hvilke konsekvenser korrosjon potensielt kan få.

3.1 Anodisk- og katodisk reaksjon



Figur 3.1: Mengden rust som dannes som funksjon av pH [3].

Betong er i utgangspunktet et alkalisk materiale (pH 12-13). Årsaken til den høye alkaliteten er tilstedeværelsen av kalsiumhydroksid og oppløst natrium- og kaliumhydroksid fra sement [4]. Som vi ser av figur 3.1 er alkaliteten gunstig fordi korrosjonsprosessen krever et surere miljø for å oppstå. Den høye pH-verdien i betongen skaper en beskyttende oksidfilm rundt armeringsstålet, kalt passivfilm. Passivfilmen har en tett struktur som er tungt løselig, og består av jernoksid og jernhydroksid. Så lenge det alkaliske miljøet opprettholdes vil filmen være selvreparerende hvis skader på den oppstår [3]. Det er i hovedsak to prosesser som kan ødelegge passivfilmen (depassivere), og dermed forårsake korrosjon:

1. Karbonatisering
2. Kloridinntrengning

Tiden det tar før passivfilmen er brutt ned kalles initieringsperioden. Når den er brutt ned vil korrosjonsprosessen gradvis akselerere, og den aktive korrosjonen begynner. Den kjemiske reaksjonen som oppstår er en redoksreaksjon - jern oksiderer i en såkalt anode, og oksygen reduseres i en såkalt katode [5]. Det første steget i den aktive korrosjonsprosessen er dannelsen av en anode. Jern løses opp i vann og frigir elektroner (anodisk reaksjon):



3.1. Anodisk- og katodisk reaksjon

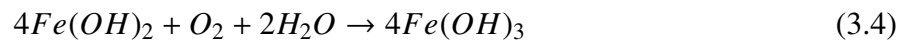
For å oppnå termodynamisk likevekt må de frigitte elektronene fra reaksjonen forflytte seg til katodeen. De må altså inngå i en annen kjemisk reaksjon på metallet. Elektronene forflytter seg gjennom den elektrisk ledende armeringen og reagerer med vann og oksygen, og danner hydroksid (katodisk reaksjon):



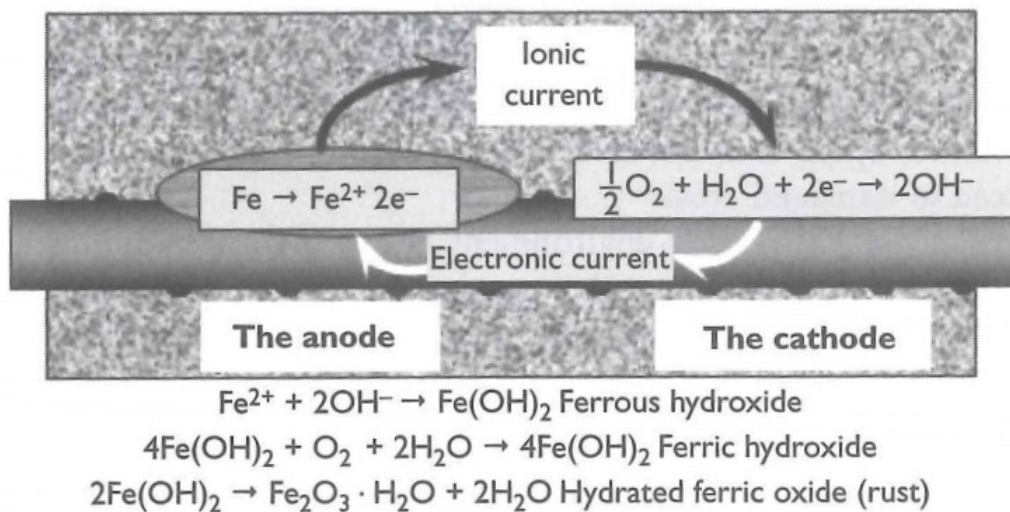
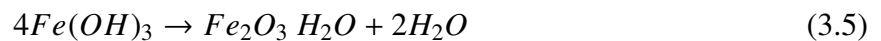
Jernionene fra den anodiske reaksjonen reagerer så med hydroksid fra den katodiske reaksjonen, og danner jern(II)hydroksid som avsettes på ståloverflaten:



Noe av jern(II)hydroksiden kan omdannes til jern(III)hydroksid ved å reagere med vann og oksygen:



Til slutt kan jern(III)hydroksid hydratisere og danne jern(III)oksid, bedre kjent som rust:



Figur 3.2: Idealisert fremstilling av korrosjonsprosessen [3].

Figur 3.2 viser en idealisert fremstilling av korrosjonsprosessen som er beskrevet. For at en anodisk- og katodisk reaksjon skal oppstå må altså vann, oksygen og tilstrekkelig lav pH være tilstede. Merk at forklaringsmodellen er en forenkling. I virkeligheten dannes det ikke kun én anode og én katode. Det dannes flere rundt om på overflaten, i tillegg kan anoder over tid bli til katoder og vice versa [6].

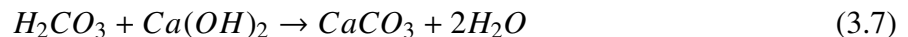
3.2 Korrosjon induisert av karbonatisering

Karbonatisering er fenomenet som oppstår når karbondioksid (CO_2) reagerer med reaksjonsprodukter fra hydratiseringsprosessen mellom vann og sement. Reaksjonen resulterer i at pH-verdien faller fra 12-13 til ca. 9 – lavt nok til at passivfilmen rundt stålet blir ødelagt, og aktiv korrosjon kan oppstå.

Luft inneholder om lag 0,04 % karbondioksid. For at karbonatisering skal oppstå må karbondioksid løses opp i porevannet i betongen. I prosessen dannes karbonsyre (H_2CO_3) som senker pH-verdien i betongen [3]:



Fra hydratiseringen av vann og sement dannes det blant annet kalsiumhydroksid ($Ca(OH)_2$). Kalsiumhydroksid er en sterk base som bidrar til å gi betong den høye alkaliteten sin. Etter hvert som den reagerer med karbonsyre faller imidlertid konsentrasjonen, og pH-verdien synker ytterligere. Reaksjonsproduktet er kalsiumkarbonat ($CaCO_3$):



Kalsiumkarbonat er et fast stoff som gir betong en liten fasthetsøkning. Stoffet har imidlertid mindre volum enn utgangsstoffene, og kan dermed føre til svinn. Dette gjør at riss og oppsprekking kan oppstå [4].

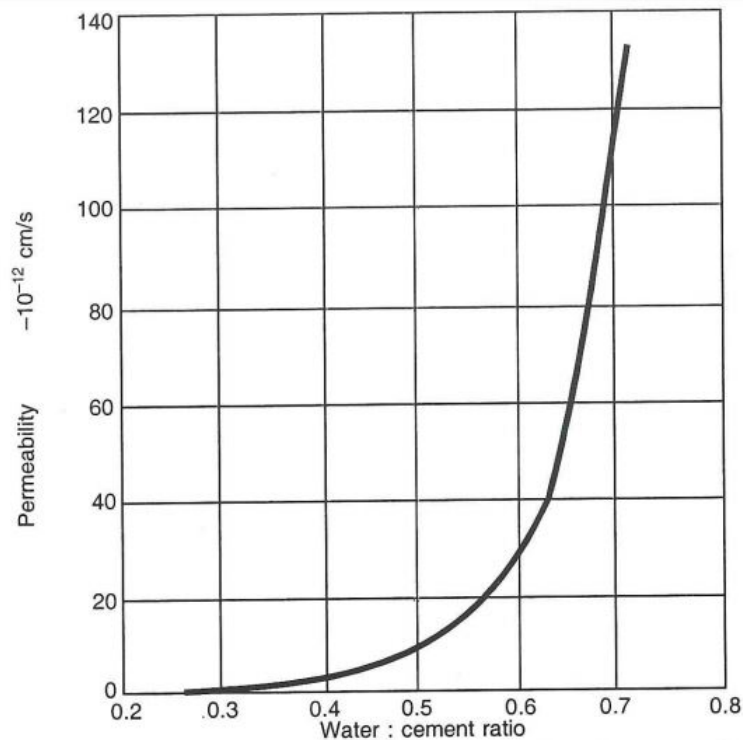
Karbonatiseringen starter på overflaten av betongen, og beveger seg med jevn hastighet innover [4]. Randen av den karbonatiserte betongen blir ofte kalt for karbonatiseringsfront. Karbonatiseringsfrontens penetreringsdybde inn i betongen som funksjon av tid beskrives:

$$d = K \sqrt{t} \quad (3.8)$$

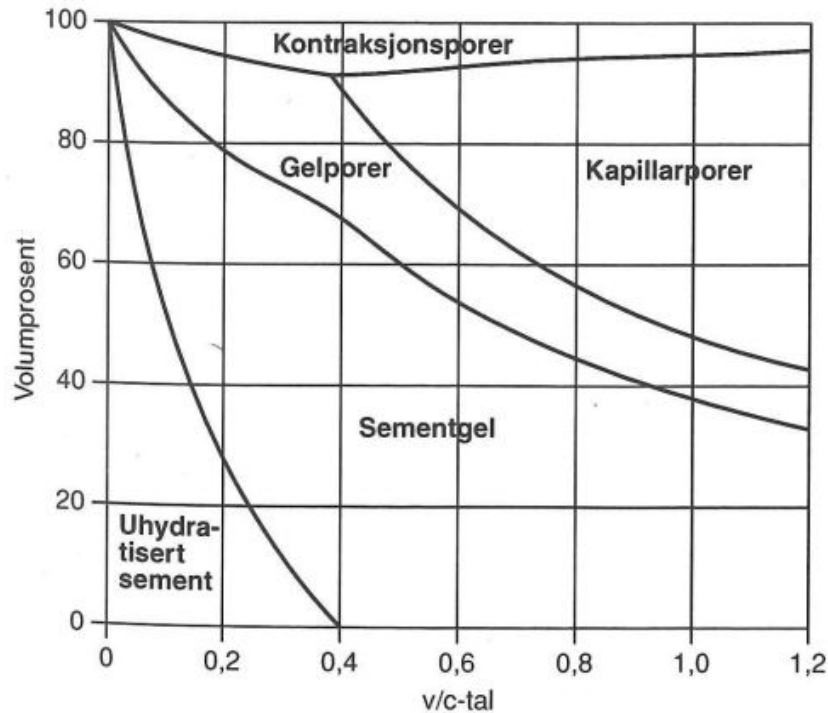
3.2. Korrosjon induisert av karbonatisering

Der d er penetreringsdybden [mm], t er tiden [år], og K er karboniseringskoeffisienten [$mm/ar^{0,5}$] som beskriver karboniseringsraten [7].

Det er flere faktorer som har innvirkning på karboniseringsraten. Som nevnt tidligere er karboniseringsprosessen avhengig av at karbondioksid transporteres inn i betongen. Mengden karbondioksid i luften er derfor av betydning. Konsentrasjonen kan variere fra 0,03 % og helt opp til 0,1 % i urbane miljøer. Karbondioksidet må løses opp i vann for å danne karbonsyre. Relativ fuktighet i luften må derfor være tilstrekkelig høy slik at det er nok vann tilgjengelig. Blir konsentrasjonen for høy vil imidlertid transport av karbondioksid gjennom porene gå sakte, og karboniseringsraten deakselererer. Dette er fordi karbondioksid transporteres raskere gjennom luft enn vann (over 10 000 ganger så fort). Kritisk relativ fuktighet for karbonatisering er ca. 60-70 % [7].



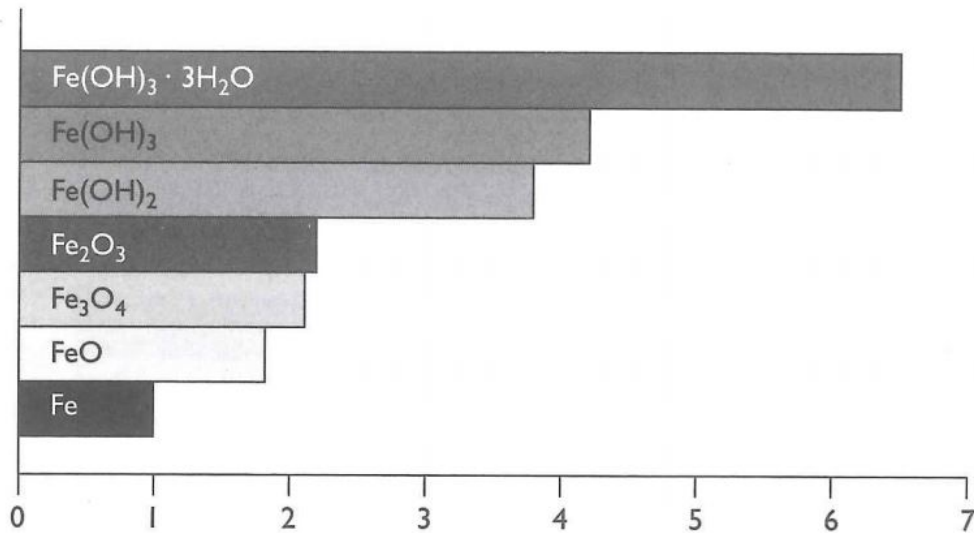
Figur 3.3: Permeabiliteten til betong som funksjon av v/c-tall [8].



Figur 3.4: v/c-tallets innvirkning på poredannelsen [4].

Permeabiliteten til betongen er også av stor betydning for dannelse av rust. Som vi ser av figur 3.3 øker permeabiliteten med økende v/c-tall. Figur 3.4 viser hvordan v/c-tallet påvirker poredannelsen. Et lavt v/c-tall vil være fordelaktig, fordi dannelsen av kapillarporer først skjer når v/c-tallet nærmer seg 0,4 [4]. Kapillarporer er porer som oppstår når overskuddsvann i betongen fordamper under herdeprosessen. Karbondioksid kan diffundere gjennom disse porene, og dermed trenge inn til armeringen. Det er viktig å huske at en god betongsammensetting alene ikke er nok for å redusere permeabiliteten – godt betongarbeid på byggeplassen er også viktig. For eksempel må tilstrekkelige herdetiltak og en god utstøpning være på plass for at betongen skal bli tett og bestandig.

Ettersom karboniseringsfronten penetrer betongen uniformt, vil også depassivering og rustdannelse skje uniformt. Vi kaller derfor korrosjonen som oppstår på grunn av karbonatisering for uniform korrosjon. Reaksjonsproduktene fra korrosjonsprosessen har et volum som er mellom 2 og 6,5 ganger så stort som det opprinnelige stålet [8]. Figur 3.5 viser de ulike rustproduktenes volum i forhold til stålets. Utvidelsen som skjer ved korrosjon gjør at det oppstår strekkspenninger i betongen. Betong i seg selv har lav strekkapasitet, og vil fort sprekke opp eller danne riss på overflaten. Rissene som oppstår i betongen går gjerne langs armeringsjernene. Rustutslag i sprekkenes er også vanlig. Korrosjon induisert av karbonatisering er derfor ofte lett å oppdage. I følge Statens Vegvesen er karbonatisering normalt sett ikke et problem dersom betongkvaliteten er god og overdekningen er som foreskrevet og minst 30 mm [9].



Figur 3.5: Rustproduktenes volum i forhold til stålets [3].

3.3 Korrosjon induisert av klorider

Kloridinntrengning vil si at klorider trenger inn i betongen. Kloridene bryter ned passivfilmen, og kan dermed forårsake korrosjon. I følge Statens Vegvesen representerer kloridinitiert armeringskorrosjon det største problemet for bestandigheten til norske betongbruer [10]. Det er flere kilder kloridene kan komme fra, men de vanligste er saltvann, tinesalter, eller forurensede delmaterialer i betongen (f.eks. saltholdig tilslag) [11]. Avhengig av kilden, kan kloridene enten diffundere fra utsiden, eller støpes inn i betongen.

For at kloridene skal trenge inn i betongen må de løses opp i vann. Når kloridholdig vann treffer betongoverflaten absorberes det først i de ytterste porene. Videre transport innover i tverrsnittet skjer som diffusjon. I motsetning til karbonisering penetrerer kloridene som regel lokalt, og ikke som en uniform front [3]. Ikke alle kloridene i betongen er mobile og kan forårsake korrosjon. En del av kloridene er kjemisk bundet til sementen – disse kalles bundne klorider, og kan ikke forårsake korrosjon. Klorider som er løst opp i porevannet er mobile og kan forårsake korrosjon, kalles frie klorider. De bundne kloridene er ikke nødvendigvis immobilisert permanent. For eksempel kan en reduksjon av pH løse opp forbindelsen og gjøre dem til frie klorider.

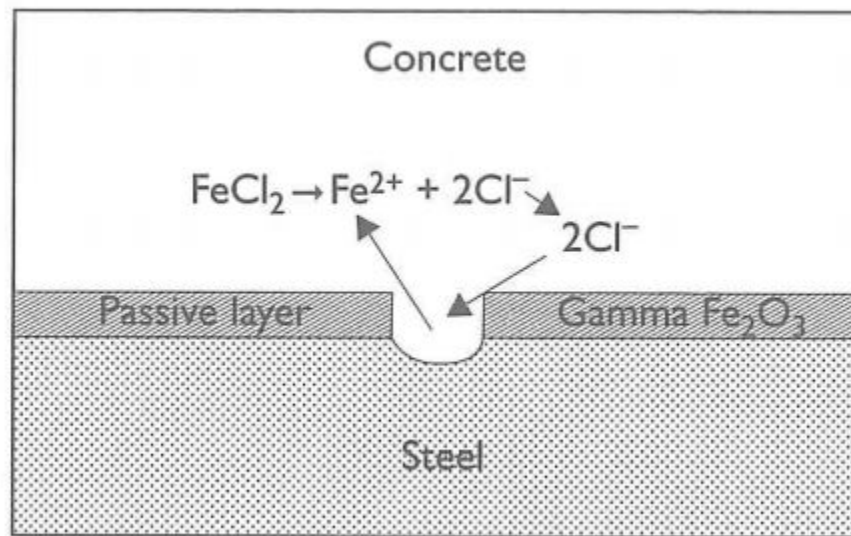
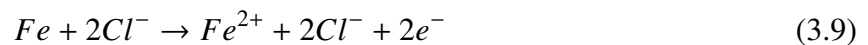
For at passivfilmen rundt armeringen skal bli brutt ned, må en viss konsentrasjon av frie klorider ansamles. Passiviseringen skjer ved at kloridioner (Cl^-) binder seg til ståloverflaten ved å bytte plass med hydroksidioner (OH^-) i passivfilmen. Den minste mengden klorider som kreves for å bryte ned filmen kalles kritisk innhold. Det kritiske innholdet er ikke et stasjonært tall, men avhenger blant

Kapittel 3. Korrosjon

annet av betongkvalitet, fuktinnhold og oksygentilgang [11]. Kritisk kloridinnhold måles vanligvis i % av masseforholdet mellom klorider og sement. Typiske verdier er mellom 0,2 og 1,0 % [3].

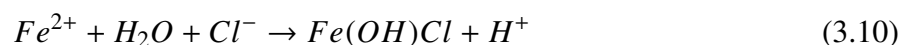
Dagens standard setter krav til maksimalt kloridinnhold i betong. I følge NS-EN 206:2013 skal kloridinnholdet i betong ikke overskride 0,4 % av sementvekten i slakkarmerte konstruksjoner, og 0,2 % i spennarmerte konstruksjoner. NS 3420 fra 1986 hadde ikke tilsvarende krav, men den forbød bruk av sjøvann til fremstilling av betong til bruk i armerte konstruksjoner. I tillegg krevde standarden at klorider fra tilsetningsstoffer maksimalt kan utgjøre 0,005 masseprosent av sementinnholdet i spennarmerte konstruksjoner.

Når depassivering har inntruffet, vil kloridene kunne reagere med det blottlagte jernet og erodere groper i armeringen:



Figur 3.6: Klorideinitiert korrosjon [3].

På grunn av gropdannelsen kalles korrosjonstypen ofte pittingkorrosjon eller groptæring. Som vi ser av likning 3.9 og på figur 3.6 virker kloridionene som katalysatorer – de forsterker prosessen uten å selv bli konsumert. Siden de ikke blir konsumert, kan det over tid samle seg opp store mengder klorider som forsterker prosessen ytterligere. Videre kan de oppløste jernionene reagere med vann og klorider i gropen, og danne H^{+} -ioner:



Hvis tilgangen på klorider er tilstrekkelig, kan H^+ -ionene reagere med disse og danne saltsyre (HCl):



Saltsyren reduserer pH-verdien i gropene ytterligere. Det sure miljøet gjør at rustproduktene løses opp og avsettes i porer i betongen. De oppløste rustproduktene vil ikke ekspandere og skape oppsprekking slik som ved korrosjon initiert av karbonatisering [12]. Dette gjør at skader på armeringen ofte er vanskelig å oppdage. Resultatet er en aggressiv korrosjonsform som fortærer stålet lokalt i en høy hastighet [13].

3.4 Tiltak

3.4.1 Overdekning

Den enkleste og vanligste måten å beskytte armering mot korrosjon er å benytte tilstrekkelig overdekning. Overdekningen skaper et beskyttende lag av betong som reaktive stoffer må transporteres gjennom før de kan depassivisere armeringen. Denne barrieren øker initieringsperioden både for karbonatiserings- og kloridinitiert korrosjon. I tillegg reduserer den tilgang på vann og oksygen som er nødvendig for redoksreaksjonene.

NS-EN 1992-1-1 krever at betongkonstruksjoner klassifiseres ut ifra de miljøpåvirkningene som er forventet at vil virke på konstruksjonen (eksponeringsklasser). For eksempel klassifiseres en konstruksjon som er permanent neddykket i saltvann som XS2. Ut ifra eksponeringsklasse og konstruksjonsklasse stiller standarden så krav til minimum overdekning. Dette er (i tillegg til å sikre brannmotstand og heft) for å beskytte stålet mot korrosjon [14]. Statens Vegvesen har også egne krav til minimumsoverdekning i håndbok N400, som må tilfredsstilles i tillegg til de gitt i EK 2 [15]. NS 3473, som var gjeldende dimensjoneringsstandard for betong i 1989, stiller også krav til minimumsoverdekning. Standarden sier at overdekningen skal settes lik 25 mm for utendørs ubeskyttede konstruksjoner, eller minst lik armeringens diameter avrundet til nærmeste 5 mm. I tillegg står det at overdekningen skal økes hvis betongen er sterkt utsatt for angrep fra væsker eller gasser, men det står ikke hvor mye denne økningen skal være [2].

En kan grovt anta at en dobling i overdekning medfører en firedobling av en konstruksjons levetid [4]. I praksis er det imidlertid ikke mulig/ønskelig å ha overdekning større enn rundt 100 mm. Hvis overdekningen blir for stor kan det oppstå sprekker på grunn av uttørkingssvinn i det betongen

trekker seg sammen når vann fordampes under herding [7]. I tillegg kan konstruksjonen miste styrke fordi overdekningen ofte må gå på bekostning av momentarmen mellom trykksone og armering.

3.4.2 Betongsammensetning

En god betongsammensetning er avgjørende for bestandigheten til betong. Viktige faktorer er blant annet v/c-tall, sementmengde, og tilslag.

v/c-tallet beskriver masseforholdet mellom vann og sement. Parameteren har stor betydning for betongs egenskaper i både fersk og herdet tilstand. Et høyt v/c-tall indikerer en betong med enten mye vann eller lite sement. For at all sementen skal hydratisere, kreves et v/c-tall på rundt 0,4 [4]. Det betyr at eksessivt vann utover dette ikke vil bindes kjemisk til sementen, men fordele seg ut i betongblandingen. Over tid vil mye av dette vannet fordampe og etterlate porer og hulrom (kapilærporer), som både karbondioksid og klorider kan transporteres gjennom. På den måten minker motstanden mot karbonatisering og kloridinntrengning med økende v/c-tall [11].

Forenklet kan man si at betong består av tilslag (sand og stein) og sementpasta (vann og sement). Sementpastaen binder sammen tilslaget ved å fylle hulrommene mellom partiklene og deretter herde. Det er i sementpastaen porer dannes. Ved konstant v/c-tall, vil en økning i sementmengde øke mengden sementpasta, og dermed øke den totale mengden porer. Dette betyr ikke nødvendigvis at faren for korrosjon øker med økende sementmengde. Med hensyn på karbonatisering er den totale effekten av sementmengde noe uklar. På den ene siden vil en økt sementmengde øke evnen til å binde karbondioksid, og dermed øke motstanden mot karbonatisering. På den andre siden vil en økt sementmengde skape flere porer som karbondioksid kan diffundere gjennom, og dermed redusere motstanden. Med hensyn på kloridinntrengning er det eksperimentelt vist at sementmengde har neglisjerbar effekt på initieringsfasen. Uansett hva som er årsaken til korrosjon, vil sementmengden påvirke korrosjonsraten. Økt sementmengde vil øke resistiviteten (evnen til å motstå strømgjennomgang) i betong, og dermed redusere korrosjonsraten [11].

3.5 Konsekvenser

Som nevnt innledningsvis i kapittelet kan armeringskorrosjon potensielt få ødeleggende konsekvenser for betongkonstruksjoner. Den kanskje mest åpenbare skademekanismen av korrosjon, er tap av armeringstverrsnitt. Som vist i del 3.1, vil de ustabile jernionene kunne reagere kjemisk og omdannes til rust. Omfanget kan i noen tilfeller være så stort at armeringen ruster helt igjennom, og konstruksjonen mister sin evne til å oppta strekkrefter.

Som vist tidligere har rustproduktene som dannes når stål korroderer minst to ganger større volum enn stålet. Ekspansjonen som skjer vil i første omgang gi stålet økt heft mot betongen, men hvis trykket som oppstår blir for stort kan betongen sprekke opp. Hvis omfanget er stort nok kan overdekningen delaminere fra resten av betongen, og stålet blottlegges slik at oksygen, karbondioksid, vann og eventuelle klorider kan reagere fritt. I slike tilfeller kan korrosjonsraten akselerere med en faktor på over 10 [16]. Det er derfor viktig å gjøre utbedrende tiltak så tidlig som mulig hvis det er mistanke om korrosjon.

Hvis stålet er påkjent av store strekkspenninger kan korrosjonen utvikle seg mer aggressivt enn den ellers ville gjort. For forspente konstruksjoner er dette derfor viktig å tenke på. Oppstår det groptæring på armeringen, vil det skapes spenningskonsentrasjoner i gropene som kan føre til plastiske deformasjoner. Plastiske deformasjoner gjør at stålets evne til å selvreparere passivfilmen forsvinner, og korrosjonsraten øker. Bruddene som i verste fall oppstår i slike situasjoner er ofte sprø, og derfor ekstra farlige [16].

En annen skademekanisme som kan inntreffe hvis store spenningskonsentrasjoner oppstår, er såkalt hydrogensprøhet. I likning 3.10 så vi hvordan oppløste jernioner kunne reagere med vann og klorider, og danne H^+ -ioner. I likning 3.1 så vi at det dannes elektroner i anoden. H^+ -ionene kan reagere med elektronene og danne hydrogenatomer:



Hydrogenatomene er svært små, og kan derfor diffundere inn i stålet. Uten at fenomenets detaljer er helt forstått, vet man at hydrogenatomene som ansamles reduserer stålets duktilitet og evne til å deformere seg plastisk. Høyfast stål (for eksempel spennstål) ser ut til å være særlig utsatt for hydrogensprøhet [16].

Kapittel 4

Tilstand

Hulvågen bru har en geografisk plassering som gjør at den er utsatt for store naturpåkjenninger. Brua står uskjermet mot Norskehavet i vest, som gjør at kloridholdig saltvann stadig skyller over den. For å beskytte brua, ble undersiden kledd inn i kryssfinérplater i 1994. Tverrbærerne og NIB-bjelkene ble i tillegg overflatebehandlet med semi-elastisk membran i 2000 [17]. Det er likevel registrert omfattende skader på grunn av korrosjon flere steder på brua. I dette kapitlet presenteres de ulike skadene som er observert.

Tilstandsbeskrivelsen baserer seg på Statens Vegvesens egne registreringer i Brutus, en rapport fra Olav Olsen AS om tverrbærernes tilstand fra mars 2017, og egne observasjoner som ble gjort på befaringsdato 10. mai 2017. Skadene som er registrert i Brutus er klassifisert etter Statens Vegvesens system som er beskrevet i håndbok V441. Betegnelsene av skadenekonsekvensene og beskrivelse av disse er listet opp i tabell 4.1 på neste side. Aksestyret som refereres til er definert på figur 2.1. Bilder av skadene er i hovedsak hentet fra Brutus, og noen er tatt selv.

Kapittel 4. Tilstand

Tabell 4.1: Statens Vegvesens klassifisering av skader [9].

| Betegnelse | Beskrivelse |
|------------|--|
| 1B | Liten skade/mangel som ikke regnes å representere noen fare for bruas bæreevne. Skaden repareres ikke. |
| 2B | Middels skade/mangel som kan redusere bruas bæreevne om den får stå mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år. |
| 3B | Stor skade/mangel som kan redusere bruas bæreevne om den får stå mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år. |
| 4B | Kritisk skade som har redusert eller er i ferd med å redusere bruas bæreevne. Skaden sikres eller repareres straks eller senest i løpet av 1/2 år. |
| 1T | Liten skade/mangel som ikke regnes å representere noen fare for trafikksikkerheten. Skaden repareres ikke. |
| 2T | Middels skade/mangel som kan redusere bruas trafikksikkerhet om den får stå mere enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år. |
| 3T | Stor skade/mangel som kan redusere trafikksikkerheten om den får stå mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år. |
| 4T | Kritisk skade som har redusert eller er i ferd med å redusere trafikksikkerheten. Skaden sikres eller repareres straks eller senest i løpet av 1/2 år. |
| 1V | Liten skade/mangel som ikke regnes å påvirke vedlikeholdskostnadene. Skaden repareres ikke. |
| 2V | Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, kompliserte og kostbar om den får stå mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år. |
| 3V | Stor skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, kompliserte og kostbar om den får stå mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år. |
| 4V | Kritisk skade som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den ikke utføres straks eller senest i løpet av 1/2 år. |
| 1M | Liten skade/mangel som ikke regnes å påvirke miljø/estetikk. Skaden repareres ikke. |
| 2M | Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at miljø/estetikk vil påvirkes om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år. |
| 3M | Stor skade/mangel som kan utvikle seg slik at miljø/estetikk vil påvirkes om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år. |
| 4M | Kritisk skade/mangel som gjør at miljø/estetikk er påvirket eller vil bli påvirket om ikke reparasjon utføres straks eller senest i løpet av 1/2 år. |

4.1 Landkar

Akse 1:

I 1998 ble det registrert armeringskorrosjon forårsaket av kloridangrep på landkaret i akse 1. Skadekonsekvensen ble vurdert til 3V, men det er uvisst om skadene er reparert ennå. Det ble også registrert vertikale riss i 2015 (2V).

Akse 6:

Det er registrert utvasking mot fjell som er vurdert til skadekonsekvens 1V på landkaret i akse 6. Av figur 4.1 kan man i tillegg se rustutslag på betongoverflaten, som tyder på armeringskorrosjon.



Figur 4.1: Utvasking mot fjell og rustutslag på landkar i akse 6.

Akse 10:

På landkaret i akse 10 er det registrert synlig armering med korrosjon, mindre områder med bom, og riss horisontalt og på skrått. Alle skadene er vurdert til 2V. I tillegg står det at det er utvasking og korrosjon der landkaret møter brudekket. Denne skaden ble i 2015 vurdert til 4V. Under befaringen i mai 2017 var den ikke å se. Det er derfor grunn til å tro at den er reparert.



Figur 4.2: Synlig armering med korrosjon og bom på landkar i akse 10.

4.2 Tverrbærere

Akse 7 og 8:

I Olav Olsens rapport fremkommer det at det er tverrbæreren i akse 8 som har de alvorligste skadene på brua. Tverrbæreren har store riss (3-10 mm) i underkant langs hovedarmeringen i hjørnene på midten av bjelken. Fra byggetegningen av akse 8 kan man se at underkantarmeringen er omfart akkurat i dette punktet. Hvis korrosjonsskadene og oppsprekningen som har oppstått blir store nok, kan armeringen miste heft til betongen. Hvis så skulle skje, vil det nederste laget med armering ikke lenger være virksomt [17]. Fra rissene kan det ses rustutslag, som indikerer at oppsprekningen skyldes korrosjon. I forbindelse med rapporten gjennomførte Olav Olsen støvprøver og kjerneboring på tverrbærerne i akse 7 og 8 for å måle kloridinnholdet på ulike dybdeintervaller i betongen. Resultatene av disse prøvene kan ses i tabell 4.2 og 4.3 under.

Tabell 4.2: Kloridinnhold på tverrbærere i akse 7 og 8 fra støvprøver [17].

| Prøvested | Prøve nr. | mm fra ytterside | % klorid/sement |
|------------------|------------------|-------------------------|------------------------|
| Akse 7, nord | 1 | 0-20 | 2,874 - 3,832 |
| | | 20-40 | 2,286 - 3,048 |
| | | 40-60 | 0,054 - 0,072 |
| Akse 7, nord | 2 | 0-20 | 2,502 - 3,336 |
| | | 20-40 | 1,968 - 2,624 |
| | | 40-60 | 0,582 - 0,776 |
| Akse 7, nord | 3 | 0-20 | 3,030 - 4,040 |
| | | 20-40 | 2,130 - 2,840 |
| | | 40-60 | 0,798 - 1,064 |
| Akse 8, nord | 1 | 0-20 | 2,022 - 2,696 |
| | | 20-40 | 3,192 - 4,256 |
| | | 40-60 | 2,550 - 3,400 |
| Akse 8, nord | 2 | 0-20 | 2,232 - 2,976 |
| | | 20-40 | 3,192 - 4,256 |
| | | 40-60 | 2,658 - 4,544 |
| Akse 8, nord | 3 | 0-20 | 3,402 - 4,536 |
| | | 20-40 | 4,200 - 5,600 |
| | | 40-60 | 7,020 - 9,360 |

Tabell 4.3: Kloridinnhold på tverrbærer i akse 7 og 8 fra borekjerner [17].

| Prøvested | mm fra ytterside | % klorid/sement |
|------------------|-------------------------|------------------------|
| Akse 7, nord | 0-4 | 0,426 - 0,568 |
| | 4-8 | 1,806 - 2,408 |
| | 8-12 | 3,294 - 4,392 |
| | 12-16 | 3,402 - 4,536 |
| | 16-20 | 3,030 - 4,040 |
| | 26-30 | 2,766 - 3,688 |
| | 36-40 | 1,860 - 2,480 |
| | 56-60 | 0,582 - 0,776 |
| Akse 8, nord | 0-4 | 0,534 - 0,712 |
| | 4-8 | 0,960 - 1,280 |
| | 8-12 | 1,752 - 2,336 |
| | 12-16 | 1,968 - 2,624 |
| | 17-21 | 2,130 - 2,840 |
| | 26-30 | 2,448 - 3,264 |
| | 46-50 | 2,130 - 2,840 |
| | 66-70 | 1,488 - 1,984 |

Kloridinnholdet er oppgitt i intervaller i tabellene fordi det er en viss usikkerhet knyttet til hvor stor sementmengde som er brukt i betongen. Målingene viser at det er stor forskjell på tverrbærer i akse 7 og 8. Tverrbærer i akse 8 har høyeste kloridmåling på over 9 % omtrent på nivå med armering, som er langt over kritisk innhold og EK 2 sin grenseverdi (0,4 %). De høye verdiene gjør at man med stor sikkerhet kan anta at korrosjonsprosessen har kommet langt, slik det visuelle også tyder på. Selv om tverrbæreren i akse 7 har mye lavere kloridinnhold enn i akse 8, er også disse målingene litt for høye i forhold til EK 2 sin grense. Det betyr at depassivering og korrosjon kan ha startet her også, men ikke rukket å utvikle seg skikkelig ennå. Tallene viser også at kloridinnholdet er størst lengst ute og minker innover på tverrbærer i akse 7, mens det i akse 8 øker innover. I Olav Olsens rapport forklares dette med at klorider enten kan ha blitt blandet inn i betongen da bjelken ble støpt, for eksempel at det ble brukt en kloridbasert akselerator, eller at betongen ble eksponert for klorider i tidlig alder mens betongen fortsatt var porøs. Fra borekjerneprovne ble det også målt at karbonatiseringsfronten har trengt 0-6 mm inn i betongen. Det er ikke nok til å nå armeringen, og betyr derfor at korrosjonen skyldes klorider.

I Brutus er skadene på tverrbæreren i akse 8 vurdert til 1B og 4V. Det er ikke registrert noen skader på tverrbæreren i akse 7.



Figur 4.3: Ingen synlige skader på tverrbærere i akse 7, men kloridinnholdet overskrider grenseverdiene i EK 2.



Figur 4.4: Riss og rustutslag på tverrbærere i akse 8.



Figur 4.5: Undersiden av tverrbærer i akse 8.



Figur 4.6: Bom på tverrbærer i akse 8.

Akse 9:

Det er registrert sprekker og bom (4V) på undersiden av tverrbærer i akse 9. Skadene ble registrert i 2015, men var ikke å se på befaringen i mai 2017. Skadene nevnes heller ikke i Olav Olsens rapport. Det er derfor grunn til å tro at det har vært gjort reparasjoner på tverrbæreren som ikke har blitt registrert.



Figur 4.7: Sprekker med rustutslag på undersiden av tverrbærer i akse 9.

4.3 NIB-bjelker

På NIB-bjolkene er det kun observert mindre skader. I Brutus er det registrert små skåriss (2V) på en av bjolkene ved pilar i akse 2. Det er også registrert kalkutslag (1V) mellom akse 2 og 3.

Under befaringen i mai 2017 ble inspeksjonsluker ved akse 10 åpnet, og NIB-bjolkene mellom akse 10 og 9 ble kontrollert for bom. Det ble ikke avdekket noen skader da annet en kalkutslag på overflatene. Det ble likevel tatt flere støvprøver for å måle kloridinnholdet. Resultatene fra disse prøvene foreligger ikke i skrivende stund, men ut ifra visuelle observasjoner er det ingenting som indikerer korrosjon.



Figur 4.8: NIB-bejlkene har ingen synlige skader annet enn kalkutslag på overflaten.

4.4 Bruplate

Under befaringen i mai 2017 ble det avdekket omfattende skader på undersiden av bruplaten. Det ble registrert store områder med bom, og flere steder skallet betongen av. Enkelte plasser kunne man også se rustutslag. Det ble i tillegg observert store områder med det som ble antatt å være kalkutslag på undersiden av dekket. For å bekrefte at det faktisk var kalkutslag, ble det tatt en prøve av materialet. Prøven ble analysert ved å benytte røntgendiffraksjon (XRD), og det ble fastslått at materialet i hovedsak bestod av aragonitt. Aragonitt er et kalsiumkarbonat som er uvanlig i bergarter i Norge, men kan utfelles fra saltvann. De store forekomstene som ble observert innenfor inspeksjonslukene på brua tyder derfor på at klorider fra saltvann kan trenge inn i konstruksjonen til tross for at den er kledd inn med plater. Det er verdt å merke seg at klorider i seg selv ikke er et problem - problemet oppstår når kloridene løses opp i vann.

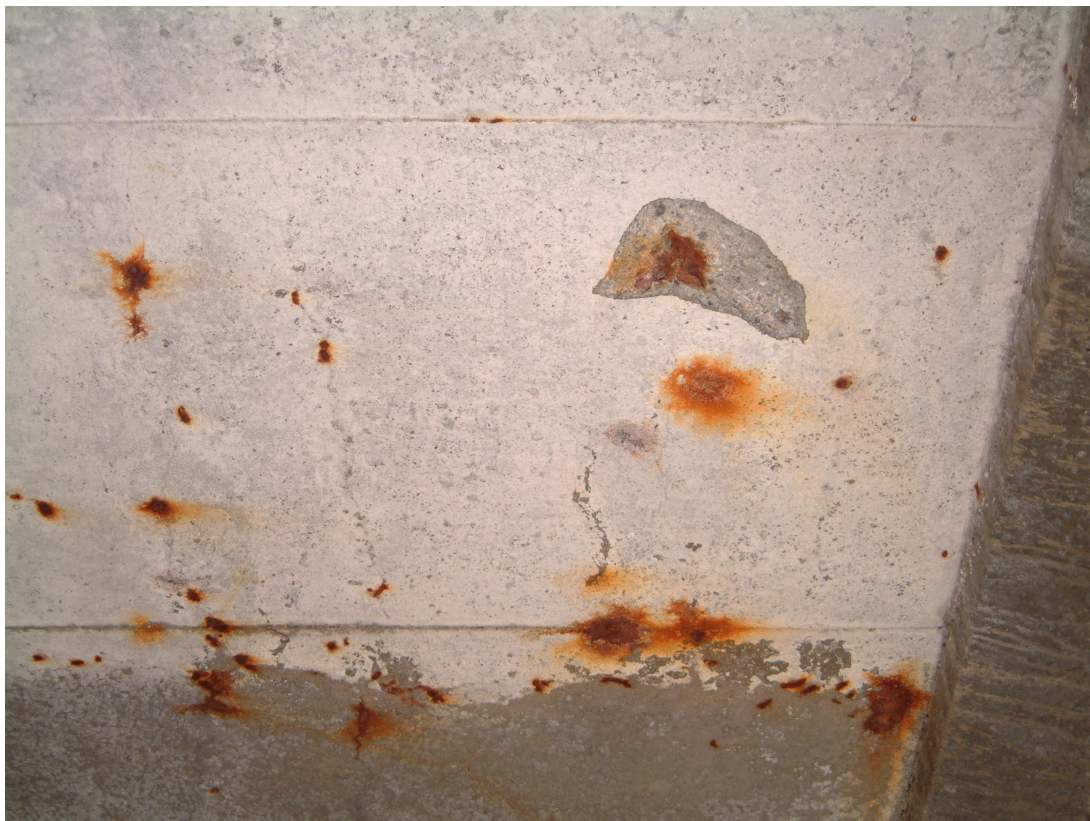
I Brutus ble det registrert armeringskorrosjon forårsaket av kloridangrep (3V) flere steder under bruplaten allerede i 1998. Under befaringen i 2017 kunne man se at det var gjort enkle reparasjoner ved å påføre mørtel på noen av skadestedene. Det er uvisst når dekket sist ble reparert, og mye gjenstår fortsatt.



Figur 4.9: Rustutslag og bom under dekket. Bildet er tatt mellom akse 9 og 10 mellom innerbjelkene.



Figur 4.10: Kalsiumkarbonat i form av aragonitt under dekket.



Figur 4.11: Rustutslag og bom under dekket. Ukjent plassering.

Kapittel 5

Laster

Dette kapittelet vil gi en innføring i laster Hulvågsbrua er antatt å utsettes for i løpet av dens levetid.

For bestemmelsen av laster i eksisterende og midlertidige bruer i det norske veinettet skal det brukes håndbøker utgitt av statens vegvesen, og eurokoder med nasjonale tillegg utgitt av Standard Norge. I denne oppgaven benyttes hovedsaklig håndbok HB R412 for bestemmelsen av trafikklaster, mens håndbok HB 185 sammen med relevante eurokoder brukes for bestemmelse av andre opptredende laster. For å bestemme vindlasten brukes HB 185 sammen med eurokode NS-EN-1991-1-4. For å bestemme termiske laster brukes NS-EN 1991-1-5

5.1 Klassifisering av laster

Laster deles inn i 4 ulike kategorier:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

Kategoriindelingen bestemmes av lastens art og dens sannsynlighet for å opptre.

5.2 Permanente laster

Permanente laster er laster som kan antas å være tilnærmet konstante innenfor det tidsrom de betraktes. Konstruksjonens tyngde (egenlast), tyngde fra ballast og utstyr som ikke fjernes samt påkjenninger fra ytre vann- og jordtrykk er eksempler på de vanligste permanente lastene som forventes å opptre i en konstruksjon. For brua under betraktning er verken permanente påkjenninger fra vann- eller jordtrykk vurdert.

5.2.1 Egenlast

I tillegg til konstruksjonsdelenes tyngde skal også tyngden fra både rekkeverk og belegning inngå i brukonstruksjonens totale egenlast.

Rekkverkets egentyngde varierer med rekkverkets krav til sikkerhet. På grunn av manglende data om rekkverket på Hulvågbrua antas rekkverket å ha en egenlast på 0,5 kN/m på hver side av kjørebanelen.

HB N400 fastsetter minimumskrav til belegningsvekter. Største spennvidde på Hulvågbrua er på mindre enn 50 m og belegningens egenvekt skal i henhold til HB N400 da være på $3,5 \text{ kN/m}^2$. Siden belegningstykkelser er 120 mm [17] er denne under antagelse av at belegningens tyngdetetthet er på 25 kN/m^3 imidlertid fastsatt til $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,120 \text{ m} = 3 \text{ kN/m}^2$. Videre i oppgaven vil belegning, asfalt og slitelag brukes om hverandre, selv om disse terminologiene i praksis kan ha ulike betydninger.

5.3 Variable laster

Variable laster varierer over tid og omfattes blant annet av: trafikklaster, naturlaster, støt- og for-
tøyningslaster fra ferjer og laster fra utstyr som kan fjernes. Av de nevnte variable lastene er det valgt å se nærmere på trafikklaster og naturlaster som vind- og temperaturlaster. Det forutsettes at bruene blir brøytet når nødvendig, og snølast utelates. Hulvågbrua kan også påkjennes av store bølgelaster som kan medføre dynamiske lastvirkninger i søylene. Det forutsettes imidlertid at søylene har nok kapasitet til å ta denne lasten uten at oppstår store deformasjoner, og at det først og fremst er kapasitetene til tverrbærerne og NIB-bjelkene som er av størst interesse for bruas bæreevne. Følgelig er beregninger av bølgelaster utelatt.

5.3.1 Trafikkklaster

Trafikkklaster er belastninger i horisontal- og vertikalretning på kjørebanelen forårsaket av lette og tunge kjøretøy som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner. Bruksklassenes lastefelt plasseres innenfor den tilgjengelige føringsavstanden som medfører størst påkjenninger for konstruksjonsdelene under betraktning. Føringsavstanden er den frie avstanden mellom to fysiske hindringer langs veikanten. For Hulvågbrua er føringsavstanden 7 m, hvilket tilsvarer avstanden mellom rekkverkene på hver side av kjørebanelen.

5.3.2 Vertikale trafikkklaster

Vertikale trafikkklaster bestemmes etter følgende kategorier:

- Bruksklasser
- Aksellast/totalvekt
- Spesialtransport
- Engangstransport

Bruksklasse beskriver de trafikkklaster som brua er tillatt å utsettes for. Aksellast/totalvekt brukes i broer som på grunn av lav kapasitet ikke kan klassifiseres etter bruksklasse. Laster fra spesialtransport består av laster fra særlig tunge kjøretøy. Engangstransport består av kjøretøy som utsetter brua for så store påkjenninger at de under prosjektering antas å kun opptre en eller få ganger i løpet av bruas levetid.

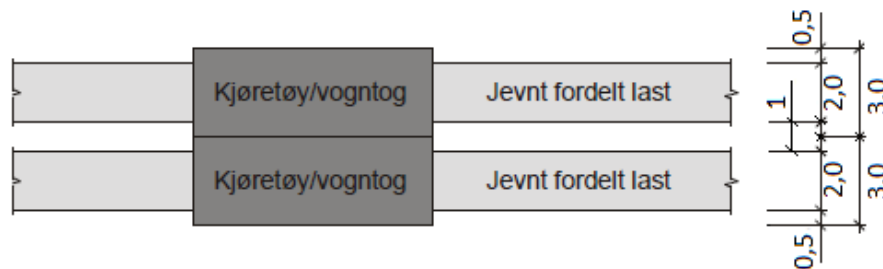
Hovedprinsippet i norsk vegbygging er at alle bruer skal tildeles en bruksklasse. Bruer klassifiseres til den høyeste bruksklasse som kan tillates ut ifra kapasiteten til det svakeste elementet. I henhold til HB R412 faller alle bruer bygget etter 1969 foruten ferjekai-bruer innunder bruksklasse BK10/50t, hvilket også inkluderer Hulvågbrua som ble prosjektert i 1987. Alle bruksklasser består av en hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. Størrelsene på de vertikale lastene i lengderetning tilhørende de ulike bruksklassene hentes fra figur 5.1.

| Lasttype | Lastkonfigurasjon (*) H _{kN} | Bruksklasser | | | | |
|------------------|--|----------------|------|------|-----|-----|
| | | | Bk10 | BkT8 | Bk8 | Bk6 |
| Hjullast | | H | 80 | 56 | 56 | 42 |
| Aksellast | | A | 160 | 112 | 112 | 84 |
| Boggilast | | A ₁ | 65 | 40 | 40 | 30 |
| | | A ₂ | 160 | 112 | 112 | 84 |
| | | a | 1,3 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
| Trippelboggilast | Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig | A ₁ | 70 | 60 | 50 | 40 |
| | | A ₂ | 140 | 84 | 84 | 56 |
| | | a | 1,3 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
| Kjøretøylast | Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling | A | 40 | 32 | 32 | 24 |
| | | V | 300 | 280 | 220 | 180 |
| Vogntoglast | Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling | A | 40 | 32 | 32 | 24 |
| | | V | 500 | 400 | 320 | 280 |
| | | p | 6 | 6 | 6 | 6 |

(*) For lette brudekker (ståldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebanelen.

Figur 5.1: Bruksklasser etter R412 [18].

Et lastfelt har en bredde på 3 m. Siden Hulvågbrua har en føringsavstand på 7 m er det derfor plass til to lastfelt i tverretning. Figur 5.2 viser tillat plasseringen av lastfeltene i Hulvågbrua med tilhørende lastbredder. Aksellaster, kjøretøy, vogntog og jevnt fordelte laster i samme lastfelt forutsettes i HB R412 å ha samme eksentrisitet i forhold til bruas lengdeakse. Dette betyr at de jevnt fordelte lastene foran og bak vogntoget ikke kan slås sammen siden plassering av vogntogenes last ikke gir rom for det. I tillegg til de jevnt fordelte trafikklaster har hvert lastfelt to aksellaster i tverretning på 20 kN som plasseres 2 m fra hverandre. Aksellastene kan plasseres hvor som helst innenfor vogntogets lengde.



Figur 5.2: Plassering av trafikklaster i tverretning [18].

Horisontale trafikklaster

Horisontale laster bestående av bremselaster, sidelaster og sentrifugallaster antas å virke i høyde med kjørebanelen. Bremselastene kan kun virke sammen med vertikallaster. Størrelsen på bremselastene øker med spennlengder over 10 m.

Sidelasten på grunn av skjev- eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy settes lik 25 % av den totale bremselasten, og plasseres vinkelrett på bruas lengderetning. Sidelasten virker samtidig som bremselasten og dens tilhørende vertikallaster. Det antas at alle horisontale trafikklaster tas opp i fuger ved endene eller av skjærklossene som forbinder tverrbærerene med dekket. Det antas at lastoverføringen fra betongklossene til andre konstruksjonsdeler ikke medfører store påkjenninger i andre konstruksjonskomponenter. Det er derfor ikke viet videre oppmerksomhet til disse lastene.

Sentrifugallasten virker samtidig med vertikallastene, men ikke samtidig med bremselast og sidelast. Som følge av stor horisontalkurveradius i store deler av Hulvågbrua ses de bort ifra.

5.3.3 Vindlaster

Vindlast inndeles i tre vindklasser etter omfanget av de dynamiske lastvirkningene brua utsettes for fra vind. Vindklasse 1 omfattes av brukonstruksjoner der de dynamiske lastvirkningene fra vind

er ubetydelige. Vindklasse 2 omfattes av brukonstruksjoner der de dynamiske lastvirkningene fra vind ikke kan neglisjeres, mens vindklasse 3 omfattes av brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. Brukonstruksjonens vindklasse bestemmes etter følgende kriterier:

- Vindklasse 1: - Bruas høyeste egensvingeperiode er $\leq 2s$
- Vindklasse 2: - Bruas høyeste egensvingeperiode er $\geq 2s$ og spennvide er $\leq 300m$
- Brua høyeste egensvingeperiode er $\leq 2s$ og spennvidde er $\geq 300m$
- Vindklasse 3: - Bruas høyeste egensvingeperiode er $\geq 2s$ og spennvidde er $\geq 300m$

Siden Hulvågbrua har en maksimal spennvidde på 26,56m, er dynamiske lastvirkninger fra vindlast neglisjerbare. Bruen faller derfor under vindklasse 1. For bestemmelsen av vindlaster beregnet etter NS-EN 1991-1-4, henvises det til vedlegg B.1.

5.3.4 Termiske påvirkninger

Termiske påvirkninger (temperaturlaster) er sammensatt av virkningene fra:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

De ulike temperaturandelene og samtidighet av disse skal beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-5 [19], samt tilleggsbestemmelser angitt i Statens Vegvesens Håndbook N400 [15]

Brukte temperaturgradienter finnes etter metode 1 beskrevet i pkt 6.1.4.1 i NS-EN 1991-1-5. Temperaturgradientene $T_{M,heat}$ og $T_{M,cold}$ hentes fra tabell 6.1 (EK 1). Verdiene baserer seg på en belegningstykkelse på 50 mm, for andre belegningstykkelser multipliseres gradientene med en faktor k_{sur} . Verdiene til k_{sur} hentes fra tabell 6.2. En belegningstykkelse på mellom 100-150 mm gir

$$\Delta k_{sur,heat} = 0.5 \qquad \Delta k_{sur,cold} = 1 \qquad (5.1)$$

$$k_{sur,heat} \Delta T_{M,heat} = 10,5^{\circ}C \qquad k_{sur,cold} \Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}C \qquad (5.2)$$

Brua har ikke kassetverrsnitt, og det er dermed ikke behov for å sjekke temperaturdifferanser mellom indre og ytre vegger.

5.4 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er laster tilknyttet påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, slik som:

- Spennkrefter
- Svinn, kryp og relaksasjon
- Setninger
- Deformasjoner fra laster påført konstruksjonen

I videre beregninger kommer det primært til å fokuseres på deformasjonslaster som følge av svinn, kryp, relaksasjon og spennkrefter i NIB-bjolkene.

5.4.1 Spennkrefter

Forspenningskraft er relevant for Hulvågbrua i forbindelse med kontroll av de førroppsente NIB 500/1400-bjolkene. Spennkraften er tidsavhengig og avtagende med tiden. Reduksjon i spennkraft kan betegnes som spennkrafttap. Spennkrafttap deles inn i tre hovedgrupper:

- **Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmeringen og betongen:** For etteroppente konstruksjoner oppstår det under oppspenning et friksjonstap som følge av at oppspenningskraften blir motvirket av en motsatt rettet friksjonskraft fra friksjon mellom spennarmeringen og betongens overflate. For førroppsente konstruksjoner oppstår det temperaturtap som følge av manglende heft mellom spennarmering og uherdet betong. I tillegg til friksjonstap og temperaturtap oppstår det låsetap idet jekkekraften fjernes og armeringen låses i både etteroppente og førroppsente konstruksjoner.
- **Tap fra spenningsendringer pga korttidslaster:** Oppstår etter kraftoverføringen til betongen, hvilket vil si etter kapping av armering. Tapet kommer av at spennkraften som påføres betongen medfører en momentan sammentrykning av konstruksjonen.
- **Tap pga langtidseffekter:** Består av vesentlige spennkrafttap fra langtidseffekter som svinn og kryp i betongen og relaksasjon av spennstålet.

Det blir nærmere forklart hvordan tapet fra spennkraft beregnes i kapittel 7.

5.4.2 Krypomlagring

Betong er et materiale som i stor grad er utsatt for krypdeformasjoner fra permanente laster. Krypdeformasjoner kan ikke forhindres fra å opptre. Krypdeformasjonene øker med økende relativ luftfuktighet, tverrsnittets omkrets utsatt for fuktighet, permanente laster og lavere betongklasser. Disse krypdeformasjonene fører til et omlagringsmoment i Hulvågbrua som det kommes tilbake til i kapittel 6. Omlagringsmomentet skyldes egenlaster, svinndifferanser mellom ferskt dekke og herdet bjelke, og spennkraft.

5.5 Lastkombinasjoner og grensetilstander

Lastkombinasjoner og grensetilstander bestemmes etter HB R412. Grensetilstander definerer minimumskravene konstruksjoner må tilfredstille for å regnes som egnet til tilsiktet bruk. Grensetilstandene er:

- Bruddgrensetilstanden
- Bruksgrensetilstanden
- Ulykkesgrensetilstanden
- Utmattingsgrensetilstanden

Hver grensetilstand består av lastkombinasjoner konstruksjonen skal kunne påføres uten at det oppstår brudd eller effekter som ikke tilfredsstiller bestemte krav til funksjonsdyktighet. I denne oppgaven er det kun bruks- og bruddgrensetilstanden som betraktes. For ulykkesgrensetilstanden og utmattingsgrensetilstanden henvises det til HB R412 og NS-EN 1991.

5.5.1 Bruddgrensetilstanden

Bruddgrensetilstanden fastsetter minimumskrav til konstruksjonens pålitelighet mot konstruksjonssvikt som medfører tap av global- eller lokal likevekt i løpet av levetiden. Graden av ønsket pålitelighet avhenger av konsekvensomfanget ved sammenbrudd. Norske bruer tilhører i henhold til NS3473 pålitelighetsklasse 3. Konstruksjonens kapasitet skal tilfredsstille både lastkombinasjon a og lastkombinasjon b. Lastkombinasjonene er gjengitt i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden [18].

| Lastgruppe kombinasjon | Permanentelaster, P | | Deformasjonslaster D | Variable laster Q |
|---------------------------|---------------------|-------|-------------------------|---------------------------------------|
| | Jordtrykk, J | andre | | |
| a | 1,0 | 1,15 | γ_D | $\gamma_1 \cdot Q_1$ |
| b | 1,0 | 1,0 | 1,0 | $\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \Sigma Q_m$ |

Hvor:

$\gamma_D = 1,1/0,9$ for direkte virkninger av spennkrefter, forøvrig 1,0

$\gamma_1 = 1,4$ for brukslaster
 = 1,2 for spesialtransporter
 = 1,15 for mobilkraner
 = 1,1 for engangstransporter
 = 1,0 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og
 fortøyningslast fra ferier
 = 1,6 for øvrige variable laster

$\gamma_2 = 1,2$ brukslaster
 = 1,1 for spesialtransporter
 = 1,05 for mobilkraner
 = 0,8 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og
 fortøyningslast fra ferjer
 = 1,3 for øvrige variable laster

5.5.2 Bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstanden fastsetter minimumskrav til konstruksjonens pålitelighet mot effekter som reduserer konstruksjonens funksjonsdyktighet i løpet av dens levetid. Slike krav kan være krav til maksimal nedbøyning, vibrasjoner, rissvidder etc. Lastkombinasjonene for bruksgrensetilstanden er gjengitt i tabell 5.2 og tilhørende kombinasjonsfaktorer er gitt av tabell 5.3. Siden konsekvensene av å overskride konstruksjonens kapasitet i bruksgrensetilstanden er mindre enn i bruddgrensetilstanden er lastene i bruksgrensetilstanden mindre.

- **Lastkombinasjon a**, antas å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid, og brukes for kontroll av lager- og fugerforskyvninger og lignende.
- **Lastkombinasjon b**, antas å representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i løpet av konstruksjonenes levetid, og brukes for risskontroll av betongkonstruksjoner

Kapittel 5. Laster

og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger.

I bruksgrenstilstanden foretas det kun kontroll av bøyeriss siden disse blir ansett som de mest betydningsfulle for bruas bestandighet.

Tabell 5.2: Lastfaktorer for bruksgrenstilstanden [18].

| Kombinasjon | Permanente laster P | deformasjons- laster D | Variable laster, Q | | |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------------|--|-----------------------|--------------------------|
| | | | Trafikklast T | Naturlast E | Ballast etc. L |
| a | 1,0 | 1,0 | $Q_1 + 0,7 \cdot \Sigma Q_n$ | | 1,0 |
| b | 1,0 | 1,0 | $\Psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \Sigma \Psi_1 \cdot Q_n$ | | |

Tabell 5.3: Kombinasjonsfaktorer [18].

| Variable laster Q | | Kombinasjonsfaktorer Ψ_1 |
|-----------------------------|----------|----------------------------------|
| Trafikklast | T | 0,5 |
| Naturlast | E | 0,5 |
| Ballast etc. | L | 1,0 |

Kapittel 6

Omlagring av moment

I perioden fram til samvirke og før kontinuitet mellom NIB-bjelker og dekke etableres, utvikler krypdeformasjonene fra egenlasten og seg som i en fritt opplagt bjelke. Etter etableringen av kontinuitet fastlåses bjelkeendene mot yterligere rotasjoner slik at krypdeformasjonene etter samvirke forhindres fra å utvikle seg slik de ellers ville gjort fra det tidspunktet egenlasten ble påført. Dette gjør at noe av opprinnelig feltmoment i tiden etter samvirke omlagres til støttemoment. Omlagringen er en kontinuerlig prosess som øker med tiden, i takt med betongens kryptall. Økningen av støttemoment er altså størst kort tid etter låsing og avtar etter hvert som krypøkningen avtar.

I bruer som til å begynne med er kontinuerlige oppstår en motsatt effekt der støttemoment fra spennkraft, slitelag og moment fra svinndifferanse omlagres til feltmoment etterhvert som stivheten mot nedbøyninger avtar som følge av kryp. Som for fritt opplagte bjelker som senere blir kontinuerlige, øker omlagringen av støttemoment til feltmoment med betongens alder i takt med krypfaktoren. Dette kapitlet vil introdusere og sammenligne forskjellige metoder og formler som brukes til å finne momentomlagringen.

6.1 Publikasjon 10

Omlagring av moment er i oppgaven beregnet etter Norsk Betongforenings publikasjon nr. 10 «Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer» fra 1981, heretter kun omtalt som publikasjon 10. På grunn av byggetidspunkt er det nærliggende å tenke seg at publikasjonen kan ha blitt benyttet da broen ble prosjektert.

Publikasjon 10 beskriver en enkel metode for bestemmelse av momentfordeling for førroppsente betongelementbruer med påstøpt brudekke. Metoden antar at betongelementene først spenner fritt fra søyle til søyle, før dekket deretter støpes over bjelkene og danner et kontinuerlig system med

Kapittel 6. Omlagring av moment

samvirke mellom bjelker og dekke. Det antas at egenvekt fra bjelkene og brudekket bæres av bjelkene i et fritt opplagt system, og at egenvekt fra asfalt samt nyttelaster bæres av et kontinuerlig system. På grunn av krypdeformasjoner og virkninger fra spennkraften vil bjelkeendene være frie til rotere fram til låsing. Etter samvirke vil endene være låst mot ytterligere rotasjoner. I publikasjonen regnes derfor omlagringsmomentet (M_s) ut som det momentet som må påføres bjelkeendene i det fritt opplagte sytemet for å motvirke yterligere rotasjoner i tiden etter låsing. Omlagringsmomentet summeres så med momentene fra de øvrige lastvirkningene. I det videre omtales M_s som omlagringsmoment.

Publikasjonen gir mulighet til å ta hensyn til en etappevis utstøping av brudekket. Effekten av dette er at momentet blir noe større over støtte, men publikasjonen konkluderer med at forskjellen er liten [20]. Siden byggehistorikken til Hulvågen bru heller ikke er kjent, er det valgt å se bort ifra dette i beregningene. Det at byggehistorikken ikke er kjent gjør også at det er gjort antagelser knyttet til de ulike belastningstidspunktene på konstruksjonen. I samråd med veileder er det besluttet å anta at spennkreftene påføres bjelkene tre døgn etter utstøping (t_1) og at broplaten støpes ut etter 28 døgn (t_2).

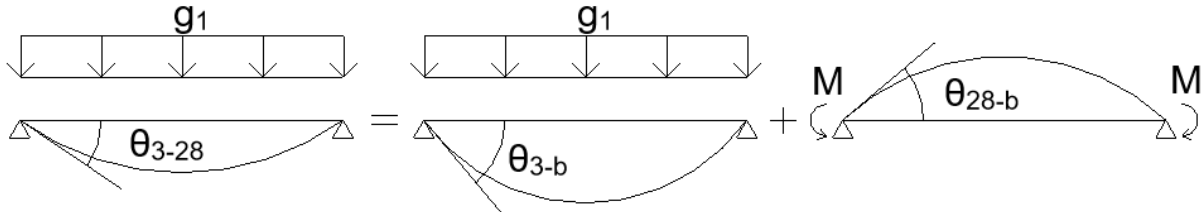
Publikasjonen beskriver to metoder for å beregne støttemoment – en generell, og en forenklet metode. Metodene er i prinsippet like hverandre. Forskjellen er at parameterne i den generelle formelen må regnes ut, mens de i den forenklete metoden kan hentes fra grafer og tabeller. Det er regnet ut omlagringsmoment for indre- og ytre bjelker separat. Dette er fordi den effektive flensbredden (virksomme delen av broplata) er forskjellig i de to tilfellene. Videre beregninger i denne oppgaven følger den generelle metoden, som publikasjon 10 oppgir følgende formel for:

$$M_s = -\frac{g_1 L^2}{12} \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \varphi_2} - \frac{(g_2 + g_4) L^2}{12} \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \varphi_2} + (P_I e'_{u2} - P_{o2} e'_{o2}) \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \varphi_2} + \Delta P_2 e'_{u2} + F_{o3} (y'_{o2} - \frac{h_p}{2}) \frac{1}{1 + \kappa \varphi_{pl}} \quad (6.1)$$

Bakgrunnen for formelens oppbygning/utledning står ikke nærmere beskrevet i publikasjon 10, men et mulig resonnement følger under. Hvert av leddene i formelen for beregning av omlagringsmoment er forsøkt beskrevet og illustrert hver for seg basert på forfatterens egne utledninger og tolkninger.

6.1.1 Utledning

Første ledd:



Figur 6.1: Illustrasjon av utledningen av første ledd.

Det første leddet i uttrykket beregner omlagring av bjelkenes egenvekt. Vi antar at NIB-bjelkene fra dag 3 til 28 bærer sin egenvekt i et fritt opplagt system. Etter 28 dager innspennes bjelkeendene, og rotasjonene låses fast. Motstanden mot ytterligere rotasjoner ved bjelkeendene vil nå skape moment. Ved å sette rotasjonen som oppstår fra 3 til 28 dager lik rotasjonen som oppstår fra 3 dager til betraktningstidspunktet (30 eller 100 år) minus rotasjonen fra momentet som må påføres for å holde bjelken i ro, fås følgende uttrykk:

$$\frac{g_1 L^3}{24 EI_{3-28}} = \frac{g_1 L^3}{24 EI_{3-b}} - \frac{M L}{2 EI_{28-b}} \quad (6.2)$$

Der \$g_1\$ er egenvekten til NIB-bjelken, og \$b\$ symboliserer betraktningstidspunkt. Ved å løse ut likningen med hensyn på \$M\$ får vi:

$$M = \frac{g_1 L^2}{12} \frac{\frac{1}{EI_{3-b}} - \frac{1}{EI_{3-28}}}{\frac{1}{EI_{28-b}}} \quad (6.3)$$

Videre kan vi forenkle og anta at annet arealmoment, \$I\$, ikke endres over tid. Vi får da:

$$M = \frac{g_1 L^2}{12} \frac{\frac{1}{E_{3-b}} - \frac{1}{E_{3-28}}}{\frac{1}{E_{28-b}}} \quad (6.4)$$

På grunn av effekten av krep, vil E-modulene være forskjellig for de ulike tidsintervallene. Tidsavhengig E-modul regnes ifølge NS 3473 (T.3.4.2) ut etter følgende formel:

$$E_l = \frac{E_{cj}}{1 + \varphi} \quad (6.5)$$

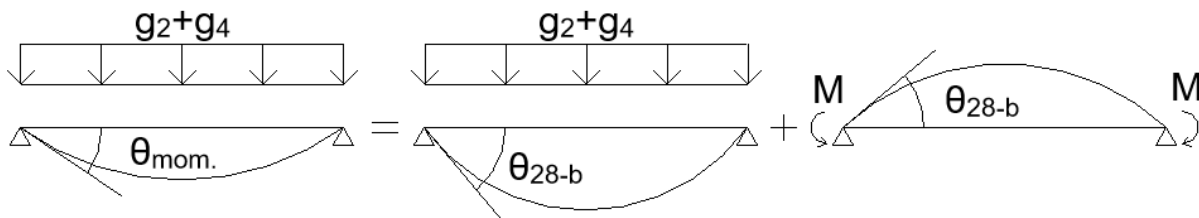
Kapittel 6. Omlagring av moment

Ved å sette de tidsavhengige E-modulene inn i uttrykket får vi:

$$M = \frac{g_1 L^2}{12} \frac{(1 + \varphi_{3-b}) - (1 + \varphi_{3-28})}{1 + \varphi_{28-b}} = \frac{g_1 L^2}{12} \frac{\varphi_{3-b} - \varphi_{3-28}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (6.6)$$

Der $\varphi_{3-b} - \varphi_{3-28}$ i publikasjon 10 blir kalt for φ'_2 , og φ_{28-b} for φ_2 . Merk at M her representerer momentet over støtte fra den andelen av NIB-bjelkenes egenvekt som blir båret av et kontinuerlig system. Publikasjon 10 definerer momenter som gir strekk i underkant som positive. Siden en fritt opplagt bjelke får strekk i underkant, må momentet som skal motvirke rotasjonen gi strekk i overkant, det er derfor negativt fortegn foran uttrykket i formelen for omlagringsmoment.

Andre ledd:



Figur 6.2: Illustrasjon av utledningen av andre ledd.

Det andre leddet i formelen beregner omlagring av påstøpens- og asfaltbeleggets egenvekt. Vi antar nå at påføring av disse egenvektene skaper en momentan rotasjon av bjelkeendene, og at endene rett etter dette låses fast til denne rotasjonen. Vi gjør tilsvarende som for første ledd, men nå setter vi den momentane rotasjonen lik rotasjonen som oppstår fra 28 dager til betraktningstidspunktet minus rotasjonen fra momentet som må påføres for å holde bjelkeenden til den fastlåste rotasjonen. Uttrykket blir da:

$$\frac{(g_2 + g_4) L^3}{24 EI} = \frac{(g_2 + g_4) L^3}{24 EI_{28-b}} - \frac{M L}{2 EI_{28-b}} \quad (6.7)$$

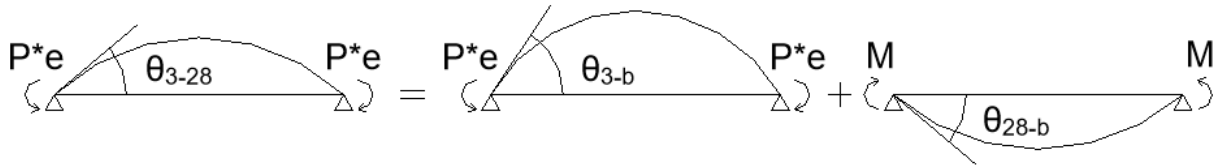
Der g_2 og g_4 henholdsvis betegner påstøpens- og asfaltbeleggets egenvekt. På samme måte som for første ledd løser vi ut ligningen for M , stryker annet arealmomentene mot hverandre og setter inn uttrykkene for de tidsavhengige E-modulene. Stivheten for den momentane rotasjonen tilsvarer korttidsstivhet, og avhenger derfor ikke av kryptall. Vi får til slutt følgende uttrykk:

$$M = \frac{(g_2 + g_4) L^2}{12} \frac{\varphi_{28-b}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (6.8)$$

M representerer her momentet over støtte fra den andelen egenvekt fra påstøp og asfalt som blir

båret i et kontinuerlig system. Slik som for første ledd er fortegnet foran andre ledd i formelen negativt fordi momentet gir strekk i overkant.

Tredje ledd:



Figur 6.3: Illustrasjon av utledningen av tredje ledd.

Det tredje leddet i formelen beregner omlaging av spennkreftene. Det antas at momentet fra oppspenningen roterer bjelkeendene fra dag 3 til 28 som et fritt opplagt system. Når dekket støpes etter 28 dager antas det at rotasjonene låses. Utledningen blir tilsvarende som i ligning 6.2 i første ledd, men vi bytter nå ut rotasjonsformlene for fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last med formler for fritt opplagt bjelke med påsatt endemoment. Uttrykket blir da:

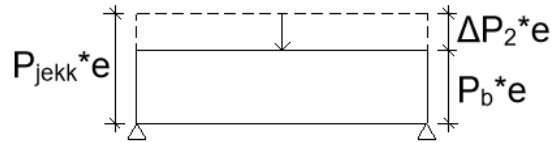
$$\frac{P e L}{2 E I_{3-28}} = \frac{P e L}{2 E I_{3-b}} - \frac{M L}{2 E I_{28-b}} \quad (6.9)$$

Der P er spennkraft og e er avstand fra spennkablens lokale tyngdepunkt til tverrsnittets globale tyngdepunkt. Løser vi ut for M , stryker annet arealmomentene mot hverandre og setter inn de tidsavhengige E-modulene, får vi til slutt:

$$M = P e \frac{\varphi_{3-b} - \varphi_{3-28}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (6.10)$$

Merk at uttrykket over er en forenkling av det i publikasjon 10. I stedet for $P \cdot e$ skal det i uttrykket stå $P_1 e'_{u2} - P_{o2} e'_{o2}$, der P_1 er spennkraften i underkant rett før samvirke (etter korttidstap), P_{o2} er spennkraften i overkant medregnet alle langtidstap, og e'_{u2} og e'_{o2} betegner henholdsvis eksentrisiteten fra nøytralaksen til spennkablene i underkant og overkant. Bidraget fra underkantarmeringen regnes som positivt fordi momentet som skal motvirke rotasjonen vil gi strekk i underkant. I overkant vil det være motsatt, og fortegnet blir derfor negativt. Grunnen til at til at underkantarmeringen skal regnes med korttidstap mens overkantarmeringen regnes med langtidstap er vanskelig å si. Langtidstapet i underkantarmeringen blir tatt hensyn til i fjerde ledd i formelen. En mulig forklaring kan derfor være at det antas at mengden overkantarmering vil være liten i forhold til den i underkant, og at feilen denne forenklingen medfører derfor kan ses bort ifra, og dette på den måten sparer oss for et ekstra ledd.

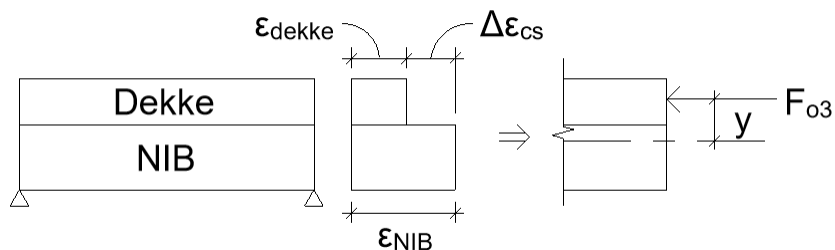
Fjerde ledd:



Figur 6.4: Illustrasjon av utledningen av fjerde ledd.

Det fjerde leddet i uttrykket tar hensyn til langtidstapene svinn, kryp og relaksasjon i underkantarmeringen. Der ΔP_2 symboliserer endringen i spennkraft etter etablert samvirke, og e'_{u2} er spennarmeringens eksentrisitet. Siden spennkraften i nesten alle tenkelige situasjoner vil reduseres over tid, vil faktoren være negativ. En kan også tenke seg at tap av spennkraft vil føre til en reduksjon av moment som gir strekk i overkant av bjelken.

Femte ledd:



Figur 6.5: Illustrasjon av utledningen av femte ledd.

Femte og siste ledd tar hensyn til tøyingsdifferansen som oppstår mellom dekke og bjelke på grunn av ulikt svinn i komponentene. Svinndifferansen skaper tvangskrefter som forsøker å rotere bjelkene. Svinnekraftene oppstår relativt raskt, og regnes derfor ved bruk av tverrsnittets korttidsstivhet. For å motstå rotasjonene påfører vi et fiktivt moment ved bjelkeendene. Over tid vil betongen som motstår dette momentet miste stivhet på grunn av kryp. For enkelhets skyld setter vi kryptallet for samvirket lik kryptallet for dekket. Vi får følgende uttrykk:

$$\frac{F_{o3} y L}{2 EI} = \frac{M L}{2 EI_{pl}} \quad (6.11)$$

Der F_{o3} er kraftresultanten på grunn av svinntøyningene, som settes lik $\Delta \epsilon_{cs} \cdot E_{c3} \cdot A'_{c3}$, hvor symbolene henholdsvis betegner svinndifferansen mellom bjelke og dekke, dekkets E-modul etter 28 dager, og dekkets areal. y symboliserer her momentarmen mellom dekkets lokale- og samvirkets

globale tyngdepunkt. I publikasjon 10 settes momentarmen lik $y'_{o2} - h_p/2$, som er avstanden fra overkant dekke til nøytralaksen minus halve dekketykkelsen. Løser vi uttrykket for M , forkorter treghetsmomentene mot hverandre, og setter inn de tidsavhengige E-modulene, får vi:

$$M = F_{o3} y \frac{1}{1 + \varphi_{pl}} \quad (6.12)$$

Der φ_{pl} er dekkets kryptall ved betraktningstidspunktet.

For en fritt opplagt bjelke vil svinntøyninger i dekket medføre et moment som gir strekkrefter i underkant. Momentet som skal motstå disse rotasjonene må være motsatt rettet, og dermed gi strekk i overkant. Uttrykket skal derfor ha negativt fortegn. Dette inkorporeres ved at svinndifferansen regnes med negativt fortegn i publikasjon 10.

Relaksasjonskoeffisient:

I ligning 6.1 for omlagringsmoment er første, andre, tredje og femte ledd ganget med en brøk som tar hensyn til kryp i betongen. I nevneren i brøken er kryptallet ganget med en såkalt relaksasjonskoeffisient, κ . Denne faktoren er ikke tatt med i utledningene som er vist fordi den har en empirisk bakgrunn. Navnet «relaksasjonskoeffisient» kan være misvisende fordi faktoren ikke tar hensyn til relaksasjon, men aldring av betongen. Med aldring av betongen menes det at materialegenskapene til betongen vil endre seg over tid etter hvert som sementen hydratiserer [21]. I beregningene er κ satt lik 0,8.

6.2 Nedbøyningsbetrakning

En alternativ metode å beregne momentomlagringen fra egenlast på, er å betrakte bjelkens nedbøyninger ved de ulike belastningstidspunktene. Metoden har blitt brukt i tidligere masteroppgaver ved NTNU. Metoden finner momentomlagringen ved å betrakte nedbøyninger midt i bjelkespennet. Metoden tar først for seg nedbøyningene midt i bjelkespennet rett før låsing:

$$w_{bjelke(t1-t2)} = \frac{5gL^4}{384EI_{bjelke(t1-t2)}} \quad (6.13)$$

Her er notasjonen t_1 tidspunktet for påføring av lasten, mens t_2 er tidspunktet for når dekket blir støpt og samvirke mellom dekke og bjelke etableres slik at rotasjonene i endene låses. Fra t_2 til betraktningstidspunktet, t_3 , tar metoden for seg de videre nedbøyningene som oppstår i midtspennet fra lasten som omlagres til innspent system. Siden rotasjonene ved endene nå regnes som fastlåste vil disse nedbøyningene utvikle seg som for en fast innspent bjelke med samme bøyeestivhet som

Kapittel 6. Omlagring av moment

samvirketverrsnittet. Nedbøyningen i bjelken fra t_2 til t_3 vil da tilsvare:

$$w_{bjelke(t2-t3)} = \frac{\Delta g L^4}{384 EI_{samvirke(t2-t3)}} \quad (6.14)$$

Δg er her andelen av den jevnt fordelte lasten som forutsettes omlagret ved betraktningstidspunktet. Totalen av dette blir da med Δg som ukjent:

$$\Sigma w = \frac{5gL^4}{384 EI_{bjelke(t1-t2)}} + \frac{\Delta g L^4}{384 EI_{samvirke(t2-t3)}} \quad (6.15)$$

Her er verken Σw eller den andelen av egenlasten Δg som omlagres til støttemoment kjent. Ligningen lar seg derfor ikke løse med hensyn på Δg uten å innføre noen antagelser for Σw . Antagelsen i metoden går ut på at Σw er lik nedbøyningene fra den andelen av egenlasten som enda ikke har blitt omlagret til nytt system ved t_3 :

$$\Sigma w \approx w(g - \Delta g)_{bjelke(t1-t3)} = \frac{5gL^4}{384 EI_{bjelke(t1-t3)}} - \frac{5\Delta g L^4}{384 EI_{bjelke(t2-t3)}} \quad (6.16)$$

som også kan skrives som:

$$\frac{5gL^4}{384 EI_{bjelke(t1-t2)}} + \frac{\Delta g L^4}{384 EI_{samvirke(t2-t3)}} = \frac{5gL^4}{384 EI_{bjelke(t1-t3)}} - \frac{5\Delta g L^4}{384 EI_{bjelke(t2-t3)}} \quad (6.17)$$

ved å løse ligningene over finnes momentomlagringen, $\frac{\Delta g}{g}$:

$$\frac{\Delta g_{bjelke}}{g_{bjelke}} = \frac{\frac{1}{EI_{bjelke(t1-t3)}} - \frac{1}{EI_{bjelke(t1-t2)}}}{\frac{1}{EI_{bjelke(t2-t3)}} + \frac{1}{5EI_{samvirke(t2-t3)}}} \quad (6.18)$$

6.3 Tidsinkrementert kryptomlagring

En annen formel som ofte blir brukt for å finne momentomlagring av egenlast er gitt av ligning 6.19[22].

$$M_s = \frac{gl^2}{12} \cdot (1 - e^{-\varphi}) \quad (6.19)$$

I 6.19 er φ bjelkens kryptall fra låsing ved t_2 til betraktningstidspunktet t_3 , mens $(1 - e^{-\varphi})$ er omlagringsfaktoren, som angir andelen av lasten som blir omlagret til det innspennte systemet.

6.3. Tidsinkrementert kryptomlagring

Metoden kan utledes ved å betrakte kryptendringer i løpet av små tidsinkrement fra t_2 til t_3 . Metoden betrakter rotasjonene som ville oppstått som følge av inkrementell krypt i bjelken dersom den ikke ble låst mot rotasjoner ved t_2 , videre betegnet som θ . For å forhindre rotasjonene må de motvirkes av et et moment som medfører like store rotasjoner i motsatt retning, videre betegnet som β . Kompatibilitetsbetingelsen for rotasjoner ved endene i tidsintervallet dt blir dermed:

$$\theta d\varphi = d\beta + \beta d\varphi \quad (6.20)$$

$\theta d\varphi$ er tilleggsrotasjonen fra en inkrementell kryptøking som må motvirkes. $\beta d\varphi$ er den motsatt rettede rotasjonen som utvikler seg i løpet av det samme tidintervallet dt fra det allerede omlagrede momentet. $d\beta$ er rotasjonen som angir hvor mye omlagringen må øke med i løpet av dette tidsinkrementet for å forhindre at det oppstår rotasjoner som følge av at: $\theta d\varphi > \beta d\varphi$. Ligning 6.20 kan også skrives som:

$$d\varphi = \frac{d\beta}{\theta - \beta} \quad (6.21)$$

Integrasjon av ligning 6.21 gir:

$$\varphi = -\ln(\theta - \beta) + C \quad (6.22)$$

C finnes ved å løse ligningen med initialbetingelsen i tidspunktet ved låsing av endene, når $\beta = 0$ og $\varphi = 0$ som gir:

$$C = \ln(\theta)$$

Ligning 6.21 blir da:

$$\varphi = -\ln(\theta - \beta) + \ln(\theta) \quad (6.23)$$

som kan skrives som:

$$\frac{\beta}{\theta} = 1 - e^{-\varphi} \quad (6.24)$$

Der $\beta = \frac{M_s \cdot L}{EI}$ er rotasjonen fra momentomlagringen og $\theta = \frac{gL^3}{24EI}$ er rotasjonen som blir motvirket (se figur 6.2).

Ligning 6.21 blir dermed, innsatt for θ og β :

$$\frac{\left(\frac{M_s \cdot L}{2EI}\right)}{\left(\frac{gL^3}{24EI}\right)} = 1 - e^{-\varphi} \quad (6.25)$$

Kapittel 6. Omlagring av moment

som gir en momentomlagring gitt av ligning 6.26:

$$M_s = \frac{gL^2}{24EI} \cdot (1 - e^{-\varphi}) \quad (6.26)$$

Tidsinkrementert krepomlagring er lik metoden i publikasjon 10 i den forstand at de begge tilfredsstillende samme kompatibilitetsbetingelse for rotasjoner ved endene på samme måte. Forskjellen ligger i at publikasjonen tilfredsstillende denne kompatibilitetsbetingelsen for start- og slutt punktet (t_2 og t_3), mens tidinkrementert krepomlagring tilfredsstillende kompatibilitetsbetingelsen i løpet av små tidsinkrement dt . Hvor summen av omlagringen fra alle tidsinkrementer gir den totale omlagringen av momentet.

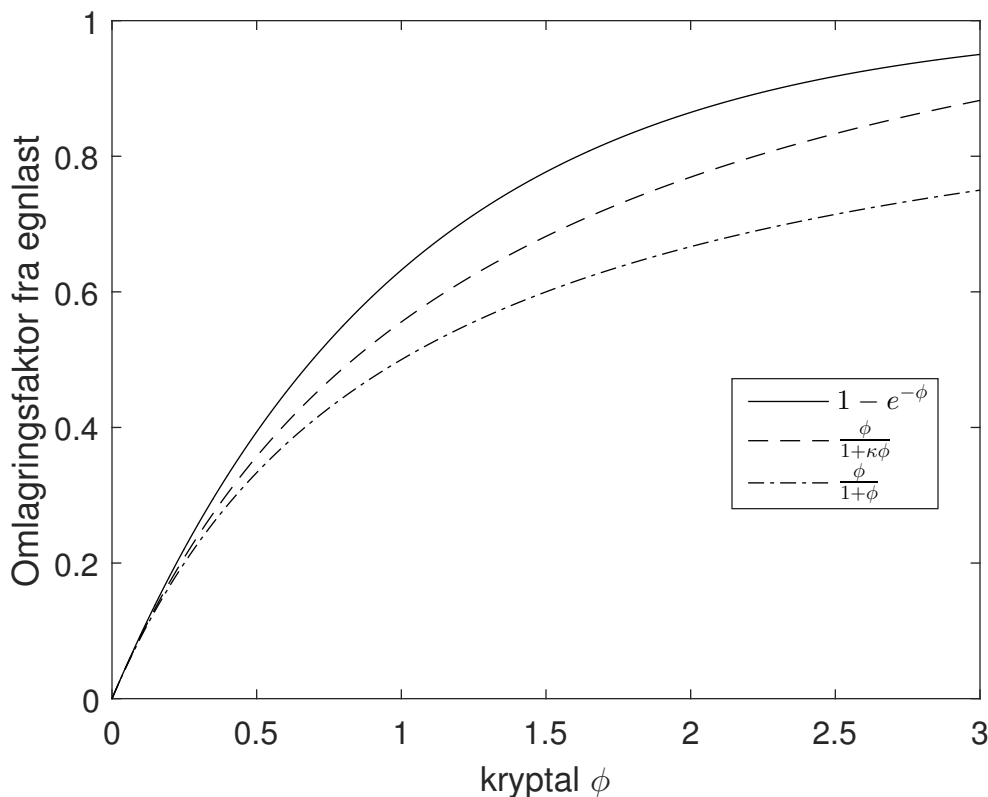
6.3.1 Diskusjon

Figur 6.6 viser hvordan krepomlagringsfaktoren i publikasjon 10, med og uten relaksasjonskoeffisienten κ varierer med kryptalet sammenlignet med krepomlagringsfaktoren fra tidsinkrementert krepomlagring.

Formel 6.26 tar under tilfredstillende av initalbetingelsen ikke hensyn til bjelkens alder ved låsing slik som publikasjon 10. Metoden legger dermed til grunn at bjelken låses rett etter montering. I de fleste konstruksjoner vil det gå en viss tid fra bjelkene monteres til dekket støpes og samvirke etableres. I løpet av denne perioden vil noe av kryptet ha utviklet seg i det fritt opplagte systemet. Dette kryptet vil derfor ikke kunne medføre omlagring etter låsing. Dette innebærer at metoden i de fleste tilfeller overestimerer krepomlagringen siden den antar at kryptet i betongen starter når bjelken låses, og ikke når de monteres. Hvor mye omlagringen fra egenvekten overestimeres med er først og fremst avhengig av alderen til bjelkene ved montering og i hvor lang tid bjelkene er fritt opplagte. Siden kompatibilitetsbetingelsen tilfredstilles iløpet av små tidsinkrement trengs det ikke å innføres noen aldringskoeffisient (relaksasjonskoeffisient) slik som i NB-publikasjon 10.

Det er verdt å merke seg at beregningsmetoden beskrevet i NB-publikasjon 10 også baserer seg på noen forenklinger. En usikkerhet tilknyttet metoden kommer fra dens antagelse om hvordan momentomlagringen utvikler seg i tidsintervallet mellom låsing og betraktningstidspunktet. Metoden antar at all last som forventes omlagret ved betraktningstidspunktet allerede ble omlagret i tidspunktet rett etter låsing. Den ser altså på omlagringen i perioden etter låsing som en tilstandsfunksjon. Dette samsvarer ikke med at momentomlagringen i virkeligheten forventes å være en kontinuerlig prosess som starter på null og øker med tiden. Det er ikke godt å si hva implikasjonene av denne antagelsen er, men ved å sammenligne omlagringsfaktoren $\frac{\varphi}{1+\varphi}$ med den tidsinkrementerte krepomlagringen i ligning 6.26 er det nærliggende å anta at publikasjonen underestimerer momentomlagringen. Den empiriske relaksasjonskoeffisienten fungerer imidlertid som en korrigere-

rende faktor for denne antagelsen siden den er med på å øke momentomlagringen. Den er imidlertid lik for bruene uavhengig av om momentomlagring betraktes etter 100 dager eller 100 år etter låsing, og metoden kan derfor ikke gi helt nøyaktige resultater for alle betraktningstidspunkter. En annen antagelse som ligger til grunn i begge ligningene er at at bjelkene går over fra et fritt opplagt system til et fullstendig innspent system. Hvis mange nabospennene på den ene siden av opplageret er større enn nabospennet på den andre siden, vil bjelkene kunne rotere på grunn av krypt selv etter at de blir kontinuerlige. Dette innebærer at formelen for slike bjelker vil være unøyaktig og må justeres. På Hulvågbrua har alle spenn ulike lengder, men forskjellene mellom lengdene er imidlertid små og de resulterende rotasjonene på grunn av ulike spenn kan neglisjeres.

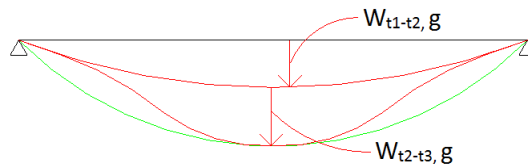


Figur 6.6: Omlagringsfaktor for egenlast med varierende kryptall.

Metoden for momentomlagring ved bruk av nedbøyninger ser også på momentomlagringen som en tilstandsfunksjon, og mange av de samme svakhetene som for publikasjon 10 gjelder derfor fortsatt. I motsetning til i publikasjonen inngår det derimot ikke noe relaksasjonskoeffisient κ , og unøyaktighetene forsterkes. Nedbøyningssfunksjonen i midten gitt av Σw , kan representeres av nedbøyningssfunksjonen til en fritt opplagt bjelke. Dette innebærer at formelen kun kan brukes som en god tilnærming i de tilfeller der nedbøyningene fra $t_1 - t_2$ er store i forhold til de påfølgende nedbøyningene som oppstår etter hvert som egenlast omlagres til moment i $t_2 - t_3$. Det vil si når

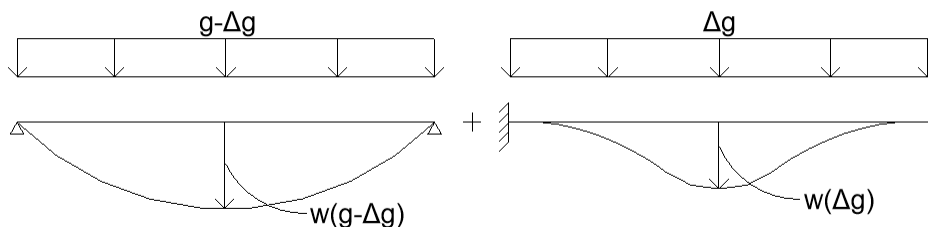
Kapittel 6. Omlagring av moment

$EI_{samvirke(t_2-t_3)}$ er en god del større enn $EI_{bjelke(t_2-t_3)}$. Dersom dette ikke er tilfellet vil nedbøyningsfunksjonen til en fritt opplagt bjelke samsvare dårlig med nedbøyningsfunksjonen til Σw og metoden vil dermed ikke gi et representativt bilde av nedbøyning og derfor heller ikke omfordelingen (se figur 6.7. Det er verdt å merke seg at når $EI_{samvirke(t_2-t_3)}$ er noe større enn $EI_{bjelke(t_2-t_3)}$ vil løsningen dersom det ses bort i fra relaksasjonskoeffisienten og virkningene av langtidismodul på treghetsmomenter gi verdier som konverger mot løsningen i publikasjon 10.



Figur 6.7: Nedbøyningsfunksjon.

For å sammenligne momentomlagring i publikasjon 10 med omlagringen etter nedbøyningsbetraktning, har det blitt valgt å betrakte endelige nedbøyninger. Med endelige nedbøyninger menes det hvor stor den totale nedbøyningen i midten forventes å bli ved betraktningstidspunktet t_3 . Den totale nedbøyning antas å bestå av to bidrag som vist i figur 6.8. Det ene bidraget kommer fra $w(g - \Delta g)_{bjelke(t_1-t_3)}$ som er den delen av egenlasten som ved betraktningstidspunktet enda ikke har blitt omlagret til det innspente systemet. Det andre bidraget kommer fra den delen av egenlasten Δg som omlagres til nytt system etter låsing av endene. Total nedbøyning i midten av spennet som følge av superisjonsprinsippet blir dermed:



Figur 6.8: Nedbøyningsfunksjon.

Som i skriftlig format tilsvarer:

$$w_{total} = w(g - \Delta g)_{bjelke(t_1-t_3)} + w(\Delta g)_{t_2-t_3}$$

Dette gir:

$$w_{totalt} = \frac{5gL^4}{384EI_{bjelke(t1-t3)}} - \frac{5\Delta gL^4}{384EI_{bjelke(t1-t3)}} + \frac{\Delta gL^4}{384EI_{samvirke(t2-t3)}}$$

Siden nedbøyningen er avhengig av Δg , har ligningen ingen løsninger. For å løse ligningen går det derfor veien om rotasjoner. Nedbøyningenes tilhørende formfunksjoner i ligningen over gir en direkte relasjon mellom totale nedbøyninger i midten og tilhørende rotasjoner ved endene. Relasjonen mellom total nedbøyning i midten og rotasjoner ved endene for systemene over kan finnes i de fleste formelverk for byggingeniører og er gjengitt under.

$$\theta_{totalt} = \frac{gL^3}{24EI_{bjelke(t1-t3)}} - \frac{\Delta gL^3}{24EI_{bjelke(t2-t3)}}$$

De reelle rotasjonene ved endene er kjent, og settes lik rotasjonene som rakk å utvikle seg ved bjelkeendene i tiden fram til låsing.

$$\theta_{t1-t2} = \frac{gL^3}{24EI_{bjelke(t1-t2)}}$$

Det at rotasjonene ved endene er kjent gjør det nå mulig å løse ligningen med hensyn på Δg .

$$\frac{gL^3}{24EI_{bjelke(t1-t2)}} = \frac{gL^3}{24EI_{bjelke(t1-t3)}} - \frac{\Delta gL^3}{24EI_{bjelke(t2-t3)}}$$

Ved å sette inn uttrykket for støttemoment:

$$M_s = \frac{\Delta gL^2}{12}$$

Fås:

$$\frac{gL^3}{24EI_{bjelke(t1-t2)}} = \frac{gL^3}{24EI_{bjelke(t1-t3)}} - \frac{M_s L^2}{2EI_{bjelke(t2-t3)}}$$

Resultatet er da at framgangsmåten som forventet gir samme omlagring som publikasjon 10. Konklusjonen må derfor være at publikasjonen gir en bedre tilnærming av omlagringen enn en ren nedbøyningsbetraktning.

Tabell 6.1 viser omlagringsfaktorer for dekkets og bjelkens egenlast etter NB publikasjon 10 sammenlignet med omlagring ved nedbøyningsbetraktning. Som ventet gir en ren nedbøyningsbetraktning mindre omlagring enn NB publikasjon 10 både med og uten kappa. Her er $EI_{samvirke}$ såpass mye større enn EI_{bjelke} slik at de største forskjellene mellom NB publikasjon 10 uten kappa og

Kapittel 6. Omlagring av moment

nedbøyningsbetrakning kommer av at treghetmomentene i ligning 6.4 faktoriseres bort, mens de i en ren nedbøyningsbetrakning regnes ut for forskjellig E-moduler. Det er også spesielt viktig å presisere at metoden gitt i NB-publikasjon 10 er mer anvendbar enn metoden som baserer seg på nedbøyningsbetrakninger, siden de nødvendige bergeningene er mindre omstendige.

Tabell 6.1: Omlagringsfaktorer for momentomlagring.

| | Omlagringsfaktor for bjelkens egenlast | Omlagringsfaktor for dekkets egenlast |
|-------------------------------------|---|--|
| NB publikasjon 10 med kappa | 0,57 | 0,64 |
| NB publikasjon 10 uten kappa | 0,51 | 0,57 |
| Nedbøyningsbetraktning | 0,38 | 0,49 |

Det konkluderes med at metoden gjengitt NB publikasjon 10 sammen med aldringkoeffisienten κ til tross for forenklingene den baserer seg på, gir den mest nøyaktige momentomlagringen. Det bør videre bemerkes at bruer under prosjektering bør dimensjoneres for både tilfellet rett etter ferdigstillelse når feltmomentet er størst, og ved endt levetid når støttemomentet er størst.

Kapittel 7

Tap av spennkraft

For å beregne bruens kapasitet og omlagring av moment etter publikasjon 10, må en kjenne spennkraften som virker på bjelkene. Det er derfor nødvendig å regne ut spennkrafttapene som forventes at har oppstått etter at bjelkene ble støpt, og som fortsetter å utvikle seg gjennom hele bruas levetid. For langtidstap er brua betraktet etter både 30 og 100 år, som henholdsvis representerer bruas tilstand i dag og ved endt livsløp.

Siden spennbetong er et fagfelt som har sett en stor utvikling de siste årene, er det rimelig å anta at beregningsmetodene er mer nøyaktige i EK 2 enn i NS 3473. Beregningene er derfor gjort i henhold til EK 2 og med støtte fra læreboken “Betongkonstruksjoner” av Svein I. Sørensen.

7.1 Grunnlag

Tegningsgrunnlaget og dokumentasjon av NIB-bjelkene på Hulvågen bru har vært mangelfull, og det har derfor måttet legges noen antagelser til grunn for beregningene. Der informasjonen har vært mangelfull, har bjelkene blitt antatt å være dimensjonert etter den forenklete tabulerte metoden som er angitt i Statens Vegvesens håndbok “NIB-bruer” fra 1983. Ut ifra tabeller i håndboken er det antatt å være plassert 22 spenntau i underkant av bjelkene og 4 overkant. I håndboken står det også at spennstålet skal være av kvalitet St 170/190 i henhold til NS 481. Det har ikke lyktes forfatterne å oppdrive denne standarden, og dermed finne de korrekte materialegenskapene til spennstålet. E-modulen (E_p) er derfor antatt å være 195 000 MPa og den karakteristiske strekkfastheten (f_{pk}) 1900 MPa. Videre er det antatt at temperaturforskjellen under herding av betongen (ΔT) er 40° C, fri svinntøyning (ε_{cs}) 0,3 ‰, stålets temperaturutvidelseskoeffisient (α_{ts}) 10^{-5} C^{-1} , relativ fuktighet (RH) 80 ‰, og at betongen har 3-dagers fasthet når spenntauene kappes. I følge tegningene i vedlegg A.3 er oppspenningskraften 134 kN og 126 kN pr. tau i henholdsvis overkant og underkant

medregnet låsetap. I tillegg er det oppgitt at alle spenntauene har et tverrsnittsareal på 100,0 mm² hver.

7.2 Beregning av tap

Kortidstapene fra temperaturendring og sammentrykkning av betong, og langtidstapene fra kryp, svinn og relaksasjon er regnet ut for overkant- og underkantarmeringen. Det er ikke regnet på låsetap, da spennkraften som er oppgitt på byggetegningene allerede er medregnet dette tapet. Bakgrunn og metode for beregning av de ulike tapene er beskrevet under.

Tap fra temperaturendring:

Tapet fra temperaturendring oppstår fordi det genereres varme når sementen hydratiserer ved herding. Siden det ennå ikke er etablert heft mellom betong og spenntau vil varmen føre til at stålet utvider seg fritt. Når samvirke er etablert og temperaturen faller, vil stålet og betongen trekke seg sammen. Siden temperaturutvidelseskoeffisienten er tilnærmet lik for stål og betong, vil sammentrykkningen som oppstår føre til et permanent tap av spennkraft.

Tap av spennkraft på grunn av temperaturendring regnes ut etter følgende formel:

$$\Delta P_T = \alpha_{ts} \Delta T E_p A_p \quad (7.1)$$

Der ΔP_T er tap av spennkraft på grunn av temperaturendring, α_{ts} er stålets temperaturutvidelseskoeffisient, ΔT er temperaturendring under herding, E_p er spennstålets elastisitetsmodul og A_p er spennstålets tverrsnittsareal.

Tap fra sammentrykkning av betong:

Når betongelementene har herdet ferdig i fabrikk, kappes spenntauene. I det tauene kappes vil spennkraften overføres som friksjon fra armeringen til betongen. Kraften som blir overført til elementet vil føre til en umiddelbar elastisk sammentrykkning av betong og stål. Sammentrykkningen gjør at spenntauene slakkes og mister kraft.

For å beregne tapet finner vi først spenningen på nivå med spennarmeringen etter at kraften er overført (her vist for underkantarmering):

$$\sigma_{s.uk} = -\frac{P'_{0uk} + P'_{0ok}}{A_{ekv}} - \frac{P'_{0uk} e_{uk}^2}{I_{ekv}} + \frac{P'_{0ok} e_{ok} e_{uk}}{I_{ekv}} \quad (7.2)$$

Der $\sigma_{s.uk}$ er spenning i nivå med spennarmeringen, P'_0 er spennkraften etter temperaturtap, e er eksentrisiteten til spennarmeringen fra tversnittets nøytralakse, A_{ekv} er tversnittets ekvivalente betongareal og I_{ekv} er ekvivalent annet arealmoment. Videre finner vi sammentrykningen:

$$\Delta_{trykk} = \frac{\sigma_s L}{E_{c3}} \quad (7.3)$$

Δ_{trykk} er sammentrykningen i nivå med spennarmering målt i mm, L er elementets totale lengde og E_{c3} er betongens 3-dagers elastisitetsmodul. Vi kan nå beregne tapet fra sammentrykningen etter følgende formel:

$$\Delta P_{trykk} = \frac{\Delta_{trykk}}{\Delta_{jekk}} P_{jekk} \quad (7.4)$$

Der ΔP_{trykk} er tap av spennkraft etter sammentrykking, P_{jekk} er oppspenningskraften og Δ_{jekk} er spenntauenes lengdeendring ved oppspenning.

Tap fra kryp:

Over tid vil betongen miste stivhet på grunn av kryp. Stivhetsendringen vil føre til tøyningssendringer i betongen, og dermed også spenningsendringer. Spenningsendringen gjør at man over tid vil få et tap av spennkraft. For å beregne tapet finner vi først tøyningssendringen på nivå med spennarmeringen ved et gitt betraktningstidspunkt (her 30 og 100 år):

$$\Delta \varepsilon_{kryp} = \varepsilon_b - \varepsilon_k \quad (7.5)$$

Der $\Delta \varepsilon_{kryp}$ er tøyningssendringen, ε_b er tøyningen ved betraktningstidspunktet beregnet med langtidsstivhet med reduksjon for kryp, og ε_k er korttidstøyningene på nivå med spennarmering beregnet uten reduksjon for kryp. Vi kan nå finne tap av spennkraft ved å multiplisere tøyningssendringen med stålets E-modul og areal:

$$\Delta P_{kryp} = \Delta \varepsilon_{kryp} E_p A_p \quad (7.6)$$

Tap fra svinn:

Som forklart i kapittel 3, vil vann binde seg kjemisk til sementen når den hydratiserer. Hvis betongblandingen inneholder mer vann enn det som er nødvendig for hydratiseringen, vil overskuddsvannet fordele seg i betongen. Over tid vil deler av dette vannet fordampe og betongen vil tørke ut. Etter hvert som vannet fordampes vil betongen trekke seg sammen. Dette fenomenet kalles svinn. På samme måte som for kryp, vil sammentrekningen som oppstår på grunn av svinn føre til tøyningssendringer i betongen. Siden det er samvirke mellom spennarmering og betong, vil spennarmeringen også trekke seg sammen og vi får en kraftreduksjon. For å beregne tapet, tenker vi oss først at vi påfører betongen en fiktiv kraft (N_s) som gir spennstålet den samme tøyningen som svinntøyningen

Kapittel 7. Tap av spennkraft

ville gjort. Den fiktive kraften regnes ut etter:

$$N_s = \varepsilon_{cs} E_p A_p \quad (7.7)$$

Der ε_{cs} er betongens fri svinntøyning. Ut ifra den fiktive kraften kan vi nå regne ut tøyningssendringen på nivå med spennarmeringen ved et gitt betraktningstidspunkt:

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_b A_{ekv}} + \frac{N_s e_b^2}{E_b I_{ekv}} \quad (7.8)$$

E_b , A_{ekv} , I_{ekv} , og e_b er her regnet med kryttall for det aktuelle betraktningstidspunktet. Slik som for tap fra kryp, finner vi spennkrafttapet fra svinn ved å multiplisere tøyningssendringen med stålets elastisitetsmodul og areal:

$$\Delta P_{svinn} = \Delta\varepsilon_{p.svinn} E_p A_p \quad (7.9)$$

Tap fra relaksasjon:

Når stål belastes over lang tid vil materialet miste spenning på grunn av langvarig konstant tøyning. Dette fenomenet kalles for relaksasjon. Spenningstapet som oppstår gjør at spennkraften også reduseres. EK 2 oppgir tre ulike formler for å beregne spenningstap på grunn av relaksasjon. Hvilken formel som skal benyttes er avhengig av hvilken relaksasjonsklasse stålet tilhører. I denne oppgaven er det antatt at stålet tilhører klasse 2, som betyr at stålet har lav relaksasjon. I henhold til EK 2 regnes spenningstapet da ut etter følgende formel:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} 0.66 \rho_{1000} \exp(9.1 \mu) \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (7.10)$$

Der $\Delta\sigma_{pr}$ er spenningsendringen, σ_{pi} er spenningen i armeringen etter korttidstap, ρ_{1000} er det prosentvise relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning (settes lik 2,5 % for relaksasjonsklasse 2), t er tiden fra oppspenning til betraktningstidspunktet i timer, og μ er forholdet mellom armeringsspenningen etter korttidstap og spennstålets karakteristiske strekkfasthet. Tap av spennkraft kan nå finnes ved å multiplisere spenningsendringen med spennstålets areal:

$$\Delta P_{rel} = \Delta\sigma_{pr} A_p \quad (7.11)$$

7.3 Resultat

Tabell 7.1: Tap av spennkraft.

| Spennkraft | Symbol | Overkant | Underkant |
|---|------------|----------|-----------|
| Ved jekking av tauene | P_{jekk} | 504 kN | 2948 kN |
| Etter temperaturtap | P'_0 | 473 kN | 2776 kN |
| Etter umiddelbar sammentrykking av betong | P_{m0} | 472 kN | 2436 kN |
| Etter 30 år | P_{30} | 346 kN | 2121 kN |
| Etter 100 år | P_{100} | 341 kN | 2087 kN |

Tabell 7.1 viser hvordan spennkraften utvikler seg over tid i overkant og underkant av NIB-bjerkene. Kraftutviklingen er listet opp i kronologisk rekkefølge etter når de inntreffer fra toppen av tabellen og ned. Kreftene som er oppgitt i tabellen er summen av de enkelte tauene. De fullstendige beregningene av spennkrafttap kan ses i vedlegg C.5.

Kapittel 8

Modellering

Brua er i sin helhet modellert i FEM-programmet Robot for å finne lastvirkningene på brua. På grunn av begrensede valgmuligheter i programmet har det måttet gjøres forenklinger og modifikasjoner. Ved bruk av FEM programmer er det viktig å være kritisk til resultater siden feil kan medføre store unøyaktigheter. Deler av brua har derfor blitt modellert i det mer avanserte FEM-programmet Abaqus for å kontrollere hvorvidt forenklingene og modifikasjonene i Robot gir store avvik. Abaqus som gir større valgfrihet ved modellering av ulike detaljer, har derfor blitt brukt til å verifisere den største usikkerheten tilknyttet robotmodellen, som er lastfordelingen fra dekket til konstruksjonselementene under. Videre er det tatt hensyn til byggefasen mellom montering av bjelker og utstøping av dekket ved å modellere modeller i Robot som representerer brua ved forskjellige tidperioder. I dette kapitlet beskrives valgene som er blitt gjort under modellering, før de drøftes og diskuteres på til slutt.

8.1 Robot

Det har vært ønskelig å inkludere alle bruas 9 spenn i modellen. Brua ble først forsøkt modellert med solid elements i Abaqus, men det viste seg å bli vanskelig da kjøring av resultater for alle de ulike lastplasseringene ble en tidkrevende prosess. Samtidig operer Abaqus først og fremst med spenninger fremfor krefter, og omgjøringen fra spenninger til momenter og aksialkrefter viste seg å bli brysomt. Broen er derfor i sin fullstendighet modellert i Robot Structural Analysis der momenter og krefter kan avleses uten å gå veien om spenninger. I modellen betraktes dekket som et sett med 4-nodede skallelementer med elementstørrelser på 0,25 m, mens bjelkene er representert med bjelkeelementer i bøyning uten bidrag fra skjærdeformasjoner.

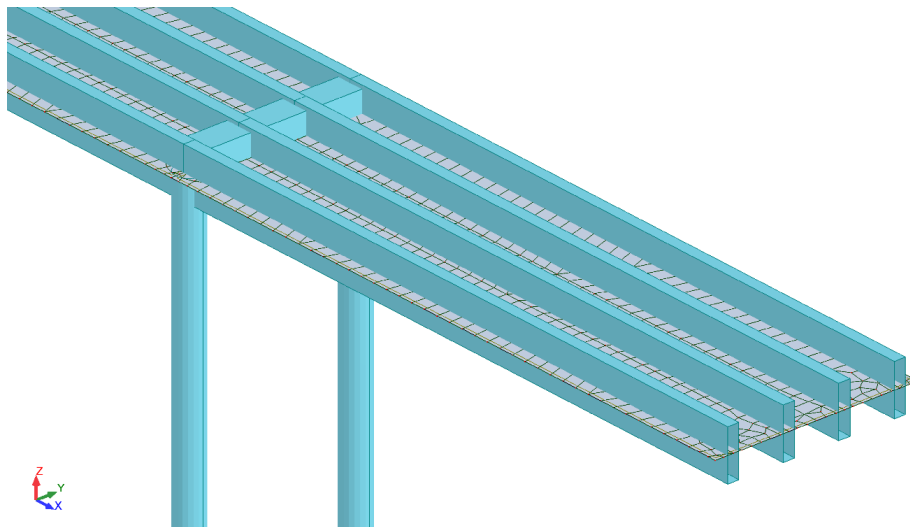
I robot er både NIB-bjelkene og tverrbærerene plassert slik at komponentenes systemakser er sam-

Kapittel 8. Modelling

menfallende med dekkets systemakse (se figur 8.1). Dette samsvarer selvfølgelig ikke med hvordan den virkelige konstruksjonen ser ut, der NIB-bjelkene hviler på toppen av tverrbærerne og danner samvirke med dekket over (se tegning 2.3). Dette er gjort fordi bruk av “offset” mellom dekket og bjelker fører til at Robot gjengir ufullstendige momentdiagram for bjelkene. Videre går søylene i modellen helt opp til dekkets systemakse, fordi Robot med mindre det blir brukt volumelementer, kun er i stand til å betrakte noder i 2 dimensjoner. Plassering av søyler vil på bakgrunn av dette ikke samsvare med den virkelige konstruksjonen der søylene kun går opp til tverrbærerne som ligger under NIB-bjelkene og dekket.

Videre i dette kapittelet vil det bli redegjort for hvilke tiltak som har blitt gjort for å sikre at modellen i størst mulig grad oppfører seg som den virkelige konstruksjonen. Det vil også bli redegjort for hvor store unøyaktighetene forventes å oppstå som følge av forenklingene som har blitt gjort under modelleringen i Robot.

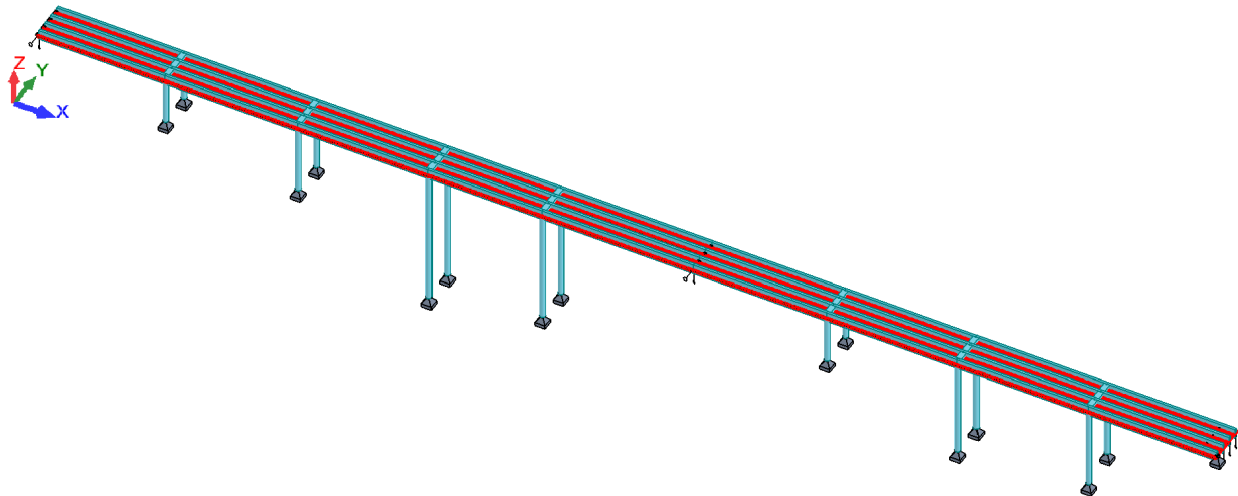
I tillegg til modellen som er beskrevet over, er det laget en modell som tar hensyn til at konstruksjonen i tiden under bygging var fritt opplagt, og en modell for å beregne krefter fra temperaturlast. For at det skal bli enklest mulig for leser å holde oversikt over hva og hvordan det er gjort, blir de ulike modellene beskrevet og har tildelt egne tallbenevnelser.



Figur 8.1: Systemakser i Robot.

8.1.1 Modell 1

Modell 1 vist på figur 8.2 består av konstruksjonen slik den ser ut med kontinuitet mellom spennene. Modellen med dens tilhørende global akser er vist i figur 8.2.



Figur 8.2: Modell 1.

Dekke

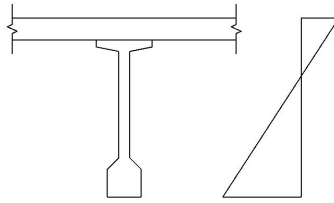
NIB-bjelkene, dekket og tverrbærerne har som nevnt sammenfallende systemakser i modellen. På grunn av dette vil lastene i dekkets lengderetning ikke fordeles på en korrekt måte. For å unngå lastfordeling i lengeretning har dekket blitt modellert som et ortotropisk materiale der E-modulen i lengderetning er fjernet. Denne lastfordelingen er ikke i samsvar med den virkelige konstruksjonen. Dekket vil i virkeligheten som følge samvirke mellom bjelker og dekke, og svært stive tverrbærere i aksene fordele laster i lengderetning også. Denne lastfordelingen vil imidlertid være liten siden bruas spennvidder i lengderetning er langt større enn i tverretning. I tillegg er stivhetene til bjelkene langt større enn stivheten i dekket. Det forventes følgelig ikke store unøyaktigheter i resultatene så lenge fordelingen av laster i tverretning er nøyaktig. Finheten til meshingen i dekket er bestemt ved å bruke forskjellige elementstørrelser frem til resultatene konvergerer.

Modellering av samvirke i Robot

Sammenfallende nøytralaker mellom dekke og NIB-bjelker fører til at NIB-bjelkenes og dekkets stivhet under samvirke blir lavere i modellen. Unøyaktigheten skyldes at modellen ikke tar hensyn

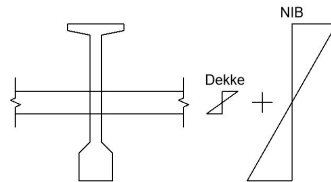
Kapittel 8. Modelling

til dekkets ekstra stivhetsbidrag som følge av eksentrisiteten mellom dekket og bjelkene som vist av tøyningene i figur 8.3.



Figur 8.3: Tøyninger i sammvirketverrsnittet.

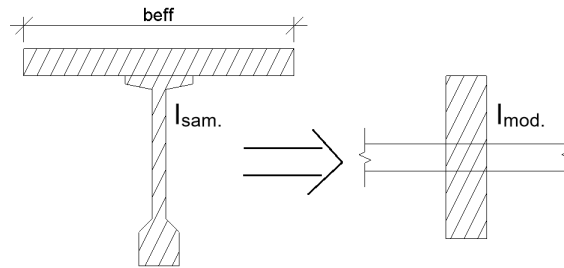
I Robot betraktes dekket og bjelkene som separate elementer der stivhetsbidraget fra dekket og bjelkene summeres hver for seg slik tøyningene i figur 8.4 illustrerer.



Figur 8.4: Tøyninger i robotmodellen.

Lav stivhet i NIB-bjelkene og dekket fører til at kraftfordeling til de forskjellige bjelkene blir unøyaktig. Programvarens utviklere anbefaler å modellere samvirkebjelker som rektangulære bjelker med treghetsmomenter tilsvarende treghetsmomentet til hele sammvirketverrsnittet. Det vil si treghetsmomentet til NIB-bjelkene og dekkets effektive bredder for tverrsnittet med fullt samvirke, se figur 8.5. For å unngå at dekket gir dobbelt stivhetsbidrag i modellen, har derimot stivheten til dekket blitt trukket fra stivheten til sammvirketverrsnittet. Annet arealmoment til de rektangulære bjelkene som blir brukt til å representere sammvirketverrsnittet etter alle modifikasjonene fremkommer av ligning 8.1. Dette gjøres for både indre- og ytre bjelker og det henvises til vedlegg C.4.

$$I_{mod} = I_{samvirke} - \frac{b_{eff} t_p^3}{12} \quad (8.1)$$



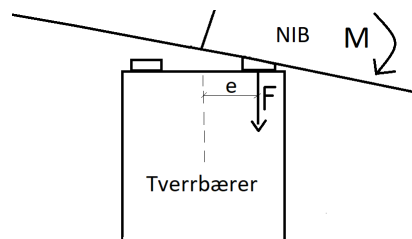
Figur 8.5: Modelering av samvirke i Robot.

Bakgrunnen for modifikasjonene ligger i at lastfordelingen i lengderetning fra dekket er liten. Det antas med dette at så lenge konstruksjon har tilnærmet riktig stivhetforhold mellom inner- og ytterbjelke i lengderetning, samtidig som at dekkets stivhet i tverretning blir bevart, vil lastfordelingen til bjelkene være av tilfredstillende nøyaktighet. Denne antagelsen valideres og undersøkes nærmere i delkapittel 8.2.

Modelering av tverrbærer

Tverrbærernes tversnitt i modellen er som på den virkelige konstruksjon 1500 mm høy og 980 mm bred. Tverrbærerne på brua har ulike spennvidder i de forskjellige aksene som varierer fra 5,9 m til 6,2 m. For enkelhets skyld er alle tverrbærere modellert med en spennvidde på 6 m.

NIB bjelkene hviler på opplagere av neopren som deformerer seg ved en eksentrisk lastpåføring. Momentet som oppstår i knutepunktene mellom NIB-bjelkene kan som følge av dette ikke omfordes til elementer under, se figur 8.6 og arbeidstegningene (vedlegg A). For å unngå at momentet i NIB-bjelkene fordeler seg til tverrbærere på grunn av tverrbærernes torsjonstivhet er den i modellen rotasjonsfri om den globale y-aksen (se figur 8.2). Det er ikke modellert inn noen tverrbærer ved landkaret i akse 6 siden det ikke har lyktes med å finne dimensjoner av denne tverrbæreren. Bilder av akse 6 tyder imidlertid på at denne tverrbæreren har såpass store dimensjoner at den kan antas å ha betydelig større nedbøyningstivhet enn øvrige tverrbærere. Akse 6 er derfor modellert med glidelagere der NIB bjelkene møtes i aksene.



Figur 8.6: Knutepunktet mellom NIB-bjelker og tverrbærer.

Kapittel 8. Modelling

Som følge av eksentrisiteten mellom tverrbærerens vertikale nøytralakse og kraftoverføringspunktet, vil det likefullt oppstå et torsjonsmoment i tverrbæreren. Dette torsjonsmomentet fremkommer ikke i Robotmodellen og må eventuelt regnes ut for hånd.

Modellering av søyler

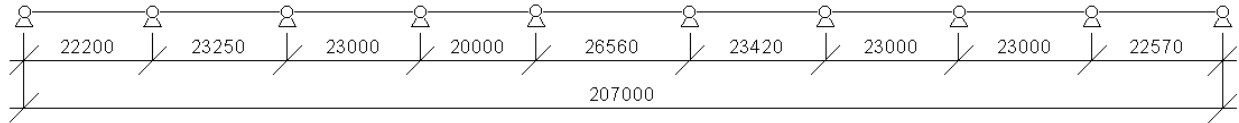
Søylenes lengder er hentet fra arbeidstegning i vedlegg A. Søylen har sirkulære tverrsnitt med diameter på 980 mm. De er modellert som fritt opplagte ved fundament og stivt forbundet til tverrbærerene. Det at de er stivt forbundet i tverretning gjør at de bidrar med å fordele noe av feltmomentet i tverrbæreren til knutepunktene som støttemoment. I modellen er søylene derfor rotasjonsstive om global x-akse.

NIB bjelkene hviler som nevnt på opplagere av neopren som antas å kunne deformeres ved en eksentrisk lastpåføring. Siden søylene som følge av sammenfallende systemasker går helt opp til NIB bjelkene, er søylene i modellen derfor leddet om y-aksen. Det at de er leddet forhindrer søylene fra å bidra til omfordelingen av moment i lengderetning i knutepunktene mellom NIB-bjelkene i modellen. Torsjonsmomentet som oppstår i tverrbæreren som følge av den eksentriske kraften vil i virkeligheten gi momenter i søylen om bruas lengderetning også. Disse er imidlertid neglisjert siden de er små og ikke har noen innvirkning på momentene i selve NIB-bjelkene og momentet i tverrbærerene om bruas y-retning.

Fordi søylene går helt opp til dekket i modellen er det ikke til å unngå at noe av lastene i dekket i de nærmeste områdene rundt søylene vil fordele seg til søylene direkte uten å gå veien om NIB- og tverrbjelkene. Dette resulterer i et avvik fra den virkelige konstruksjonen som ikke enkelt lar seg korrigere. Det er imidlertid nærliggende å anta at denne lastoverføringen er liten og at det derfor ikke medfører store unøyaktigheter.

8.1.2 Modell 2

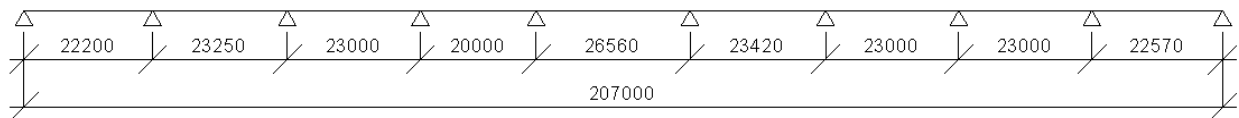
Påføring av alle egenlaste i modell 1 vil ikke fordele kreftene på en nøyaktig måte siden dekkestivheten vil bidra til lastfordelingen. Siden egenlastene fra tverrbærer, NIB-bjelker og dekke påføres før dekket har rukket å utvikle stivhet, må stivhetsbidraget til fordeling av disse lastene fra dekket fjernes. Samtidig er bjelkene fritt opplagte, og ikke kontinuerlige. For å finne dimensjonerende krefter må det derfor tas hensyn til byggefasen og hvordan konstruksjonen så ut ved lastpåføring. Dette gjøres ved å lage modeller der lastene påføres modellen som er i samsvar med hvordan konstruksjonen så ut ved lastpåføring. I denne oppgaven trengs det to slike modeller. Den ene modellen er vist i figur 8.7, og består av fritt opplagte NIB-bjelker som representerer lastoverføring til NIB-bjelkene i tiden før dekket støpes. Den andre modellen beskriver lastoverføringen til tverrbæreren (modell 5).



Figur 8.7: Modell 2 med fritt opplagte spenn.

8.1.3 Modell 3

Temperurlaster som følge av en varierende temperaturgradient er avhengig av materialets elastisitetsmodul, tverrsnittetsareal, annet arealmoment, høyde og tyngdepunkt. Samvirketverrsnittet er i modell 1 representert av rektangulære bjelker der nevnte tverrsnittsparmetre ikke samsvarer med de i samvirketverrsnittet. Det er derfor nødvendig å lage en ny modell for å finne virkningene av temperurlaster. Robot tillater brukeren å definere fiktive tverrsnitt der tverrsnittets parametere fastettes av bruker. Denne funksjonen har blitt brukt til å modellere en modell med kontinuerlige bjelker som vist på figur 8.8. Modellen har samme spennvidder som brua og brukes til å finne tvangsmomentene fra temperatur i både indre- og ytre samvirkebjelker. Bjelkene består av tverrsnitt med samme areal, annet arealmoment, høyder og tyngdepunkt som samvirketverrsnittet for henholdsvis indre- og ytre bjelker. Bjelkene antas å hvile på friksjonløse opplagere der de står fritt til å trekke seg sammen og utvide seg i fugene ved endene. På bakgrunn av dette neglisjeres aksialkrefter som følge av uniforme temperaturendringer.



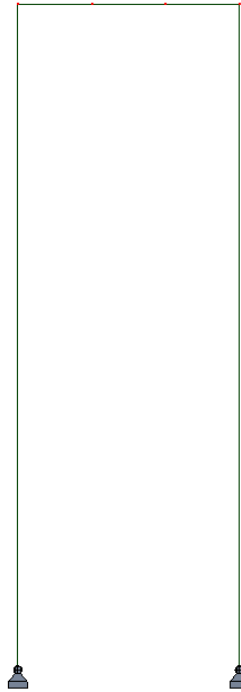
Figur 8.8: Modell 3 med kontinuerlige spenn.

8.1.4 Modell 4

Modell 4 er lik som modell 1, men med ett viktig unntak - i denne modellen har alle samvirkebjelkene rotasjonsfrie ender i bruas lengderetning og virker på den måten som fritt opplagte bjelker. I virkeligheten vil imidlertid kontinuiteten i dekket kunne ta opp noe støttemoment, slik at det virkelige systemet befinner seg et sted mellom fast innspent og fritt opplagt.

8.1.5 Modell 5

Den siste modellen, vist på figur 8.9, består av en ramme som representerer lastoverføring til tverrbæreren i tidspunktet rett etter at dekket er støpt ut, men før det har rukket å utvikle stivhet. Dette er gjort for å unngå at dekket avlaster tverrbæreren for laster som ble påført før samvirke ved å bidra til å fordele lastene ut til søylene.



Figur 8.9: Modell 5.

8.2 Abaqus, som verifikasjon av Robot

Dette delkapittelet tar for seg bruken av finite element method-programvaren Abaqus CAE i forbindelse med elementanalyse av kraftfordelingen i utvalgte snitt på Hulvågbrua. Analysene er gjennomført for å kontrollere kraftfordelingen i robotmodell 1 og 4.

8.2.1 Bakgrunn

Hulvågbrua er som tidligere nevnt en bru med overbygning som består av forspente bjelker i samvirke med dekket over. Overbygningen hviler igjen på tverrgående bjelker. Kreftene fra lastene på dekket blir fortelt mellom disse komponentene både i lengde- og tverretning basert på stivheter og andre faktorer. Det er i denne oppgaven valgt å se nærmere på hvordan kreftene fra laster som ikke spenner over hele dekket fordeler seg til de ulike bjelkene - altså hvor mye av trafikklasteren som blir båret av innerbjelkene kontra ytterbjelkene. For å undersøke dette er det valgt å benytte Abaqus. Det er flere grunner til valget om å benytte Abaqus. Hovedargumentet er at siden det er valgt å modellere hele bruene i programmet Robot, noe som krever forenklinger, er det ønskelig å kunne validere kraftfordelingen mellom bjelkene. Denne fordelingen er det knyttet usikkerheter til, både i forhold til hva som skjer i virkeligheten, og hvordan en kan løse dette i et program som Robot som har flere begrensninger enn Abaqus.

Opprinnelig var det ønskelig å benytte Abaqus i enda større grad enn hva som er gjort i denne oppgaven. Altså ikke bare til å validere robotmodellens fordeling av krefter mellom ytter- og innerbjelker, men som en fullverdig, parallell analyse til Robot, med hovedfokus på uthenting av krefter/momentener i Abaqus. Dette viste seg å bli brysomt på mange måter, og ble etter hvert utelatt. Blant annet fordi modellering i FEM-programvare er tidkrevende, og det ble utfordrende å lage en tilstrekkelig generisk modell som kunne simulere de ulike lastplasseringene og lasttilfellene.

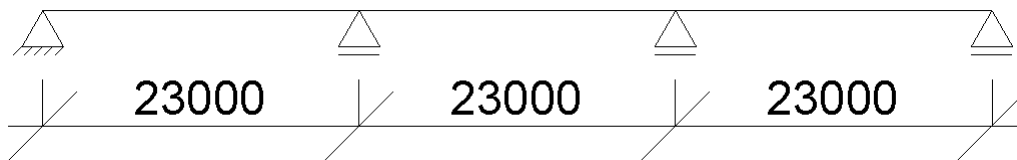
Ved oppbygging av en FEM-modell er det mange ulike faktorer som må vurderes med tanke på påliteligheten til resultatet av analysen. Valg som elementtype, elementstørrelse, randbetingelser, omfang av modellen, laster, interaksjoner mellom de ulike komponentene og materialvalg bør gjøres så bevisst som mulig. Balansen mellom en realistisk, forenklet modell, og en eksakt modell må gjøres med nøye avveininger. Mulighetene med sterke FEM-programmer som Abaqus er tilnærmet uendelige, men nødvendighet og beregningskostnad må også vurderes. Spørsmålet som bør stå sentralt i starten er: Hva skal modellen simulere, og hvordan skal dette gjøres på en effektiv måte. Abaqus 6.14 CAE er valgt på bakgrunn av at instituttet ved NTNU har god kompetanse på dette programmet, og det er brukt i undervisning i elementmetodefagene på konstruksjonsteknikk. Programmet har mange muligheter og alternative tilnærminger til oppbygging av modeller. Grunnet kjennskap til CAE-brukergrensesnittet og begrenset kunnskap om modellering ved hjelp av koding, er modellering

gjort i CAE-brukergrensesnittet.

Formålet med modellen er at den skal produsere riktige bøyemomenter i lengderetningen og at det skal være mulig å se på momentfordelingen i de ulike bjelkene. Siden det er disse som skal benyttes for å se på fordelingen av krefter, og som ligger til grunn for valideringen av den endelige robotmodellen.

8.2.2 Modell

Hulvågbrua er bygget som en bru med ni spenn, der spennene varierer fra 20-27 meter. Dette er forenklet til en kontinuerlig 3-spennsmodell i Abaqus, med spennvidder på 23 meter. Med tre spenn er det mulig å simulere ulike lastkombinasjoner av last i både inner- og endespenn, dette gir mulighet til å analysere den minst gunstige lastkombinasjonen. Konsekvensen av denne forenklingen er at muligheten til å se på effekten av nyttelaster plassert i ugunstig posisjon i flere av nabospennene forsvinner. Siden modellen i Abaqus kun benyttes til å se på fordelingen mellom bjelkene i tverretning er dette en ubetydelig konsekvens.



Figur 8.10: 3-spennsmodell, Abaqus.

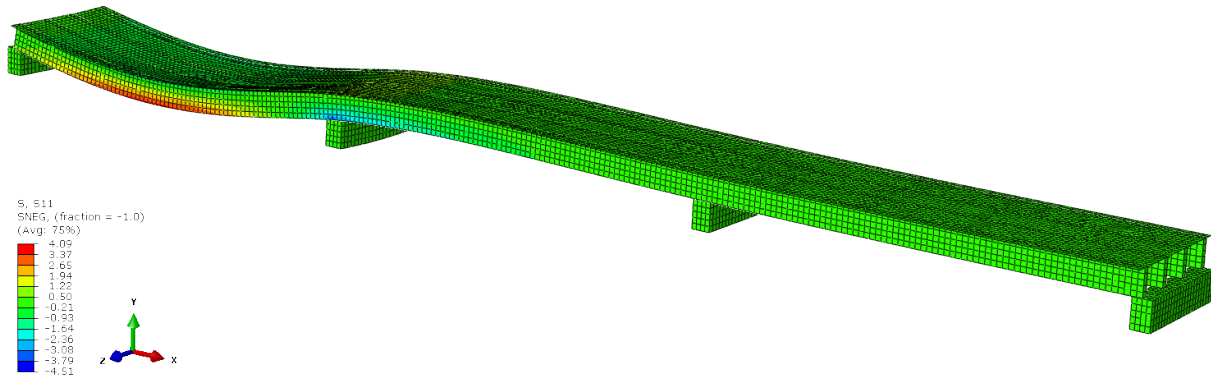
Videre er søylene utelatt i modellen. Tverrbærerene er i stedet modellert som fritt opplagte bjelker - altså er bidraget til rammestivhet fra søylene ved opplager neglisjert. Bøystivheten til tverrbærerene er stor sammenliknet med rotasjonsstivheten til søylene, så det oppstår ikke betydelige momenter ved opplagrene. Dette er igjen bekreftet i den fullstendige robotmodellen der stivheten fra søylene er medregnet, se tabell 9.7.

NIB-bjelkene skal kunne gli friksjonsfritt over tverrbærerene, siden disse er bygget med glidelager for å tillate utvidelse av brua i lengderetning. Videre er NIB-bjelkene fritt opplagt ved endene, men hviler også her på tverrbærerene.

Abaqusmodellen består dermed av:

- Overbygning:
 - NIB-bjelkene: 4 langsgående, kontinuerlige 3-spenns bjelker, 23 meter spenn.
 - Dekket: Kontinuerlig armert betongdekke i samvirke med bjelkene

- Underbygning
 - Tverrbærere



Figur 8.11: Deformert abaqusmodell.

Elementtyper

Valg av elementtyper står sentralt i en elementanalyse. Ulike elementtyper gir forskjellige fordeler, men kan og gi ulemper eller feilaktige resultater. Tre sentrale prinsipper som ligger til grunn for valgene av elementtype i denne oppgaven er:

- Elementtypene skal bidra gjøre det enkelt å bygge opp modellen.
- Elementtypene skal være egnet til å produsere resultater som i utvalgte snitt (i felt og ved støtte), og under en gitt lastsituasjon, gir god konvergens mot eksakte resultater.
- Elementtypene skal produsere resultater som krever minst mulig etterarbeid, før sammenligning med resultatene i Robot.

Proessen med å velge grunnelementtype (“*solid*”, “*shell*”, “*beam*”, eller “*membrane*”) tok lang tid. I starten gikk mye av tiden til å lære seg Abaqus for å forstå mulighetene til programmet. Initialt ble det laget og prøvd flere forskjellige modeller hvor både bjelker, dekket og armering ble modellert, og satt sammen på ulike måter. Gjennom hva som kan beskrives som en iterasjonsprosess ble dårlige idéer forkastet til fordel for gode. Resultatet ble en modell som oppfylte de ovennevnte kravene.

Den endelige oppbyggingen av modellen er som følger:

Dekket er modellert med konvensjonelle skallelementer. I Abaqus: S4R-elementer. Hvor tykkelsen og oppbygging av dekket er gitt ved å definere et tilhørende tverrsnitt. Det er flere grunner til dette valget: Først og fremst kan skallelementer representere tynne plater og gjengi korrekt bilateral

Kapittel 8. Modelling

bøyestivhet, noe som bidrar til riktig fordeling av lastene som virker på dekket. Skallelement kan også ta opp trykk- og strekkrefter, dette er viktig da dekket skal fungere som flens i samvirkebjelkene. En tredje grunn er at det i Abaqus kan defineres komposittverrsnitt med fordelt armering.

NIB-bjelkene er modellert med massive 3-dimensjonale (3D) elementer. I Abaqus: C3D8I- elementer. Grunnen til dette er at etablering av samvirke med dekket, og kontakt med tverrbærerene lot seg enklest, og mest riktig modellere med massive 3D-elementer. Mot kontroll av håndberegninger gav elementer med inkompatibel formulering mest nøyaktig resultat for nedbøyning og moment. Elementer med inkompatible formulering presterer generelt bedre for bøyingsproblemer siden vanlige C3D8 elementer med en node i hvert hjørne, ikke kan beskrive bøyning av elementkantene mellom hver node. Dette løser inkompatibel formulering ved å legge til nodeløse, interne frihetsgrader som beskriver denne bøyningen lokalt for hvert element. Over høyden til bjelken er det benyttet 5 elementer for å unngå overstiv bjelke, se figur 8.20a.

Tverrbærerene er også modellert med C3D8I-elementer. Grunnen til dette er den samme som for NIB-bjelkene: enkel og riktig modellering av kontakt mellom tverrbærer og NIB-bjelke, samt gode resultater.

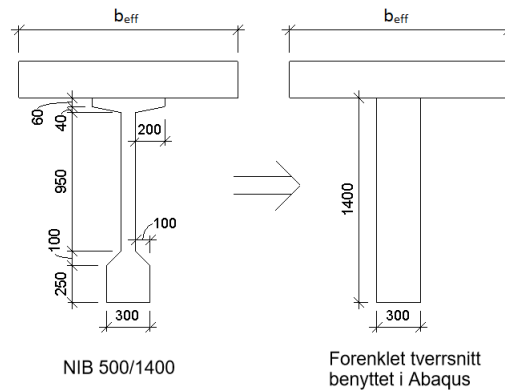
Videre diskusjon av resultater på bakgrunn av valg av element er gjort i underkapittel 8.2.3

Materialdata og tverrsnitt

Analysen gjennomført i Abaqus er en ren elastisk analyse - det vil si at betongen antas urisnet. I tillegg er effektene fra armeringen neglisjert. Det siste gjelder dog ikke for dekket, som er modellert med armering for å oppnå eksakt stivhet både i både tverr- og lengderetning. Grunnen til at dette ikke er gjennomført for NIB-bjelkene, er at økningen i stivhet for NIB-bjelkene alene fra armering ikke er mer enn 6 %. Samtidig er tverrsnittet til NIB-bjelkene forenklet fra et I-profil til en rektangulær bjelke. Dette gjør jobben med meshing, etablering av samvirke med dekket, og samvirke med tverrbærerene betydelig enklere. Med I-profil som tverrsnitt blir 3D-elementene forvrent, og det kreves da en finere inndeling av elementer, som igjen byr på utfordringer med å modellere samvirke mellom komponentene, og øker kalkulasjonstid.

I lengderetning er det samvirketverrsnittet som bærer lastene. Hovedmålet med analysen er å se på fordelingen av krefter mellom indre- og ytre samvirkebjelker. Fordelingen er i hovedsak avhengig av: stivheten til dekket i lengde- og tverretning, stivhetene til samvirkebjelkene, stivheten til tverrbærerene, i tillegg til plassering av lasten på dekket. Ser en vekk ifra plassering av last, er bøyestivheten til samvirkebjelkene mest avgjørende for fordeling av kreftene. Det viktigste er altså at stivhetsforholdet mellom inner- og ytterbjelkene ivaretas. Siden de fire NIB-bjelkene har det samme tverrsnittet, ivaretas også dette forholdet for de rektangulære bjelkene med en unøyaktighet

på 1.5%, se figur 8.12 og tabell 8.1. Dette er en unøyaktighet som tolleres med hensyn på raskere kalkulasjonstid og enklere modellering.



Figur 8.12: Forenkling av NIB-tverrsnittet i Abaqus.

Tabell 8.1: Sammenligning av bøyestivhet til samvirketverrsnittet.

| Forhold | Eksakt | Modellert |
|---|--------|-----------|
| $\frac{I_{samvirke.ytterbjelke}}{I_{samvirke.innerbjelke}}$ | 95,2% | 93,7% |

Den karakteristiske elastisitetsmodulen til betong er hentet fra NS 3473 [2]. For armering i dekket er den hentet fra NIB-manualen [23]. Verdier som er benyttet vises i tabell 8.2.

Tabell 8.2: E-modul.

| Komponent, Fasthetsklasse | E-modul |
|---------------------------|------------|
| Tverrbærer, C45 | 33541 MPa |
| Dekket + påstøp, C45 | 33541 MPa |
| NIB-bjelker, C55 | 37081 MPa |
| Armering, K500s | 210000 MPa |

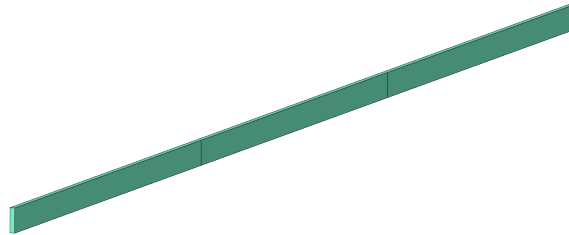
Tverrkontraksjonstallet for betong er satt til 0,18.

Oppbygging av modell

NIB-bjelkene er tegnet i “create part”-vinduet som “3D, deformable, solid”, med tverrsnittsgeometri som gitt i avsnittet ovenfor. Bjelkene er kontinuerlige over tre spenn, og er derfor tegnet som

Kapittel 8. Modellering

én 69 meter lang bjelke. I etterkant er bjelken delt opp ved hver 23. meter for å kunne legge inn opplager-/kontaktegenskapene på riktig plass, samt sikre god inndeling av elementer.



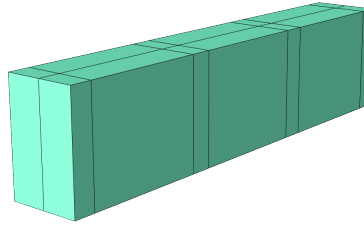
Figur 8.13: Forenklet NIB-Bjelke i Abaqus.

Dekket er tegnet i “*create part*”-vinduet som “*3D, deformable, shell*”. Det spenner 69 meter og er 7,3 meter bredt. Dekket er partisjonert langsgående for å kunne kobles på NIB-bjolkene og for å sikre god inndeling av elementer. For å gi dekket tykkelse og materialegenskaper er det benyttet en komposittsammensetning av skallelement gjennom “*assign section*” menyen. Der er det også lagt inn fordelt armering i både tverr- og lengderetning. Armeringsmengdene er hentet fra NIB-manualen [23].



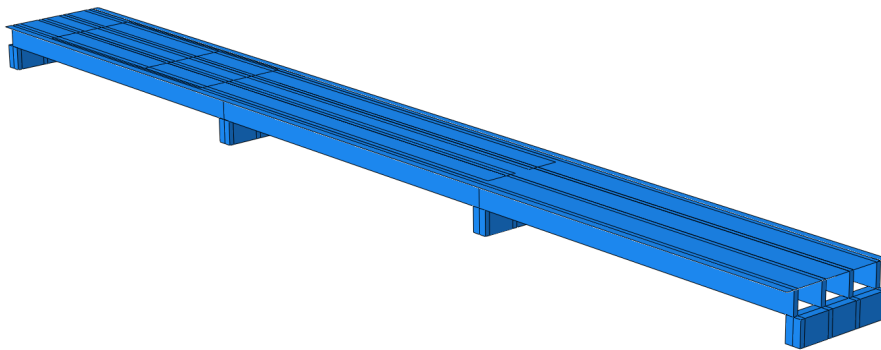
Figur 8.14: Dekket sett ovenfra i Abaqus.

Tverrbæreren er tegnet i “*creat part*”-vinduet som “*3D, deformable, shell*”, med høyde = 1,5m, bredde = 0,98m og 6m spennvidde. Tverrbæreren er så partisjonert for å kunne angi opplagerbetingelser og kontakt mot NIB-bjolkene, samt sikre god inndeling av elementer.



Figur 8.15: Tverrbærer i Abaqus.

Delene er så satt sammen i “*assembly*”-menyen, se figur 8.16.



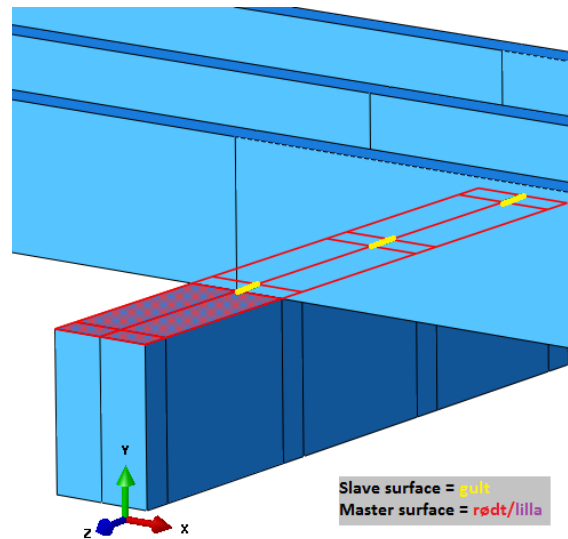
Figur 8.16: Ferdig sammensatt abaqusmodell.

Interaksjon og samvirke

For å sikre interaksjon og samvirke mellom delene er det benyttet to ulike funksjoner:

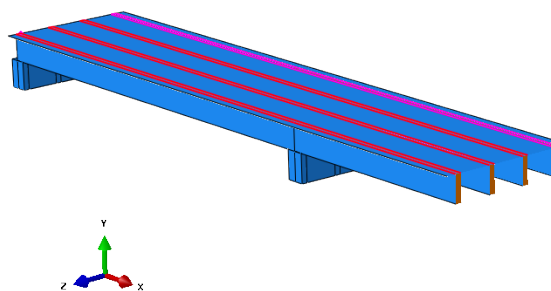
Kontakt mellom NIB-bjolkene og tverrbærerne er oppnådd ved å beskrive en friksjonsfri kontaktegenskap mellom en linje på tvers av bunnen på NIB-bjelken, og et område på toppen av tverrbæreren. Dette sikrer at NIB-bjolkene kun overfører vertikale krefter. Overføringen av krefter blir konsentrert i bunnen av NIB-bjolkene siden kontaktområdet her er så lite. Dette fører til at det oppstår såkalte singulære effekter i dette område. Med andre ord: de lokale kreftene blir kunstig

store hvor en kraft blir påført en liten overflate [24]. I analysen og i resultatet er dette tatt hensyn til ved å betrakte et punkt som ligger litt til siden for opplegget. Toppen av tverrbæreren er angitt som “*master surface*” grunnet større overflate, mens linjen i bunnen av NIB-bjelken er angitt som “*slave surface*”, se figur 8.17.



Figur 8.17: Interaksjon mellom tverrbærer og NIB-bjelke, Abaqus.

Samvirke mellom dekket og NIB-bjelkene er oppnådd ved å låse nodene i dekket sammen med nodene på oversiden av bjelken. Dette er gjort med “*Tie*”-funksjonen i “*Constraints*”-menyen. “*Tie*”-funksjonen er en overflatebasert forbindelse, som gjør at flatene mellom dekket og NIB-bjelkene forblir sammenlåst under analysen. Siden NIB-bjelken består av det stiveste materialet (høyest E-modul), er denne angitt som “*master surface*” mens undersiden av dekket er angitt som “*slave surface*”, se figur 8.18.



Figur 8.18: Forbindelse mellom NIB-bjelke og dekket, Abaqus.

Randbetingelser

Randbetingelsene i abaqusmodellen er gitt slik at modellen så godt som mulig skal representere virkeligheten. Men også slik at modellen på enklest måte, uten uønskede tvangskrefter, produserer de relevante reaksjonene. Konvergens mot riktig bøyemoment i felt og over støtte for brua i lengderetning har vært hovedprioritet, samt at spenningene ved betraktningene ikke skal ha for store forstyrrelser. Idealmodellen er en 3-spenns bjelke som vist i figur 8.10. Randbetingelsene i Abaqus er gitt som følger:

- Horisontalt, i lengderetning:
 - NIB-bjelker: Kun fastholdt i en ende, slik at de kan utvide/trekke seg sammen. Det er modellert slik at de er frie til å rotere om denne randbetingelsen.
 - Tverrbærer: Fastholdt mot forflytning i lengderetning.
 - Dekket: Fastholdt via forbindelse med NIB-bjolkene.
- Horisontalt, i tverretning:
 - NIB-bjelker: Punktvis fastholding over støtte langs ene siden.
 - Tverrbærer: En side fastholdt for å forhindre sidelengs utglidning.
 - Dekket: Fastholdt via forbindelse med NIB-bjolkene.
- Vertikalt:
 - Tverrbærer: Opplegg langs ytterkant på hver side kortsiden av bjolkene, fri til å rotere om denne randbetingelsen.
 - Dekket og NIB-bjelker: bæres av tverrbærerene.

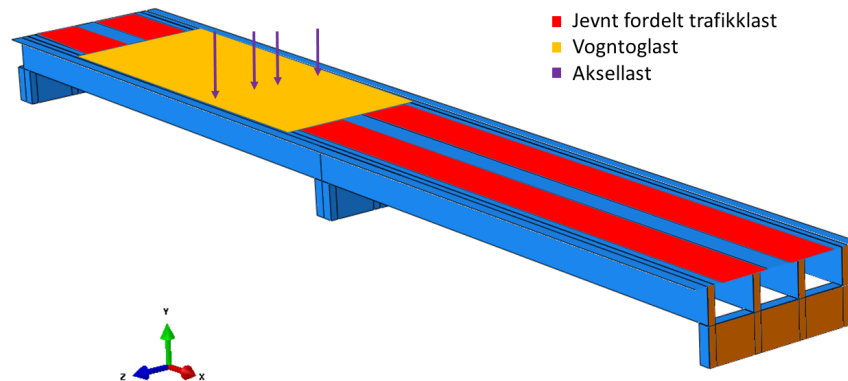
Lastplassering

Det er fordelingen av kreftene fra nyttelastene i det kontinuerlige systemet som det er knyttet størst usikkerhet til. For å plassere lastene i Abaqus er oversiden av dekket delt inn i områder som angir utbredelsen til de respektive lastene. Dette er gjort ved bruk av “*partition surface*”-funksjonen. Vogntoglasten og den jevnt fordelte lasten er så angitt som fordelte trykklaste. For aksellasten er det lagt inn krysspunkt hvor lasten kan legges inn som punktlast, ved bruk av samme funksjon. En unøyaktighet ved å bruke fordelt trykklast, er at ved deformasjon forblir vinkelen til lasten normalt på dekket. Ved store deformasjoner kan dette bli et problem. Nedbøyning og krumning i dekket er derfor kontrollert. Største deformasjon i dekket er nedbøyning i felt på 5,26 mm (23 m spenn gir

Kapittel 8. Modelling

0,2‰ i lengde retning og 7,3 m bredt dekke gir 0,7‰ i tverrretning), dette gir en vinkelendring på ca. $0,1^\circ$ for kraften, og unøyaktigheten aksepteres.

Plassering av lastene er bestemt for maksimalt moment over støtte, og er identisk med sammenligningsmodellen i Robot. Lastplassering i lengderetningen er funnet ved hjelp av influenslinjeanalyser i Robot i samme modell. Figur 8.19 viser lastplassering i Abaqus. Underkapittel 9.1.1 og tabell 9.1 gir verdiene for de ulike lastene.



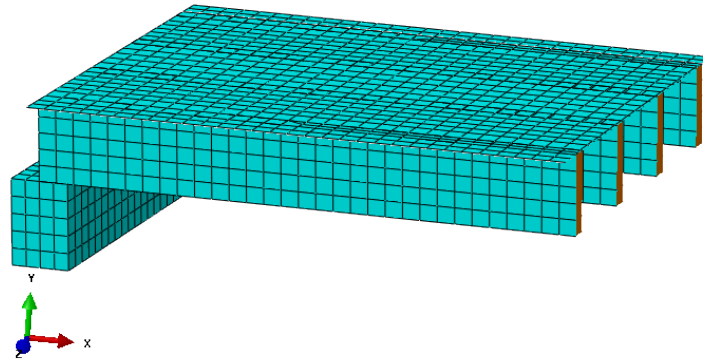
Figur 8.19: Plassering av last i Abaqus.

Effekten av spennkraften i NIB-bjolkene er utelatt i abaqusmodellen. Det antans at unøyaktigheten dette skaper er liten da forskjellen i bidraget fra spennkraftene mellom bjolkene i hovedsak kommer av en liten ulikhet i eksentrisitet til spennkraften. Den relative fordelingen mellom inner- og ytterbjelke påvirkes derfor i liten grad.

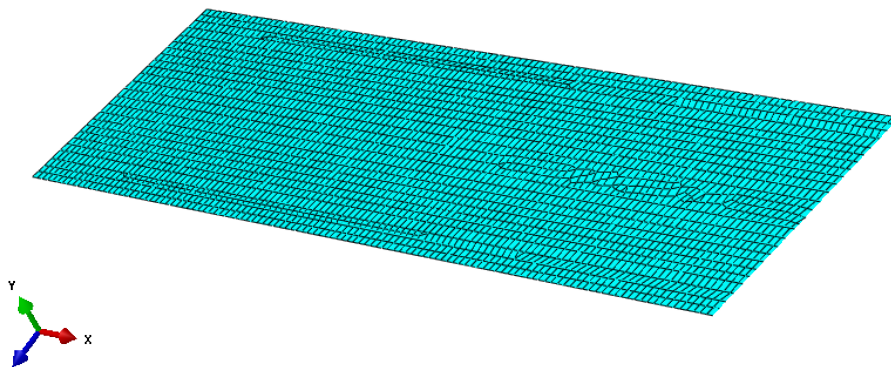
Meshing

Ved inndeling av modellen i elementer er det kritisk at komponentene fungerer riktig basert på hvilke elementtyper de består av. Dette fokuset er allerede adressert i underkapittel 8.2.2, Modell, Elementtyper. For bjolkene - både tverrærerne og NIB-bjolkene som skal gjengi riktig bøyestivhet, er det spesielt viktig at det er nok elementer over høyden. Kravet til elementer i bredden er mindre da ingen av bjolkene blir utsatt for laster som skaper krefter som må gjengis her. Bredden til NIB-bjolkene er brukt som basis for elementstørrelse. Kubiske elementer med lengde, bredde, høyde på 300x300x300 (mm) er benyttet så langt det har latt seg gjøre. Dette gir 5 elementer over høyden til NIB-bjelken (298,7x300x280), som sikrer gode resultater. Elementene i tverrbæreren har størrelsen (300x245x300). Meshingen av dekket, grunnet inndeling av lastsoner, er ikke gjort med uniforme

elementer. Dekket består av tynne skallelementer som har helt andre krav enn massive 3D-elementer. Det er derfor akseptert at elementene i enkelte deler av dekket har avvik fra rektangulær geometri. Det er i etterkant undersøkt om disse avvikene har skapt utfordringer for analysen, dette er videre kommentert i analyse- og resultatdelen.



(a) Utklipp av elementinndelingen (meshing) i Abaqus.



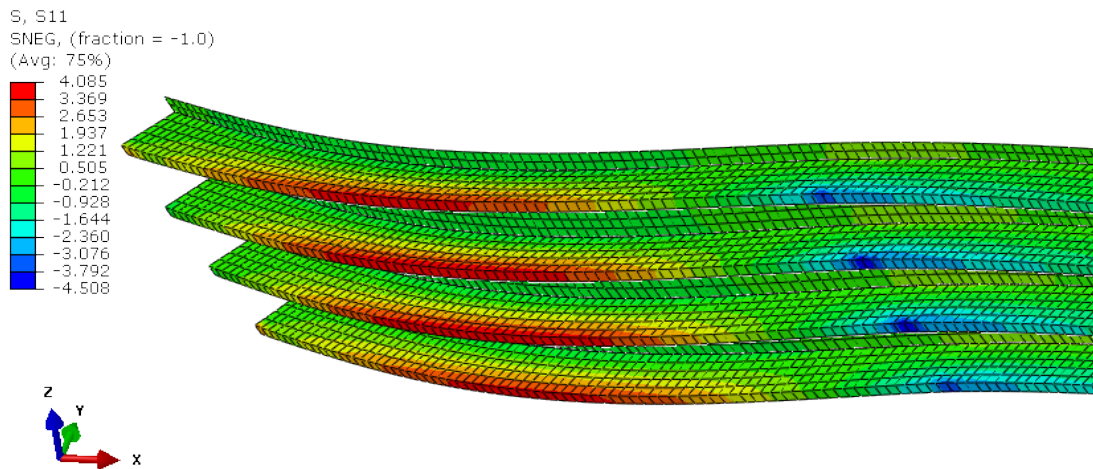
(b) Utklipp av elementinndelingen av dekket (meshing) i Abaqus.

Figur 8.20: Elementinndeling (meshing) Abaqus.

8.2.3 Analyse og resultat

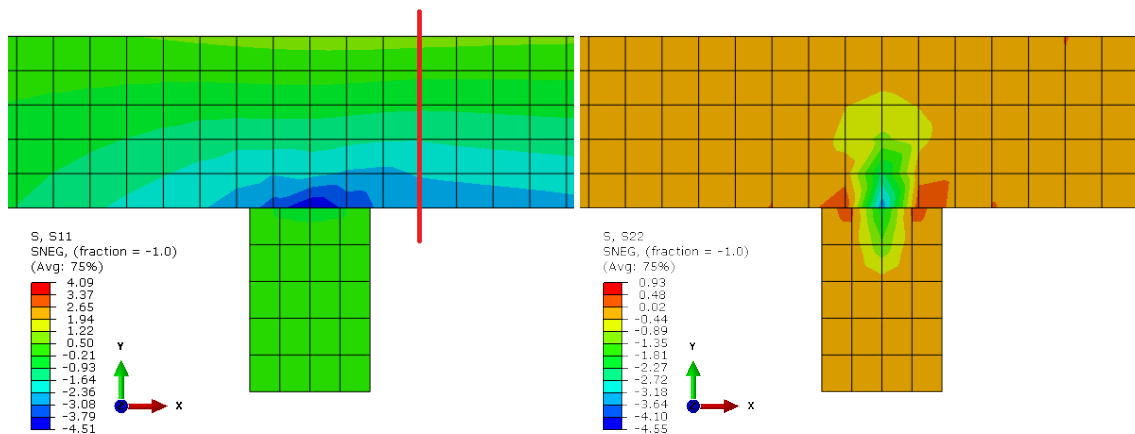
Det stilles strenge krav til tolkning og bruk av resultater fra modeller i FEM-program. Det er derfor viktig å kontrollere resultatene som kommer frem av analysen. En visuell kontroll av de ulike spenningene over hele modellen er en enkel start for å se etter grove feil, som for eksempel store spenningskonsentrasjoner. Under vises noen figurer med aktuelle snitt og spenningstillstander.

Kapittel 8. Modellering



Figur 8.21: Spenninger i X-retning for overbygningen. Sett fra undersiden.

Av figur 8.21 kommer det frem at det er en jevn spenningsovergang mellom dekket og NIB-bjelkene. Det tolkes dit at modellen simulerer samvirket på en god måte. Figuren viser også at overbygningen i felt opplever strekk i underkant (rødt) og trykk i overkant (mørkegrønt/turkis), mens det ved støtte er omvendt.



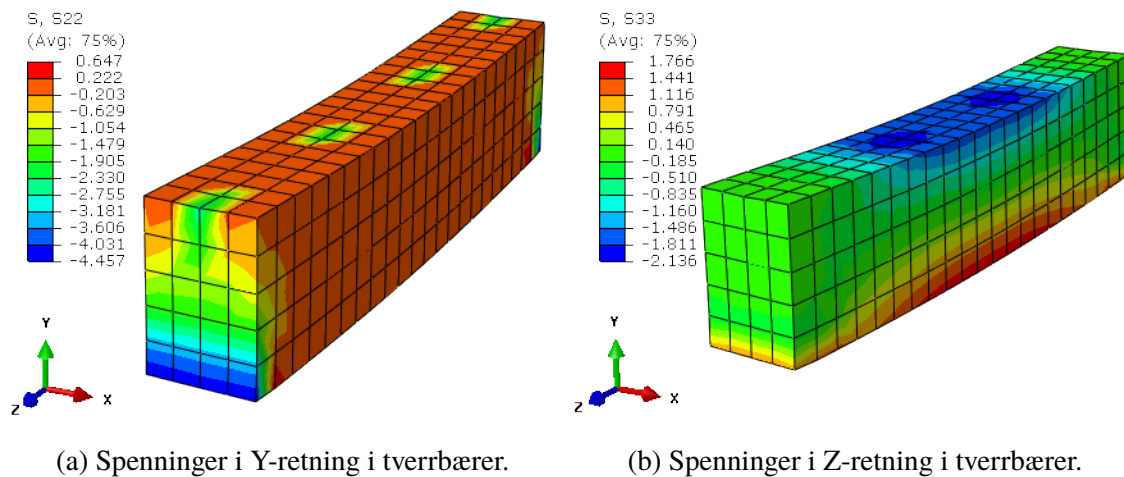
(a) Spenninger i X-retning over støtte.

(b) Spenninger i Y-retning over støtte.

Figur 8.22: Spenninger over støtte.

Figur 8.22 viser lokale spenningskonsentrasjon over støtte. Dette er adressert tidligere i kapittelet om samvirke og interaksjon. Den lokale spenningskonsentrasjonen kommer tydelig frem av figur 8.22b som viser overføringen av vertikale krefter. Konsekvensen av den lokale økningen av krefter

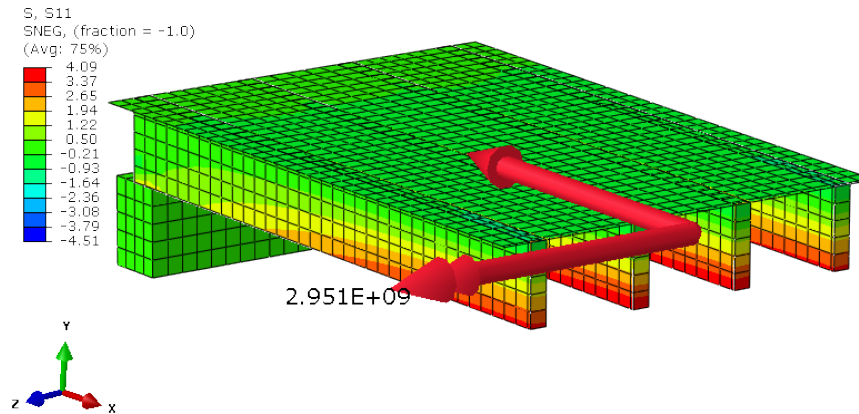
i Y-retning, påvirker også kreftene i X-retning. Fordelingen av spenninger i X-retning over høyden til bjelketverrsnittet blir ikke lineær, som ellers langs bjelken. Som nevnt tideligere er det ved sammeligning valgt å betrakte et snitt som ligger litt til siden for opplegget, snittet er vist med en rød linje i figur 8.22a. Et tredje punkt som kommer frem av figurene over, er at forbindelsen mellom tverrbærer og overbygning ikke overfører krefter i X-retningen (se figur 8.22a), fordi forbindelsen er friksjonsfri.



Figur 8.23: Spenninger i tverrbærer under støtte.

Figurene over viser kreftene i tverrbæreren som ligger mellom de to belastede spennene. I figur 8.23a kommer det tydelig frem hvor de vertikale kreftene fra de fire bjelkene i overbygningen overføres til tverrbæreren, og hvordan kreftene blir tatt opp ved opplegg. Spenningene i tverrbærerens lengderetning (se figur 8.23b) viser uendret spenningstilstand mellom de to innerbjelkene, noe som tilsier konstant moment. Dette stemmer overens med momentdiagrammet for en fritt opplagt bjelke som er symmetrisk belastet av to punktlaster. Ut ifra figurene over, antas det at modellen oppfører seg som ønsket. Utfordringen med å simulere samvirke mellom dekket og NIB-bjelkene ses på som løst. Videre må det kontrolleres om modellen gjenskaper riktige momenter i lengderetningen. Som hjelpemiddel er det laget en enkel 2D-bjelkemodell i Robot, identisk med figur 8.10. Bjelkemodellen er utsatt for samme last som modellen i Abaqus. Bjelkemodellen er benyttet for å undersøke om modellen i Abaqus produserer riktig moment for hele overbygningen - både lokasjon og størrelse. Momentene i Abaqus er funnet ved hjelp av verktøyet “View Cut” sammen med funksjonen “Free body”. Ved å aktivere “Free body” blir de interne spenningene integrert over tverrsnittet og fremstilt som to vektorer - en kraftresultant, og en momentresultant. Momentet regnes ut om tyngdepunktet til det betraktete snittet. Vektorene er vist for feltmoment i overbygningen i figur 8.24:

Kapittel 8. Modelling



Figur 8.24: Totalt feltmoment i Abaqus, med fargeplott av spenninger i X-retning.

Tabell 8.3: Kontroll av resultat i Abaqus mot 2D bjelkemodel.

| Snitt | Moment i 2D bjelkemodel [kNm] | Moment i Abaqus [kNm] | Forhold |
|----------------------|-------------------------------|----------------------------|---------|
| I felt | 2957 (ved $x = 10455$ mm) | 2951 (ved $x = 10530$ mm) | 99,8% |
| Rett over støtte | -2545 (ved $x = 23000$ mm) | -2346 (ved $x = 23000$ mm) | 92,2% |
| Til siden for støtte | -2311 (ved $x = 23896$ mm) | -2196 (ved $x = 23896$ mm) | 95,0% |

$x = 0$ ved start av bjelke

I tabellen over sammenlignes momentene fra 3D-modellen i Abaqus med 2D-bjelkemodellen i Robot. Det kommer frem av sammenligningen at feltmomentet blir representert tilnærmet eksakt. For momentene ved støtte underestimerer modellen i Abaqus verdiene med henholdsvis 7,8 og 5,0%. Grunnen til dette er at selv om overbygningen i 3D-modellen er modellert med et smalt opplegg blir den ikke like idealisert som en 2D-bjelkemodel, og vil dermed ikke oppnå samme spisse toppunkt i momentdiagrammet. Siden avvikene ikke er større en nevnt, aksepteres denne forskjellen.

Konklusjonen er at modellen i Abaqus produserer pålitelige og realistiske resultat for den ønskede situasjonen, og at resultatene dermed kan benyttes som en verifikasjon av den fullstendige robotmodellen. Selve sammeligningen og verifikasjonen er gjort i underkapittel 8.2.4, Verifikasjon av Robotmodellen)

En siste ting som blir gjennomgått i dette underkapittelet er hvordan momentene fra inner- og ytterbjelkene er funnet. Det lot seg ikke hente ut moment direkte for hver enkelt samvirkebjelke på samme måte som momentet for overbygningen. Det er derfor hentet ut spenninger fra Abaqus, for så å i etterkant beregne momentene i Microsoft Excel. Dette er gjort på følgende måte:

1. Siden spenningene varierer lineært over høyden til bjelkene er det hentet ut spenninger i topp

og bunn i hver av de fire bjelkene. For hver bjelke er det hentet ut spenninger på hver side av tverrsnittet, for så å regne et gjennomsnitt.

2. For å ta hensyn til at det kan oppstå spenninger uniformt over høyden til tverrsnittet, samtidig som momentet (momentet virker om tyngdepunktet til samvirkebjelken), er det regnet ut hva spenningen er ved tyngdepunktet til samvirkebjelken. Alt annet en 0 tilser at bjelke har en uniform kraft som virker over hele tverrsnittet. Spenningene i topp og bunn er så korrigert for denne spenningen.
3. Momentet fra spenningene i NIB-bjelken er så regnet ut med hensyn på tyngdepunktet til samvirketverrsnittet til de respektive bjelkene (inner/ytter).
4. Spenningene i dekket er så hentet ut fra Abaqus. En gjennomsnitt spenning er regnet for dekket som virker over hver av NIB-bjelkene. Det er her benyttet effektive bredder for å bestemme hvor mye av dekket som tilhører inner- og ytterbjelkene. Momentetbidraget fra kraften i dekket regnes så ut og summeres med det første momentet for å finne det totale moment som virker i hver samvirkebjelke.
5. Dette gjøres for de fire samvirkebjelkene.
6. For å kontrollere momentet, summeres momentene i de fire bjelkene og sammenlignes med momentet for hele overbygningen.

I diagrammet under vises kun beregningene og forholdene mellom en inner- og ytterbjelke siden både lastsituasjon og geometri er symmetrisk om senterlinjen til broen. De komplette beregningene av momenter i Abaqus finnes vedlegg B.

Tabell 8.4: Momenter beregnet fra spenninger fra Abaqus.

| Snitt | Bjelke | Spenninger [N/mm ²] | M_{nib} [kNm] | F_{dekke} [kN] | M_{tot} [kNm] | $\frac{M_{ytter}}{M_{inner}}$ |
|---------------------|--------------|------------------------------------|--------------------|---------------------|--------------------|-------------------------------|
| I felt | Ytter | 3,651 | 457 | -536,7 | 680 | 85,9% |
| | | -0,959 | | | | |
| | Inner | 4,081 | 544 | -658,2 | 792 | |
| -0,894 | | | | | | |
| | Totalt (x2): | | | | 2994 | |
| Til side for støtte | Ytter | -2,615 | -327 | 400,0 | -494 | 83,2% |
| | | 0,687 | | | | |
| | Inner | -3,031 | -404 | 503,6 | -594 | |
| 0,664 | | | | | | |
| | Totalt (x2): | | | | -2174 | |

8.2.4 Verifikasjon av kraftfordelingen mellom inner- og ytterbjelke i Robot

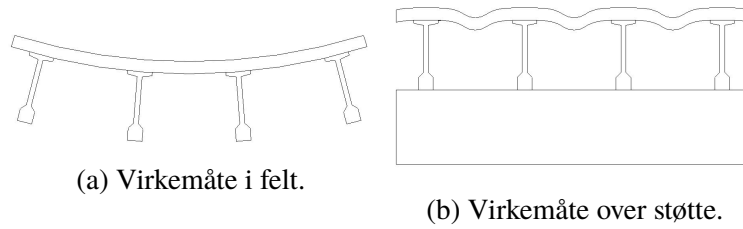
Som nevnt er formålet med å bruke Abaqus å kontrollere de endelige modellene i Robot. Med det menes en kontroll av fordelingen av krefter mellom inner- og ytterbjelkene. Forenklet, er ofte metoden for bruer at en først fordeleler kreftene i en retning, for så å fordele kreftene i den andre. Dette kan medføre store unøyaktigheter siden fordelingen av kreftene i tverrretning varierer i lengderetningene til brua - det statiske systemet under overbygningen er helt annerledes i felt enn ved støtte. Denne variasjonene er krevende å inkludere når det benyttes enkle 2D-modeller eller håndberegninger. Derfor er bruken av 3D-modeller som analyseverktøy svært aktuell i slike situasjoner, men det er også utfordringer knyttet til bruk av 3D-modeller. Det er ikke alltid programvaren er skreddersydd til situasjonen som skal analyseres, og en må da gjøre forenklinger og tilpassinger. Dette er gjort i vårt tilfelle med modellene i Robot for å simulere samvirke mellom NIB-bjelkene og det overliggende dekket.

I tabellen under vises sammenligningen mellom modellen i Robot og i Abaqus. Siden brua er symmetrisk om senterlinjen, samt at lastplasseringen også er plassert symmetrisk om senterlinjen, vises sammenligning av fordelingene kun for én side. Sammenligningen er gjort mot en modell i Robot som er lik modellen i Abaqus med 3 spenn på 23 meter. Lastplasseringen er også identisk.

Tabell 8.5: Sammenligning av momentfordeling i modellene mellom Robot og Abaqus.

| Snitt | Bjelke | Robot | | Abaqus | | Differanse |
|---------------------|--------|----------|--------------|----------|--------------|------------|
| I felt | Ytter | 680 kNm | 86,6% | 680 kNm | 86,0% | 0,6% |
| | Inner | 785 kNm | | 791 kNm | | |
| Til side for støtte | Ytter | -509 kNm | 82,0% | -494 kNm | 83,2% | -1,2% |
| | Inner | -621 kNm | | -594 kNm | | |

Fra verdiene i tabellen over kommer det frem flere interessante ting. For det første at forskjellen mellom modellen i Abaqus og modellen i Robot er liten. I felt er fordelingen av krefter tilnærmet identisk, mens det over støtte er litt større avvik. Grunnen til at differansen er litt større over støtte antas å komme fra det at modellen i Robot idealiserer konstruksjonen mer ved opplegget i forhold til Abaqus. Samt at utfordringen med store lokale krefter rundt støtte i Abaqus spiller inn. Tatt disse effektene i betraktning, er ikke avviket ved støtte sett på som for stort. Det kommer også frem av begge modellene at i felt bidrar ytterbjelken mer i lastfordelingen enn ved støtte. Dette er logisk da bjelkene i felt kan antas å virke sammen som én stor bjelke. Mens over støtte ligger bjelkene og hviler på tverrbæreren, og de vil da virke mer individuelt. De vertikale kreftene over støtte vil fordele seg mer som for en bjelke på tvers med fire opplegg. Figur 8.25 illustrerer dette.



Figur 8.25: Virkemåte i tverretning.

Gitt verdiene i tabell 8.5, er det rimelig å anta at fordelingen av krefter mellom inner- og ytterbjelker i modellene i Robot, med de forenklingene som er gjort, produserer tilstrekkelig nøyaktig resultater for den beskrevde situasjonen, selv med et enkelt program som Robot.

Kapittel 9

Opptredende krefter

I dette kapitlet følger beskrivelser av kreftene i de ulike konstruksjonselementene og hvordan disse blir beregnet. Det antas at moment- og skjærbelastninger i overbygningen er mest kritisk for Hulvågbrua. Det er derfor først og fremst disse det er lagt hovedvekt på. I tillegg til dette vil tverrbæreren i akse 8 på grunn av et stort skadeomfang undersøkes nærmere. Opptredende krefter skal finnes i det lengste endespennet som er kontinuerlig i akse 9 og fritt opplagt i akse 10. I tillegg til dette skal opptredende krefter finnes i det lengste midtspennet. Dette spennet spenner fra akse 9 til akse 10. Endespennet har en lengde på 22,57m, mens det lengste innerspennet har en lengde på 26.56m. Det er valgt å kontrollere disse spennene siden det har vært ønskelig å finne de største belastningene på brua. Siden endespennet er fritt opplagt i akse 10, vil lastene på dette spennet føre til at momentet fordeler seg på en mindre effektiv måte enn i midtspennet som er kontinuerlig i begge aksene. Til gjengjeld er innerspennet 4 m lengre. Det forventes derfor at de største kreftene oppstår i et av disse spennene.

Krefter finnes ved en kombinasjon av håndberegninger og avlesing fra robotmodeller. Kreftene henettes fra modellene og håndberegningene og legges deretter sammen etter superposisjonsprinsippet.

9.1 Laster og plassering av laster

Siden det er brukt forskjellige modeller for å representere lastvirkninger i byggefasen og lastvirkninger fra temperaturlast, følger en beskrivelse av hvilke laster som er påsatt de ulike modellene. Det er brukt samme betegnelser for egenlaster som i kapittel 6 og NB publikasjon 10. Det vil si at g_1 er bjelkens egenlast, g_2 er dekkets egenlast og g_4 er slitelagets egenlast.

9.1.1 Last i modell 1 og 4

Trafikkklaster

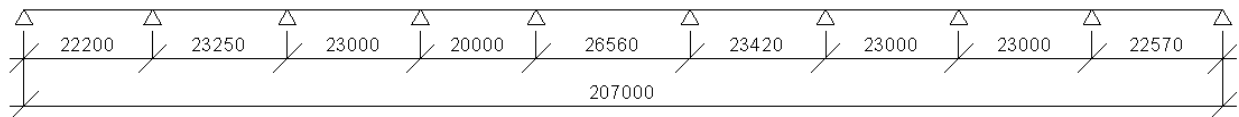
I HB R412 angis trafikklastene som linjelaster i lengderetning. Vogntogets last og jevnt fordelte trafikkklaster må derimot påsettes som ytre spenninger i 3D-modeller. For å omgjøre linjelastene i lengderetning til ekvivalente spenninger er de blitt påsatt ved å fordele lastene i tverretning over lastfeltets bredde med lastverdier som vist i tabell 9.1. I tillegg til disse lastene er det to aksellaster på 20 kN i hvert lastfelt i tverretning som vist på figur 9.5.

Tabell 9.1: Laster i hvert kjørefelt.

| Trafikklast | Last i lengderetning | Lastfeltets bredde | Ekvivalente spenninger |
|-------------------|----------------------|--------------------|-------------------------|
| Vogntog | 500 kN/16m | 3m | 10.42 kN/m ² |
| Last fra kjøretøy | 6 kN/m | 2m | 3 kN/m ² |

Plassering av trafikkklaster i lengderetning

Det at brua består av spenn med ulike lengder gjør det vanskelig å bestemme minst gunstig lastplassering i lengderetning for krefter i ulike snitt uten beregninger. Plasseringer av trafikkklaster bestemmes derfor etter influenslinjer fra Robot. For å finne mest uheldig plassering av aksel- og vogntoglaster i lengderetning baserer influenslinjene seg på en vandrende punktlast på 1 kN og en jevnt fordelt last på 1 kN/m med samme lengde som vogntogets lastfelt. Lastene plasseres på en kontinuerlig bjelke med samme spenn som brua.

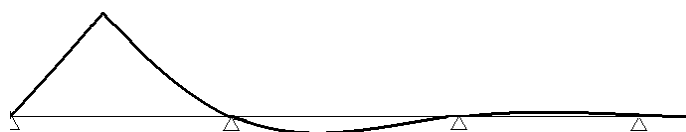


Figur 9.1: Kontinuerlige bjelke for bestemmelsen av influenslinjer.

Robot betrakter bevegelige laster som et sett med laster som blir plassert i en rekke punkter. Avstanden mellom hvert punkt bestemmes av bruker. Valgt avstand er 0,1 m, hvilket gir lastplasseringer med én desimal nøyaktighet. I hvert punkt der laster plasseres regner Robot ut belastningene i ulike snitt for deretter å gjengi influenslinjer og tabellverdier av belastninger i bjelken. I lengderetning er det for konstruksjonen under betraktning plassering av laster som gir størst:

- Feltmoment, støttemoment og skjærkraft i overbygning
- Størst feltmoment og skjærkraft i tverrbærere

som er mest interessant. Figur 9.2 viser influenslinjer for størst feltmoment i overbygning som oppstår i endespennet, figur 9.3 viser influenslinjer for størst støttemoment i overbygning som oppstår i akse 5, mens figur 9.4 viser influenslinjer for størst feltmoment og skjærkraft for tverrbæreren i akse 8. Influenslinjene vist på figuene er fra den vandrende enhetslasten på 1 kN. Figurene kan brukes til å finne omtrentlig plassering av vogntoglasten også, men siden alle spenn har ulike lengder har også influenslinjene fra vogntoglasten blitt vurdert for å bestemme en mer nøyaktig plassering av vogntoglasten.



Figur 9.2: Influenslinjer for størst feltmoment i endespenn.



Figur 9.3: Influenslinjer for størst støttemoment i overbygning akse 6.



Figur 9.4: Influenslinjer for størst moment i tverrbærer akse 8.

Plassering av trafikklaster i tverretning

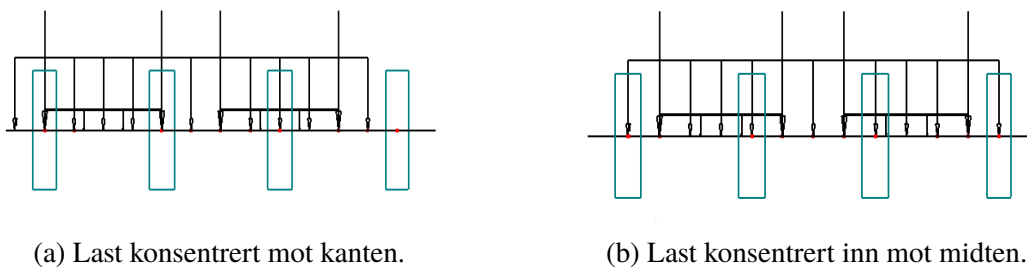
I motsetning til plassering av laster i lengderetning er valgmulighetene for plassering av laster i tverretning liten i og med at kjørefeltene tar opp nesten hele vegbredden. Det brukes derfor ikke influenslinjer til å finne verst plassering i tverretning men skjønnsbaserte vurderinger.

Det er to lastplasseringer i tverretning som er vurdert for å finne de største kreftene i samvirkebjelkene. Disse er vist i figur 9.5. Lasten i figur 9.5a er plassert på en måte som gjør at den ene aksellasten virker rett over både indre- og ytre samvirkebjelke. Lasten i figur 9.5b er plassert så langt inn mot midten som mulig. For bjelkene er det lastplasseringen i figur 9.5a som gir størst moment- og skjærkrefter i både indre- og ytre samvirkebjelker. For ytre bjelke kommer dette som

følge av at lastene forflyttes fra feltene mellom de indre i figur 9.5b til feltene mellom ytre- og indre samvirkebjelker og videre ut til den utkragede delen av dekket. Det er litt vanskeligere å se hvorfor dette skal medføre større krefter i den indre samvirkebjelken, men det kommer antageligvis av at aksellasten på 20 kN nå virker rett over den indre samvirkebjelken. Det at den virker rett over bjelken forhindrer fordelingen av denne aksellasten til andre bjelker. Samvirkebjelken i figur 9.5a der aksellasten virker må derfor ta mesteparten av aksellasten i motsetning til i figur 9.5b der aksellastene fordeler seg på en jevnere måte. På bakgrunn av dette er det lastplassering som vist i 9.5a som legges til grunn for krefter i Samvirkebjelkene.

For tverrbæreren i akse 8 vil en en lastplassering som vist i figur 9.5b gi både størst skjærkraft og feltmoment i tverrbæreren. Størst moment og skjærkraft i tverrbæreren vil derfor finnes av en lastplassering som i figur 9.5b. Størst aksialkraft i søylene fås ved en lastplassering slik som den vist i figur 9.5a. Søyлекapasiteten antas å være tilstrekkelig stor og søylene vil derfor ikke vurderes ytterligere.

Det bør presiseres at en lastplasseringen som vist i figur 9.5a går ut ifra at det kan oppstå omstendigheter som påtvinger halve trafikken å kjøre i feil kjøreretning for tilhørende kjørefelt. I praksis er det vanskelig å forestille seg at en slik lastsituasjon vil opptre ofte. Til tross for dette er en slik lastplassering i henhold til HB R412, da det utover markeringsstriper ikke er noen fysiske hindere som adskiller kjørefeltene.



Figur 9.5: Lastplassering i tverretning.

Vindlast

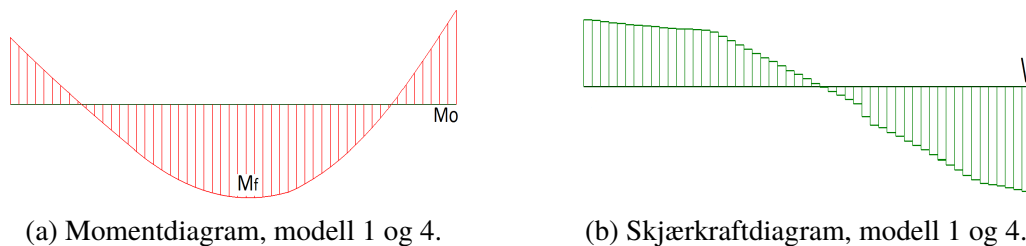
Vertikal vindlast i lengderetning, slik den er beregnet i vedlegg B.1, fordeles over hele brudekkets bredde på 7,3 m. Ettersom søylene ikke kontrolleres er vindlast i tverretning utelatt siden den ikke har stor innvirkning på andre konstruksjonskomponenter.

Slitelagets egenlast

Dekket må gis tid til å herde før asfalten legges. Asfaltens egenvekt påsettes derfor den fullstendige brukonstruksjonen. Egenlasten til asfalten fordeles i hele lengderetningen og 7 m i tverretning. Ved rekkverkene er det på hver side i tverretning et område på ca. 150 mm uten asfaltlast i samsvar med den virkelige konstruksjonen.

$$g_4 = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,250m \cdot 7m = 6,25 \frac{kN}{m^2} \quad (9.1)$$

Figur 9.6 viser formen på moment- og skjærkraftdiagrammene i bruas spenn i modell 1, og benevningene som brukes videre i oppgaven. For å ikke forvirre omlagringsmoment (M_s) med støttemoment, representeres støttemomentet av notasjonen M_o (moment ved opplegg). Skjær representeres av notasjonen V . Det bemerkes at det ikke oppstår noe moment i verken akse 1 eller 10 i modell 1 siden opplagrene i disse aksene ikke er kontinuerlige. Videre bemerkes det at det heller ikke oppstår støttemoment i noen av opplagrene i modell 4, siden samvirkebjelkene i modell 4 er fritt opplagte i alle akser.



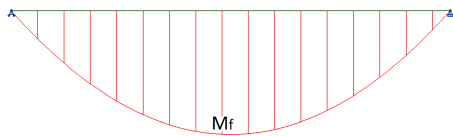
Figur 9.6: Krefter i modell 1 og 4.

9.1.2 Last i modell 2

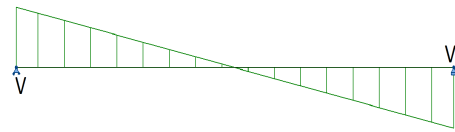
Den andre modellen vist i figur 8.7 representer hvordan konstruksjonen så ut ved påføring av dekkets egenlast, men før etableringen av samvirke mellom dekke og bjelker. Det antas at det under utstøping av dekket ble brukt en forskalling med lav stivhet i forhold til bjelkene. I denne modellen fordeles derfor egenlasten fra påstøpen seg til de forskjellige NIB-bjelkene etter lastområdets areal. Lastene som bæres av henholdsvis indre- og ytre NIB-bjelker i modell 2 fremkommer av ligningene under. Figur 9.7 viser moment- og skjærdiagram i hvert spenn for laster som påsettes modell 2.

$$(g_1 + g_2)_{\text{innerbjelke}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} A_{NIB} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,250\text{m} \cdot 1,65\text{m} = 16,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (9.2)$$

$$(g_1 + g_2)_{\text{ytterbjelke}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} A_{NIB} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,250\text{m} \cdot 2\text{m} = 18,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (9.3)$$



(a) Momentdiagram, modell 2.

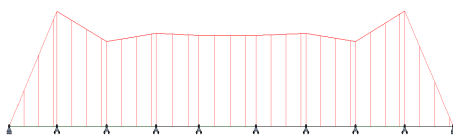


(b) Skjærkraftdiagram, modell 2.

Figur 9.7: Krefter i modell 2.

9.1.3 Last i modell 3

Det er brukt samme temperaturgradient i både ytre- og indre bjelker i modell 3. Figur 9.8 og 9.9 viser moment- og skjærkraftdiagram i forskjellige spenn for temperaturlaster når oversiden er henholdsvis $10,5^\circ\text{C}$ varmere og 8°C kaldere enn undersiden.

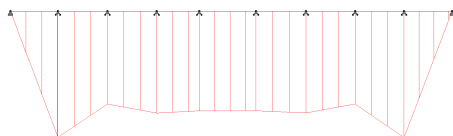


(a) Momentdiagram, modell 3.

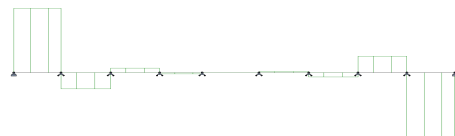


(b) Skjærkraftdiagram, modell 3.

Figur 9.8: Krefter i modell 3, $\Delta T_{M,heat}$.



(a) Momentdiagram, modell 3.



(b) Skjærkraftdiagram, modell 3.

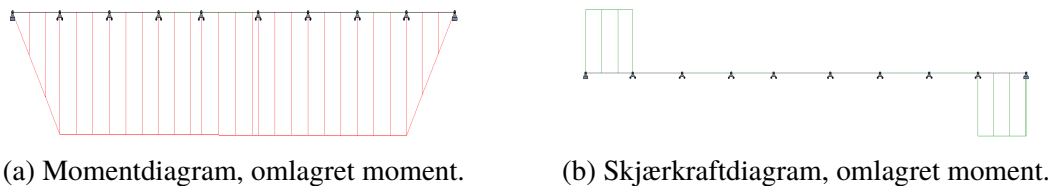
Figur 9.9: Krefter i modell 3, $\Delta T_{M,cool}$

9.1.4 Last i modell 5

Modell 5 brukes for å finne opptredende krefter i tverrbæreren. Denne modellen og lastpåføringer i modell 5 kommes det tilbake til i et eget delkapittel senere som tar for seg opptredende krefter i tverrbæreren.

9.1.5 Håndberegninger

Omlagring av moment regnes for hånd. Momentomlagringen er i publikasjon 10 gitt for en fast innspent bjelke, der det er antatt at alle spennvidder i brua er like lange. På Hulvågbrua varierer spennviddene imidlertid fra 20-26,56 m. Dersom det brukes ulike lengder i formlene for å finne momentomlagring i ulike spenn fører det til at momentdiagrammet hopper i aksene. Ettersom at rotasjonstivheten etter låsing er lik i nabobjelker, er slike hopp ulogiske. I beregningene baserer momentomlagring seg derfor på en konstant spennvidde på 23 m, hvilket omtrentlig representerer gjennomsnittlig spennvidde på Hulvågbrua. Denne forenklingen medfører ikke store unøyaktigheter. Figur 9.10 viser momentomlagringens moment- og skjærkraftdiagram i forskjellige spenn under antagelse av en konstant spennvidde. Av figur 9.10 vises det at summen av omlagringen fra alle laster gir et feltmoment i tverrbærer.



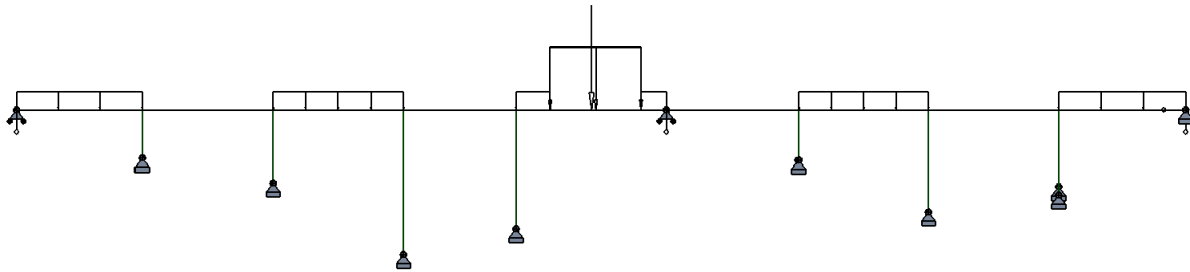
Figur 9.10: Krefter fra momentomlagring.

9.2 Dimensjonerende krefter i spenn 5

9.2.1 Momentkrefter i spenn 5

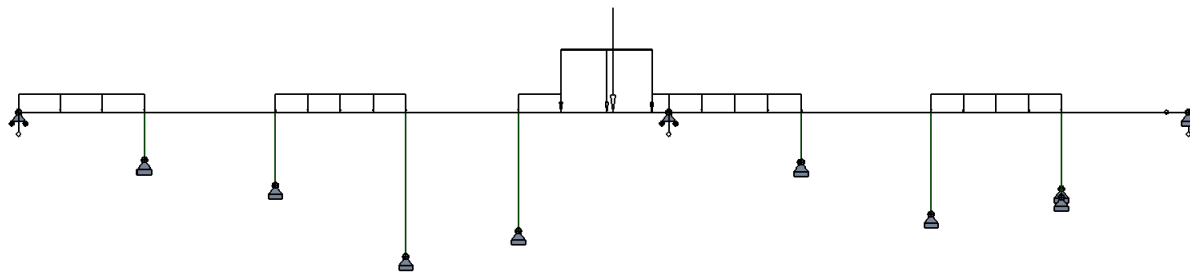
Figur 9.11 viser plasseringen av trafikklaster i lengderetning som gir det største feltmomentet i spennet. Plassering av aksellastene og vogntoglasten er funnet ved å se på belastningene i ulike snitt for forskjellige plasseringer av de bevegelige lastene fra tabeller i Robot. Det er funnet ut at det for spenn 5 oppstår størst feltmoment midt i spennet og at dette feltmomentet blir størst når

aksellasten plasseres i midten av spennet og når vogntoglastens bakerste del plasseres ved $x=94,5$ m i lengderetning.



Figur 9.11: Plassering av trafikklaster for størst feltmoment M_f i spenn 5.

Figur 9.12 viser plasseringen av trafikklaster i lengderetning som gir størst moment ved opplager i spenn 5. Lastene er plassert på en måte som gir størst moment i akse 6. Dette er gjort siden nabospennet mellom akse 6 og 7 er større enn spennet mellom akse 4 og 5. Dette vil medføre større støttemomentet i akse 6 enn i akse 5. Aksellasten er plassert ved $x=105,1$ m og bakerste del av vogntoglasten ved $x=96$ m.



Figur 9.12: Plassering av trafikklaster for størst støttemoment M_o i spenn 5.

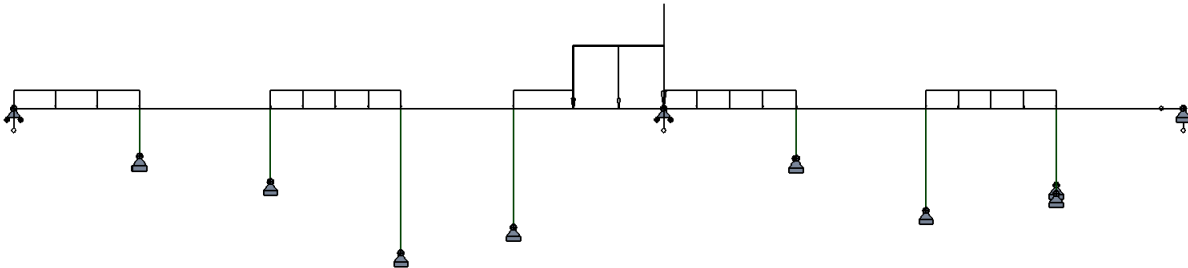
Dimensjonerende momenter på brua gjengis i tabell 9.2. Av tabellen ser en at det er lastkombinasjon b som gir dimensjonerende momentene for både ytre- og indre samvirkebjelker. Som forventet er det de indre bjelkene som tar de største lastene. Videre ser en at støttemomentet øker med alderen, mens feltmomentet synker på grunn av momentomlagringen. Dette samsvarer med det som står i publikasjon 10. Forskjellen er imidlertid liten fordi størsteparten av det totale kryptet fra de permanente lastene og dermed også kryptomlagringen er ferdig utviklet etter 30 år.

Tabell 9.2: Dimensjonerende moment i spenn 5.

| | Ytre T-bjelker [kNm] | | Indre T-bjelker [kNm] | |
|----------------------------------|----------------------|---------------|-----------------------|---------------|
| | Kombinasjon a | Kombinasjon b | Kombinasjon a | Kombinasjon b |
| Mf i spenn 5 etter 30 år | 3431 | 3426 | 3655 | 3636 |
| Mf i spenn 5 etter 100 år | 3411 | 3407 | 3635 | 3616 |
| Mo i spenn 5 etter 30 år | -1063 | -1243 | -1273 | -1459 |
| Mo i spenn 5 etter 100 år | -1081 | -1262 | -1293 | -1479 |

9.2.2 Skjærkrefter i spenn 5

Slik som for størst støttemoment i spenn 5, vil de største skjærkreftene oppstå i akse 6 som følge av at dets nabospenn er lengre enn nabospennet til akse 5. Lastene plasseres derfor rett til venstre for opplageret i akse 6, se figur 9.13.



Figur 9.13: Plassering av trafikklast for størst skjærkrefter V i spenn 5.

Tabell 9.3 gjengir dimensjonerende skjærkrefter i spenn 5. Her er det lastkombinasjon a som gir de største skjærkreftene. I spenn 5 vil omlagringen av moment i teorien ikke ha noen innvirkning på skjærkraften siden momentet fra omlagringen i dette spennet antas konstant.

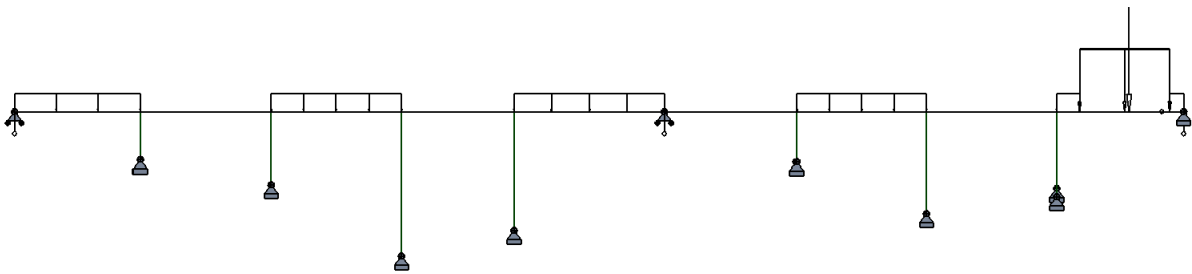
Tabell 9.3: Dimensjonerende skjærkrefter i spenn 5.

| | Ytre T-bjelker [kN] | | Indre T-bjelker [kN] | |
|--------------------|---------------------|---------------|----------------------|---------------|
| | Kombinasjon a | Kombinasjon b | Kombinasjon a | Kombinasjon b |
| V i spenn 5 | 658 | 592 | 754 | 679 |

9.3 Dimensjonerende krefter i spenn 9

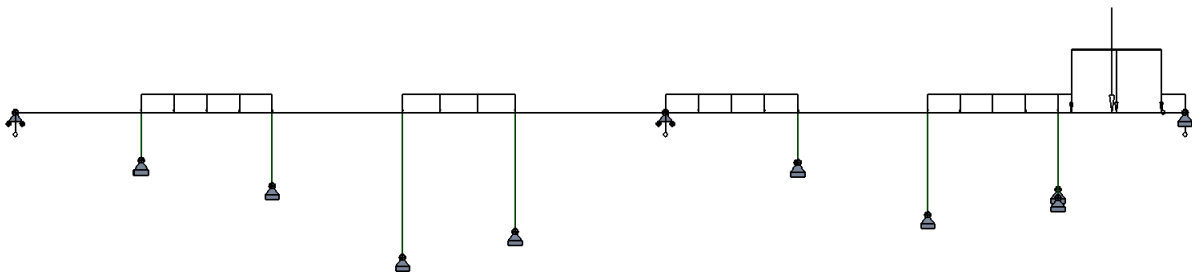
9.3.1 Momentkrefter i spenn 9

Størst feltmoment i spenn 9 fremkommer ved en plassering av trafikklaster som vist i figur 9.14. Her er aksellasten plassert ved $x=197,3$ m, mens bakerste del av vogntoglasten er plassert ved $x=188,5$ m. Størst feltmoment fra trafikklaster i felt 9 oppstår i $x=197,3$ m, men er videre i oppgaven antatt å oppstå midt i felt da dette gjør arbeidet med å legge sammen momentet fra forskjellig laster lettere. Antagelsen er konservativ og gir rundt 50kNm større feltmoment i felt 9 enn det virkeligheten tilsier.



Figur 9.14: Plassering av trafikklaster for størst feltmoment M_f i spenn 9.

Figur 9.15 viser plassering av trafikklaster for størst moment ved akse 9. Akse 10 er et glidelager og det oppstår derfor ikke momenter i denne akse. Aksellasten er her plassert ved $x=194$ m, mens bakerste del av vogntoglasten er ved $x=186,8$ m.



Figur 9.15: Plassering av trafikklaster for størst støttemoment M_o i spenn 9.

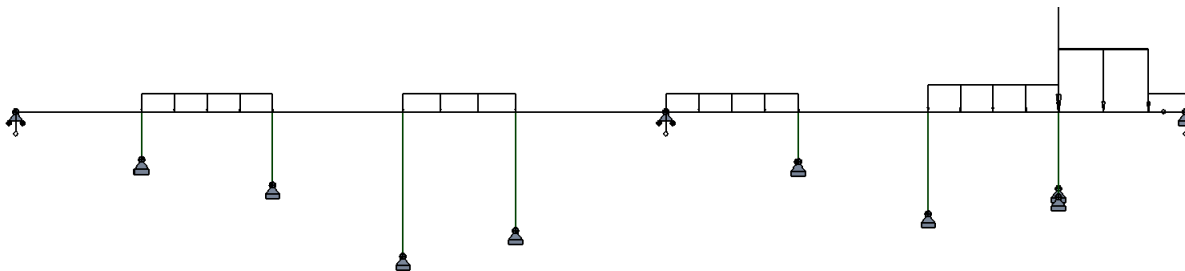
De største momentene fremkommer av tabell 9.4. De indre bjelkene er mest belastet, og som i spenn 5 er det lastkombinasjon a som gir de største kreftene i feltene, mens det er lastkombinasjon b som gir de største momentene ved støtte.

Tabell 9.4: Dimensjonerende moment i spenn 9.

| | Ytre samvirkebjelker [kNm] | | Indre samvirkebjelker[kNm] | |
|---------------------------|----------------------------|---------------|----------------------------|---------------|
| | Kombinasjon a | Kombinasjon b | Kombinasjon a | Kombinasjon b |
| Mf i spenn 9 etter 30 år | 2881 | 2806 | 3076 | 2986 |
| Mf i spenn 9 etter 100 år | 2871 | 2796 | 3066 | 2977 |
| Mo i spenn 9 etter 30 år | -993 | -1254 | -1078 | -1355 |
| Mo i spenn 9 etter 100 år | -1011 | -1273 | -1098 | -1375 |

9.3.2 Skjærkrefter i spenn 9

De største skjærkreftene i spenn 9 oppstår ved akse 9. Bakgrunnen for dette er at brua er kontinuerlig i akse 9, mens den er fritt opplagt i akse 10, hvilket gjør at opplageret i akse 9 tar en større del av lasten plassert i spennet. Figur 9.16 angir plasseringen av trafikklaster som medfører de største skjærkreftene.



Figur 9.16: Plassering av trafikklaster for størst skjærkraft V i spenn 9.

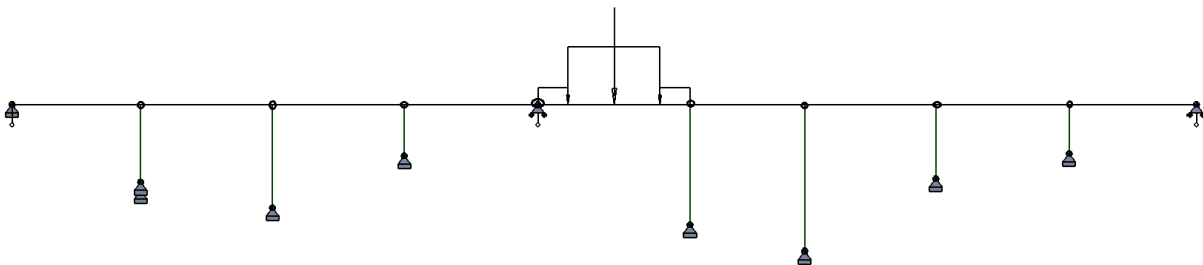
Dimensjonerende skjærkrefter vises i tabell 9.5. Momentomlagringen synker lineært fra støtte og inn mot glidelagret i akse 10 akkurat som vist i figur 9.10. Dette fører til at skjærkrefter etter 30 år ikke er de samme som etter 100 år. Disse skjærkreftene kunne vært neglisjert uten å medføre store unøyaktigheter, men er tatt med for å påpeke at momentomlagringen gir skjærkrefter i spenn der momentet varierer, slik det gjør i endespennene.

Tabell 9.5: Dimensjonerende skjærkrefter i spenn 9.

| | Ytre T-bjelker [kN] | | Indre T-bjelker [kN] | |
|--------------------------|---------------------|---------------|----------------------|---------------|
| | Kombinasjon a | Kombinasjon b | Kombinasjon a | Kombinasjon b |
| V i spenn 9 etter 30 år | 558 | 573 | 674 | 622 |
| V i spenn 9 etter 100 år | 602 | 559 | 675 | 623 |

9.4 Dimensjonerende krefter for fritt opplagt overbygning

Dimensjonerende krefter på den fritt opplagte brua har blitt funnet ved å plassere aksel- og vogntoglasten midt på spenn 5 som vist i figur 9.17. Det henvises til figur 9.13 for plassering av trafikklaster for størst skjærkraft. Siden alle spenn antas fritt opplagte er det i det lengste spennet de største kreftene kommer til å opptre, og det er derfor kun spenn 5 som har blitt vurdert nærmere. For statisk bestemte konstruksjoner faller tvangskrefter fra temperaturlaster, momentomlagring og eksentriske spennkrefter bort. I dette tilfellet er det derfor lastkombinasjon a hvor egenlasten og trafikklasten er mest dominerende som blir dimensjonerende lastkombinasjon.



Figur 9.17: Plassering av trafikklaster for størst feltmoment i fritt opplagt overbygning.

Tabell 9.6 gjengir dimensjonerende krefter i den statisk bestemte brua representert av modell 4. Momentfordelingen i brua er mindre effektiv enn i brua der hele samvirketverrsnittet var kontinuerlig. Grunnen til dette er at feltmomentet ikke kan fordeles til støttene. Sammenligning med momentet for samme lastkombinasjon i tabell 9.2 på den kontinuerlige brua, har det dimensjonerende momentet i felt nå økt fra 3655 kNm til 4515 kNm for indre bjelker. Dette tilsvarer en økning på 24%. Skjærkraften er derimot redusert sammenlignet med den statisk ubestemte konstruksjonen. Største skjærkraft i spenn 5 er nå 701 kN sammenlignet med 753 kN på den statisk ubestemte brua, hvilket tilsvarer en reduksjon på ca 7%. Denne reduksjonen kommer av at det for en fritt opplagt overbygning kun er lastene som påsettes spenn 5 som har innvirkning på skjærkraften i dette spennet. I en

kontinuerlig overbygning vil derimot plassering av laster i andre spenn utover spenn 5 også påvirke skjærkreftene i spenn 5 på en ugunstig måte.

Tabell 9.6: Dimensjonerende krefter i fritt opplagt overbygning.

| | Ytre T-bjelker | Indre T-bjelker |
|------------------|----------------|-----------------|
| Feltmoment [kNm] | 4276 | 4515 |
| Skjær [kN] | 627 | 701 |

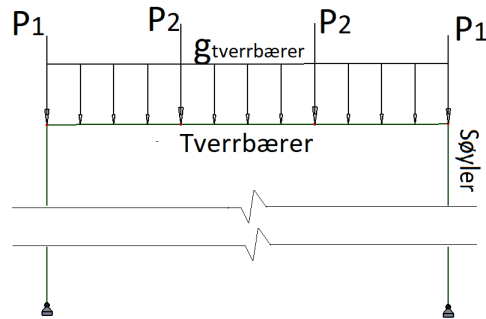
9.5 Tverrbærer i akse 8

For tverrbæreren i akse 8 blir kreftene hentet ut fra tre ulike modeller i Robot. Alle variable laster sammen med slitelagets egenlast påføres modell 1 i bru med kontinuerlig overbygning og modell 4 i bru med fritt opplagt overbygning. Egenlast til NIB-bjelker, g_1 og dekke, g_2 påføres modell 5 bestående av tverrbærer og søyler. Rammemodellen representerer hvordan konstruksjonen så ut rett etter utstøping av dekket. Modellen er nødvendig siden pålasting av egenlasten i modell 1 og modell 4 ville medført et bidrag fra dekkets stivhet i tverretning som ikke er der når lastene blir påført. Egenlasten som virker på hver av de fritt opplagte NIB-bjelkene fra egenlasten over tas opp av tverrbærerne som punktlaster. Punktlasterne i tverrbærer 8 kommer fra lastene på NIB bjelkene i spenn 7 og 8. P_1 er punktlasteren som blir overført fra de ytre samvirkebjelkene, mens P_2 er punktlasteren som blir overført fra de indre. L_7 og L_8 er spennviddene til henholdsvis spenn 7 og 8.

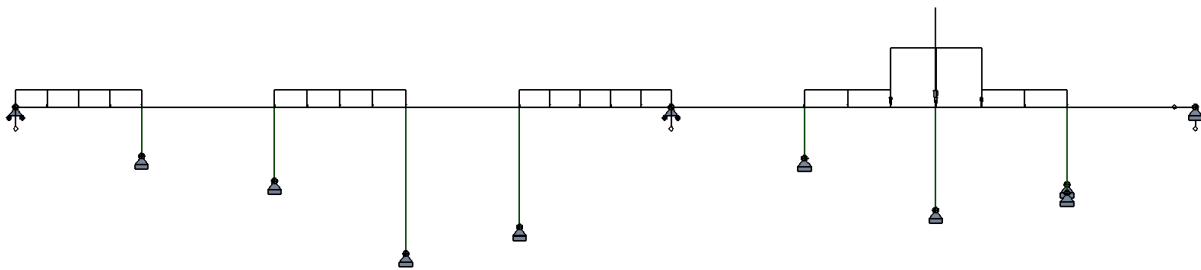
$$P_1 = \left(25 \frac{kN}{m^3} \cdot A_{NIB} + 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,250m \cdot 1,65m\right) \frac{L_7 + L_8}{2} = 381,8kN$$

$$P_2 = \left(25 \frac{kN}{m^3} \cdot A_{NIB} + 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,250m \cdot 2m\right) \frac{L_7 + L_8}{2} = 432,4kN$$

I tillegg til dette pålastes rammen med sin egenlast $g_{tverrbærer}$. Figur 9.18 viser rammemodellen med alle påførte laster som virker på tverrbæreren før dekket støpes.



Figur 9.18: Egenlaster i tverrbærer.



Figur 9.19: Plassering av trafikklaster for størst påkjenning i tverrbærer.

Tvangsmomentet i tverretning som følge av lineær temperaturgradient i tverrbærer kan neglisjeres i og med at rotasjonstivheten i knutepunktet er liten. Samtidig vil ikke moment i samvirkebjelkene fra tempraturlast og momentomlagring gi opplagerkrefter i tverrbæreren som følge av at momentdiagramet er konstant over spenn 8. Det er derfor kun lastkombinasjon a som bli betraktet for tverrbæreren siden denne kombinasjonen gir størst egenlast og trafikklast og derfor også dimensjonerende krefter. Når lastvirkningene fra alle modeller legges sammen, fås resultatene som vist i tabell 9.7 med dimensjonerende krefter i tverrbæreren når overbygningen er kontinuerlig og når den er fritt opplagt.

Tabell 9.7: Dimensjonerende krefter i tverrbæreren.

| | Kontinuerlig | Fritt opplagt |
|--------------------------|--------------|---------------|
| Feltmoment [kNm] | 2366 | 2264 |
| Støttmoment [kNm] | 99 | 75 |
| Skjær [kN] | 1276 | 1211 |

9.6 Opptredene krefter i bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden har det først og fremst vært fokus på opprissing av NIB-bjelkene i spenn 5 og tverrbæreren i akse 8. I forbindelse med kontroll av opprissing brukes lastkombinasjon b i HB R412. I bruksgrensetilstanden må det tas hensyn til momentet som påføres tverrsnittet fra den eksentriske spennarmeringen og trykkraftene fra dens tilhørende spennkraft. Krefter i samvirkebjelker i bruksgrensetilstanden vises i tabell 9.8. M_L og M_K referer henholdsvis til langtids- og korttidsmoment. Tabell 5.2 viser opptredene krefter i bruksgrensetilstanden i tverrbæreren inndelt etter egenlast og brukslast.

Tabell 9.8: Momenter på samvirkebjelker i bruksgrensetilstanden.

| | Ytre bjelker [kNm] | Indre bjelker [kNm] |
|---|--------------------|---------------------|
| M_K i felt (fritt opplagt system) | 804 | 814 |
| M_K i støtte (kontinuerlig system) | -525 | -577 |
| M_L i felt (fritt opplagt system) | -177 | -61 |
| M_L i støtte (kontinuerlig system) | -2410 | -2560 |

Tabell 9.9: Momenter på tverrbærer i akse 8 i bruksgrensetilstanden.

| | Kontinuerlig overbygning | Fritt opplagt overbygning |
|---|--------------------------|---------------------------|
| Moment i tverrbærer fra egenlast [kNm] | 1219 | 1219 |
| Moment i tverrbærer fra nyttelast [kNm] | 380 | 343 |

Kapittel 10

Kapasitetsberegninger

Dette kapitlet tar for seg kapasitetsberegninger av utvalgte komponenter på Hulvågbrua. Kapasitetsberegningene baserer seg hovedsaklig på regler og prinsipper gitt i NS 3473. Komponentene som er kontrollert er samvirkebjelkene i overbygningen og tverrbærerene i underbygningen. Det er disse komponentene det er knyttet størst bekymring til, grunnet bruens tilstand. For fullstendige beregninger vises det til vedlegg C.

Dimensjonerende krefter som kapasitetene er kontrollert opp mot er i sin helhet presentert i kapittel 9, Dimensjonerende krefter. Kapasiteter og dimensjonerende krefter er sammenlignet og presentert i kapittel 12, Resultater.

10.1 Overbygning

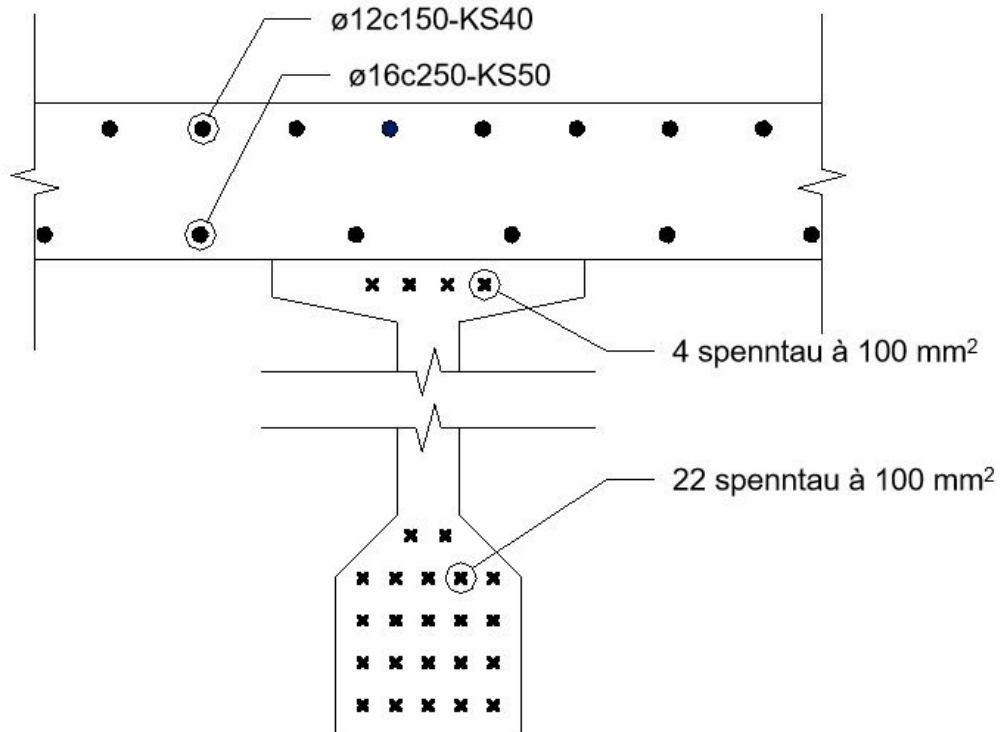
Overbygningen er i lengderetning kontrollert for:

- Bruddgrense
 - Momentkapasitet i felt
 - Momentkapasitet ved støtte
 - Skjærkraftkapasitet
 - Forankring av spennarmering
- Bruksgrense
 - Spenninger i bruksgrensetilstand

10.1.1 Bruddgrense

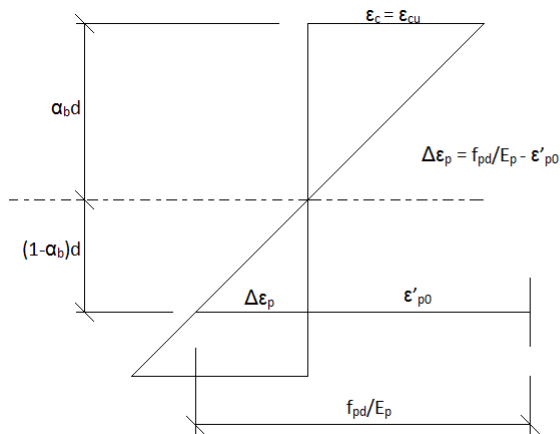
Momentkapasitet

Momentkapasiteten til samvirketverrsnittet er kontrollert både i felt og ved støtte. Begge kontrollene er gjort etter likevektsbetraktninger hvor flytespenning i armeringen på strekksiden oppnås samtidig som betongen i trykksonen går til knusing. I felt skjer dette når spennarmeringen flyter, med tøyninger korrigert for langtidstap. Ved støtte skjer dette når strekkarmeringen i påstøpet flyter. Maks momentkapasitet oppnås ved strekkbrudd dersom tverrsnittet er underarmert. I begge tilfellene er spennkreftene betraktet som indre motstand. Figur 10.1 viser medregnet armering ved beregning av momentkapasitetene. Armeringsdata er hentet fra tegningene av NIB-bjerkene fra Vestlandske Spennbetong AS (vedlegg A.3), og fra NIB-manualen [23].



Figur 10.1: Armering benyttet for beregning av momentkapasiteter.

Kontroll av underarmert tverrsnitt, i felt for spennarmert betong:



Figur 10.2: Tøyninger ved brudd for balansert spennarmeringstverrsnitt.

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} \geq \alpha = \frac{f_{pd} A_p}{0,8 f_d b d} \quad (10.1)$$

Hvor:

α_b = balansert trykksone

α = virkelig trykksone

ϵ_{cu} = maksimal trykktøyning i betongen på 3,5 ‰

f_{pd} = dimmensjonerende strekkfasthet til spennarmeringen

E_p = E-modul, spennarmering

ϵ'_{p0} = effektiv tøyningdifferanse eller forhåndstøyning

A_p = areal spennarmering

f_{cd} = tryffasthet betong

b = bredde av trykksonen

d = avstand fra start trykksone til tyngdepunkt spennarmering

Effektiv tøyningdifferanse eller forhåndstøyning regnes ut etter formelen:

$$\epsilon'_{p0} = \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{tap} \quad (10.2)$$

Hvor:

ϵ_{p0} = initiell tøyningdifferanse

$\Delta\epsilon_{tap}$ = reduksjon av tøyningdifferanse grunnet friksjon, låsetap, kryp, svinn og relaksasjon

Kapittel 10. Kapasitetsberegninger

For bjelkene ved støtte blir kontroll av underarmert tverrsnitt som for vanlig slakkarmert betong. Grunnen til dette er at det ved støtte er slakkarmeringen i dekket som bestemmer høyden på trykksonen. Kontrollen blir da regnet ut som følger:

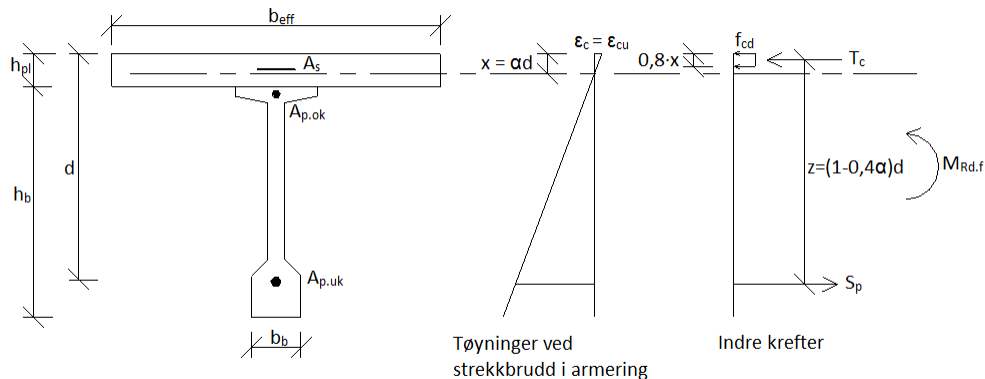
$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}} \geq \alpha = \frac{f_s A_s}{0,8 f_{cd} b d} \quad (10.3)$$

Dersom α , andel av tverrsnittet i trykk, er mindre eller lik α_b , er tverrsnittet underarmert og armeringen flyter. Momentkapasiteten kan da settes lik trykksonens momentkapasitet, og vi får:

$$M_{Rd} = T_c z = 0,8 (1 - 0,4 \alpha) \alpha b d^2 f_d \quad (10.4)$$

Momentkapasitet i felt

Grunnet stor flensbredde i felt blir trykksonehøyden liten. Dette fører igjen til at armeringstøyningene i underkant, ε_{p0} , blir store. I NS 3473 settes det en grense på 1 ‰ for hvor stor tøyning armeringen kan få. Dette kravet tar hensyn til at armeringen fastner og at flytespenningene fortsetter å øke etter at flytning er oppnådd. Denne økningen kan det etter Eurokode 2 ses bort i fra. Spenningene antas da konstante etter at flytning i stålet er oppnådd og bruddtøyningsgrensen frafaller. Det er valgt å benytte denne modifikasjonen av NS 3473 i bruddgrensekontrollen.



Figur 10.3: Tøyningstillstand i felt, med virkelig α .

Ulik effektiv bredde (b_{eff}) fører til større momentkapasitet for innerbjelkene, imidlertid gir en bredere trykksone en lavere α - derfor er forskjellen liten. Siden trykksonen ligger i flensen regnes momentkapasitet som for en rektangulær bjelke. Det er valgt å neglisjere bidraget fra slakkarmeringen i påstøpet samt spennarmeringen i NIB-bjelkens overkant, da disse ikke havner i trykksonen.

Fullstendige beregninger av momentkapasiteten i felt finnes i vedlegg C.7. Momentkapasitetene for inner- og ytterbjelke i felt blir som følger:

Tabell 10.1: Momentkapasitet, for overbygning i felt.

| Komponent | $M_{Rd.f}$ |
|------------------|------------|
| Ytterbjelke | $4484kNm$ |
| Innerbjelke | $4509kNm$ |

Momentkapasitet ved støtte

Ved støtte blir beregningene like som for slakkarmerte tverrsnitt. Trykksonehøyden bestemmes ut ifra flyt i armeringen i påstøpet, og ligger i den rektangulære bunnflensen til NIB-bjelken. Spennarmeringen i trykksonen inkluderes som trykkarmering i beregningene, og det antas at det er lagt inn ekstra armreing i dekket (strekksonen). Siden det ikke er flyttøyning i spennarmeringen, må opptredende tøyning benyttes for å finne spenningen i stålet. Etter utregningen av α i tverrsnittet ved støtte, som vist i uttrykk 10.3, finnes tøyningen i stålet enkelt ved bruk av formlike trekkanter:

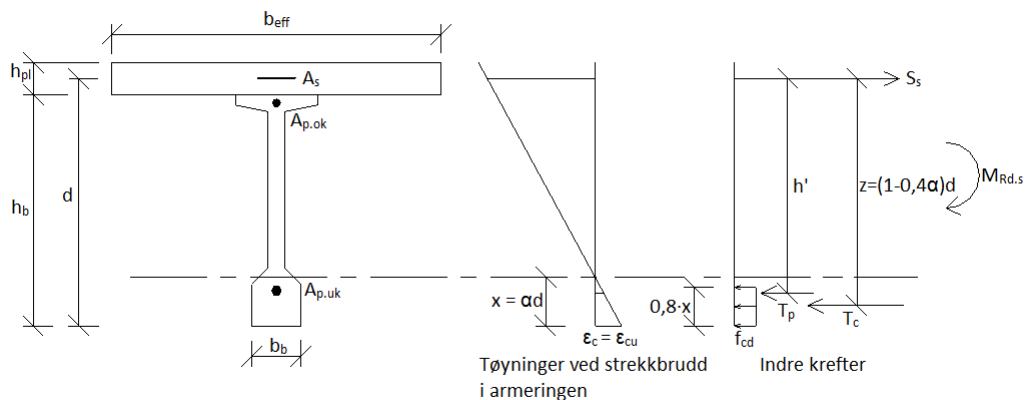
$$\varepsilon_{p.uk} = \frac{x_{uk} - y_{p.uk}}{x_{uk}} \varepsilon_{cu} \quad (10.5)$$

Hvor:

- x_{uk} = αd trykksonehøyde for tverrsnitt ved støtte
- d = avstand fra start trykksone til tyngdepunkt slakkarmering i dekket
- $y_{p.uk}$ = avstand fra uk. bjelke til tyngdepunkt spennarmering uk.

Momentkapasiteten i regnes da etter:

$$M_{Rd.s} = T_c z + T_p h' = 0,8 (1 - 0,4 \alpha) \alpha b d^2 f_{cd} + \varepsilon_{p.uk} E_p A_{p.uk} h' \quad (10.6)$$



Figur 10.4: Tøyningstillstand over støtte med virkelig α .

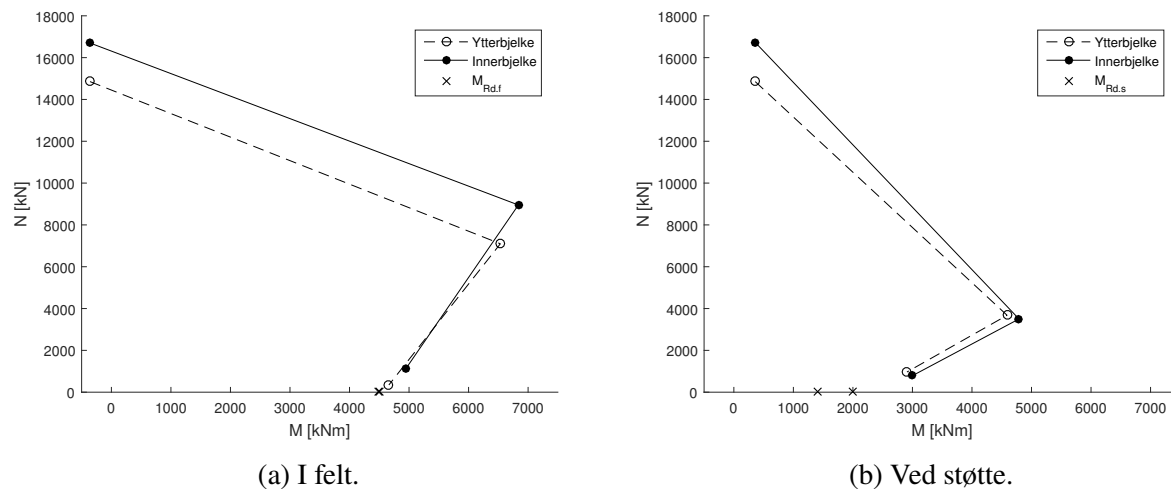
Ulike effektiv bredder (b_{eff}) fører som i felt, også her til større momentkapasitet for innerbjelkene. Større tilhørende flensareal gir mer strekkarmering i dekket som øker trykksonen i bunnflensen. Fullstendige beregninger av momentkapasiteten ved støtte finnes i vedlegg C.7. Momentkapasitetene for overbygningen ved støtte blir som følger:

Tabell 10.2: Momentkapasitet for overbygning ved støtte.

| Komponent | $M_{Rd,s}$ |
|-------------|------------|
| Ytterbjelke | 1414 kNm |
| Innerbjelke | 1997 kNm |

M-N diagram

For konstruksjoner som belastes med både aksialkrefter og moment er dimensjonering etter M-N-diagrammer en velkjent metode. Dette gjelder spesielt for søyler og spennarmert betong i oppspenningstilstanden. I M-N-diagrammene betraktes forspenningen som en ytre kraft som skaper trykkrefter og moment sammen med kreftene som virker fra egenvekt og nyttelast.



Figur 10.5: M-N-diagrammer.

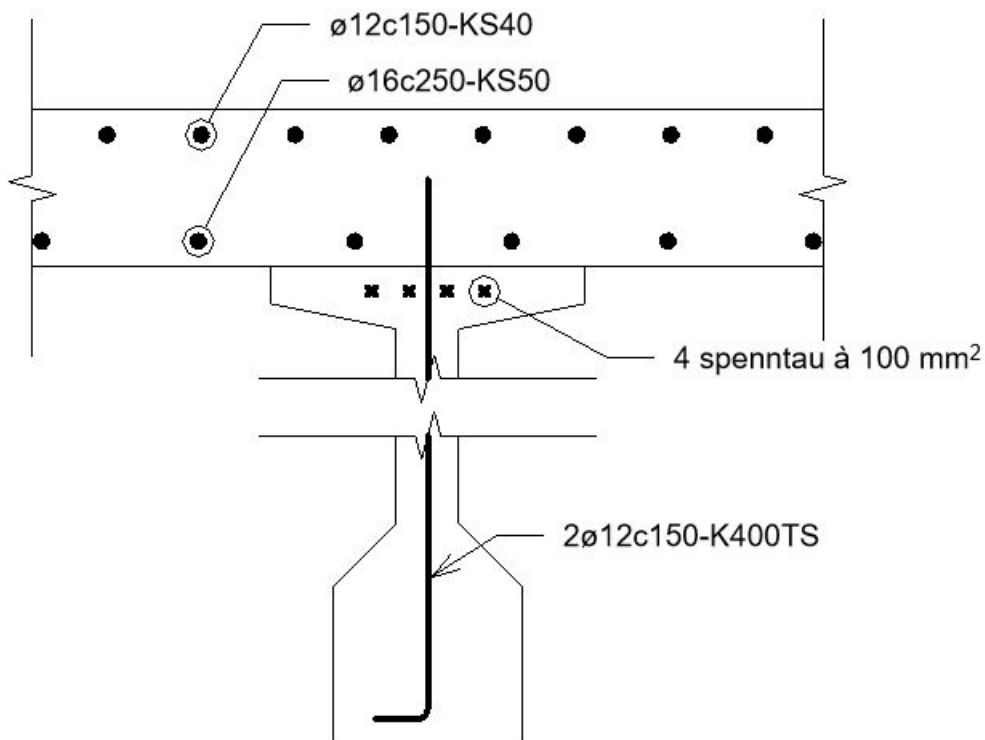
Figur 10.5 illustrerer at når forspenningskraften betraktes som en ytre kraft, øker momentkapasiteten til et visst punkt for strekkbrudd. Området som beskriver strekkbrudd er den delen av grafen hvor momentet øker når aksialkraften øker. Området over dette illustrerer trykkbrudd.

I denne oppgaven er det valgt å se på forspenningen som en indre kraft, og momentkapasiteten er basert på beregningene gjort i avsnittene over.

Skjærkraftkapasitet

Det er beregnet skjærkraftkapasitet for samvirketverrsnittet i spenn 5, hvor den største skjærkraften på konstruksjonen opptrer. Kapasiteten er kun beregnet for de ytre bjelkene i spennet, da disse vil ha lavest kapasitet. Den største skjærkraften i spennet virker imidlertid på de indre bjelkene. For at beregningene skal gi et konservativt estimat, er de ytre samvirkebjelkene derfor kontrollert for de dimensjonerende kreftene som virker på de indre.

For skjærkapasiteten er det antatt at tverrsnittet er armert slik som vist på figur 10.6.



Figur 10.6: Antatt armering for skjærkraftkapasitet.

Armeringen i NIB-bjelkene er basert på armeringstegningene fra produsenten av betongelementene (Vestlandske Spennbetong AS) som kan ses i vedlegg A.3. For lengdearmeringen er det kun regnet med den armeringen som befinner seg innenfor strekksonen av tverrsnittet. Fra momentkapasitetsberegningen ved støtte ser vi at det gjelder all lengdearmering i dekket og spennarmeringen i overkant av NIB-bjelken. Noen av spenntauene i underkant vil også befinne seg i strekksonen, men disse er det konservativt valgt å se bort ifra. Armeringen som er antatt i dekket er basert på tabulerte verdier som er hentet fra NIB-manualen. Det er ikke tatt hensyn til at NIB-bjelkene er forsterket ved opplegg ved å utvide bredden på steget, eller at skjærarmeringens senteravstand reduseres rett

før opplegget. Senteravstanden som er antatt i beregningene er den som er brukt 1500 mm ut fra opplegg.

Skjærkrefter kan enten føre til strekkbrudd eller trykkbrudd i betong. Skjærkapasiteten til bjelken er derfor satt lik den minste av skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten. Alle beregningene er utført i henhold til NS 3473. Skjærstrekkkapasiteten er regnet ut etter (5.2.3 og 5.2.4 i NS 3473):

$$V_d = f_v (b d + 75 A_s) + f_s A_{sv} h' + \frac{0,2 V_\gamma h N_\gamma}{M_\gamma} \quad (10.7)$$

Men kan ikke settes større enn:

$$\left(2 f_v + \frac{0,2 N_\gamma}{A_c}\right) b d + f_s A_{sv} h' \quad (10.8)$$

Hvor:

- V_d = skjærstrekkkapasitet
- f_v = dimensjonerende skjærfasthet i betong
- b = bredde av bjelkesteg
- d = avstand fra lengdearmeringens tyngdepunkt til trykkanten
- A_s = lengdearmeringens areal
- f_s = skjærarmeringens dimensjonerende fasthet
- A_{sv} = skjærarmeringens tverrsnittsareal dividert på senteravstand
- h' = avstand mellom strekk- og trykkarmeringens tyngdepunktslinjer (= 0,9 d)
- V_γ = dimensjonerende skjærkraft
- N_γ = dimensjonerende aksialkraft
- M_γ = dimensjonerende moment
- h = høyden til tverrsnittet
- A_c = betongens tverrsnittsareal

Det første leddet i formell 10.7 beregner lengdearmeringens- og betongens bidrag til skjærstrekkkapasitet. Det andre leddet tar hensyn til skjærarmeringens bidrag, og det tredje leddet tar hensyn til at aksialtrykk øker kapasiteten. I følge NS 3473 må skjærarmeringen kunne oppta mist halvparten av den dimensjonerende skjærkraften [2]. Siden det er regnet med bidraget fra to ulike lengdearmeringer (spennarmering i overkant, og slakkarmering i dekket), vil d variere for de ulike armeringslagene. På grunn av formelens oppbygning kan det likevel kun regnes med én enkelt d . Dette problemet er løst ved å regne ut en vektet effektiv høyde som tar hensyn til armeringsmengdene i de to lagene. V_γ er som tidligere nevnt satt lik største opptredende skjærkraft for innerbjelkene i spenn 5 (se tabell 9.3). M_γ er ugunstig for kapasiteten, og er konservativt satt lik det største opp-

Kapittel 10. Kapasitetsberegninger

tredende momentet i spennet, som vil være for de indre bjelkene når det statiske systemet betraktes som fritt opplagt (se tabell 9.6). Siden bjelkene er spennarmerte, vil tverrsnittet påføres trykkrefter som øker kapasiteten. Fordi aksialkraften er gunstig, er N_γ regnet ut som den samlede spennkraften etter 100 år multiplisert med lastfaktor lik 0,9.

Skjærtrykkkapasiteten til samvirketverrsnittet er regnet ut etter (5.2.2 i NS 3473):

$$V_d = 0,3 f_c b d \quad (10.9)$$

Der V_d betegner skjærtrykkkapasitet, f_c betegner dimensjonerende trykkfasthet for betong, b er tverrsnittet bredde, og d er effektiv høyde. Effektiv høyde er regnet ut som beskrevet for skjærstrekkkapasitet tidligere.

De fullstendige kapasitetsberegningen for skjærkraft kan ses i vedlegg C.8. Skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten blir med de ovennevnte antakelsene:

Tabell 10.3: Skjærkraftkapasitet for ytterbjelker i spenn 5.

$$\begin{aligned} \text{Skjærstrekkkapasitet: } & V_{d.strekk} = 935 \text{ kN} \\ \text{Skjærtrykkkapasitet: } & V_{d.trykk} = 1026 \text{ kN} \end{aligned}$$

Skjærkraftkapasiteten vil være den minste av disse. Vi får altså $V_d = V_{d.strekk}$. Skjærarmeringen opptar 88 % av den dimensjonerende skjærkraften, og standardens krav (minst 50 %) er dermed oppfylt.

Forankring av spennarmering

Forankringskapasiteten til NIB-bjelkene er kun kontrollert for ett opplegg da det er antatt lik utforming for alle oppleggene. Kapasiteten kontrolleres derfor mot den største opptredende skjærkraften ved ett opplegg. Forankringskapasitet er noe som vanligvis kontrolleres for relativt fersk betong, da strekkfastheten er lavest på dette tidspunktet og spennkraften kan slite i stykker betongen. Kontrollen tar for seg konstruksjonen etter henholdsvis 30 og 100 år. Grunnet faren for rust i tilleggsarmeringen ved opplegg, noe som er observert på lignende konstruksjoner, er det av interesse sjekke om dette er kritisk for kapasiteten. Beregningene som følger er gjort med all armering intakt.

Formlene for beregningene er hentet fra EK 2 og Betongelementboken, bind C, elementer og knutepunkter [25]. Formelene i EK 2 og Betongelementboken opererer med materialegenskaper som ikke er gitt i NS 3473. Det er derfor valgt å benytte materialegenskapene til betong gitt i EK 2.

NS 3473 og EK 2 opererer med ulike benevninger på fasthetsklassene til betong, og det antas derfor at B45 betong (i EK 2) er ekvivalent med C55 betong (i NS 3473). Materialeegenskapene til stål er bastert på NS 3473.

For å sikre at kreftene ved opplegg er tilstrekkelig forankret, regner en først ut nødvendig forankringslengde etter følgende formel:

$$l_{pt2} = 1.2 l_{pt} \quad (10.10)$$

Grunnverdien av overføringslengden l_{pt} er gitt i (betongelementboken) som:

$$l_{pt} = \frac{\alpha_1 P_0}{\pi \varnothing f_{bpt}} \quad (10.11)$$

Hvor:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1.0 && \text{for gradvis avspenning} \\ &= 1.25 && \text{for plutselig avspenning} \end{aligned}$$

P_0 spennkraft som skal forankres

\varnothing diameter på spenntau

f_{bpt} heftspenning

Heftspenningen regnes ut etter EK 2 som følger:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd(t)} \quad (10.12)$$

Hvor:

$$\begin{aligned} \eta_{p1} &= 2.7 && \text{for pregede tråder} \\ &= 1.0 && \text{for tau med 3 og 7 tråder} \end{aligned}$$

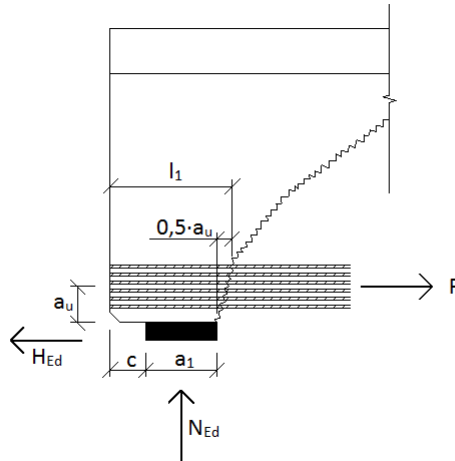
$$\begin{aligned} \eta_1 &= 1.0 && \text{for gode heftforhold} \\ &= 0.7 && \text{i øvrige tilfeller med mindre en høyere verdi kan begrunnes ut fra spesielle forhold ved utførelsen} \end{aligned}$$

$f_{ctd}(t)$ er dimensjonerende verdi for strekkfasthet på avspenningstidspunktet

I beregningene er det antatt gode heftforhold og plutselig avspenning. Spenntauene som er brukt består av 7 tråder. Verdien for strekkfasthet er satt til dimensjonerende fasthet, etter punkt [3.1.6(2)] i EK 2.

Kapittel 10. Kapasitetsberegninger

Neste steg i beregningene er å finne tilgjengelig forankringslengde. Denne benyttes til å regne ut hvor mye forankringskapasitet det er ved opplegget. Tilgjengelig forankringslengde, l_1 , vist i figur 10.7:



Figur 10.7: Tilgjengelig forankringslengde l_1 .

$$l_1 = c + a_1 + 0,5 a_u \quad (10.13)$$

Siden det ikke eksisterer detaljtegninger som viser hvordan NIB-bjelken er plassert på neoprenelageret, antas det konservativt ut i fra bilder og observasjoner ved befaring at fri ende, c , er 50mm . Videre er all spennarmering slått sammen til ett lag med felles tyngdepunkt, a_u . Geometrien til neoprenelageret er hentet fra arbeids- og armeringstegningene i vedlegg A.

Forankringskapasiteten settes lik:

$$F_{sp} = \gamma_p n_{\tau au} P \frac{l_1}{l_{pr2}} \quad (10.14)$$

Hvor:

- $\gamma_p = 0.9$ lastfaktor for spennkraften
- $n_{\tau au}$ antall tau som forankres
- P spennkraft etter hhv. 30 og 100 år

Forankringskapasiteten kontrolleres videre mot opp tredende krefter ved opplegg for å sjekke om det er behov for tilleggsarmering. Opp tredende krefter regnes ut som følger (kreftene er illustrert i figur 10.7):

$$S = N_{Ed} + H_{Ed} \quad (10.15)$$

N_{Ed} settes lik:

$$N_{Ed} = \Delta F_{td} = 0.5 V_{Ed} (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) \quad (10.16)$$

Hvor:

- V_{Ed} opptredende skjærkraft
- θ skjærrissvinkel
- α vinkel for skjærarmering

For ΔF_{td} settes skjærrissvinkelen, θ , konservativt til 21.8° , mens vinkelen for skjærarmeringen, α , er 90° ut ifra detaljtegningene til NIB-bjelkene.

Dersom S er større enn F_{sp} er det behov for tilleggsarmering.

I følge tegningene av NIB-bjelkene fra Vestlandske Spennbetong AS (vedlegg A.3) er det lagt inn 8 stk. Ø8 bøylor som tilleggsarmering i hver bjelkeende. Det antas at tilleggsarmeringen ligger på begge sider av risssonen. Kapasiteten er da gitt av formelen:

$$F_s = n_b A_{sb} f_s \quad (10.17)$$

Hvor:

- n_b antall bøylor
- A_{sb} tverrsnittsareal til en bøyle
- f_s dimensjonerende flytespenning

De fullstendige kapasitetsberegningen for forankring ved opplegg kan ses i vedlegg C.9. Oppsummert blir kapasitetene som følger:

Tabell 10.4: Forankringskapasiteter til NIB-bjelkene ved opplegg.

| | | |
|---|----------|--------|
| Kraft som skal forankres: | S | 941 kN |
| Forankringskapasitet, spennarmering: | F_{sp} | 830 kN |
| Differanse(krefter som må tas av tilleggsarmeringen): | F_{se} | 111 kN |
| Kapasitet i tilleggsarmeringen: | F_s | 222 kN |

Av tabell 10.4 fremkommer det at det er det tilstrekkelig tilleggsarmering ved opplegget. Kontrollen viser at det ikke er forskjell på kreftene som tilleggsarmeringen må ta etter henholdsvis 30 og 100 år. Grunnen er at når spennkraften minker over tid, minker også nødvendig forankringslengde.

Dette fører til at forholdet mellom virkelig forankringslengde og nødvendig forankringslengde blir større, dette går opp i opp og forankringskapasiteten forblir uendret. Dette kommer klart fram i de fullstendige beregningene i vedlegg C.9.

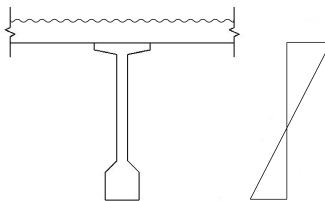
10.1.2 Bruksgrense

Spenninger i bruksgrensetilstand

I henhold til NS 3473 pkt. 3.6.2 kan hele samvirkekonstruksjonen i bruddgrensetilstanden forutsettes å virke som en monolittisk enhet for all samlet last. For bruksgrensetilstanden må det derimot i henhold til pkt. 3.6.3 tas hensyn til om permanente laster påføres før eller etter at samvirke er etablert.

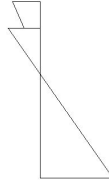
I bruddgrensetilstanden vil betongens trykksone stadig nærme seg full utnyttelse etter hvert som lastvirkningene øker. Når tverrsnittet får soner der trykkspenningene nærmer seg betongens dimensjonerende trykkfasthet, antas sonen som fullt utnyttet. Ytterligere lastøkning vil medføre at spenningene øker i andre soner som ikke er fullt utnyttet. Etter hvert som resterende trykksone nærmer seg full utnyttelse går konstruksjonen til brudd. Dette fører til at spenninger i bruddgrensetilstanden mer eller mindre kan antas å fordele seg uniformt i hele tverrsnittet uavhengig av lasthistorikk.

I bruksgrensetilstanden vil betongens trykksone imidlertid ikke være fullt utnyttet. Fullstendig kontroll av spenninger i bruksgrensetilstanden i denne typen bruer hvor dekket er støpt i god tid etter monteringen av de fôrøppspente bjelkene kan derfor være krevende å gjøre for hånd uten mer avanserte analyseverktøy. Dette kommer av at dekkets og bjelkens egenlast må bæres alene av bjelkene frem til dekket har rukket å utvikle stivhet, noe som gjør det vanskelig å holde kontroll på spenningsforløpet i tverrsnittet. Figur 10.8 viser spenningsfordeling i tverrsnittet kort tid etter at dekket støpes.



Figur 10.8: Spenningsfordeling ved tidspunktet dekket støpes.

Etter hvert vil spenningene fra samlet egenlast i bjelken som følge av kryp og andre effekter fordeles til dekket også slik figur 10.9 illustrerer, men det er vanskelig å si i hvor stor grad og hvor rask denne prosessen er.



Figur 10.9: Utvikling av spenningsfordeling i tverrsnittet.

Beregninger i NB publikasjon 10 legger forenklet til grunn for at kontroll av spenninger i bruksgrensetilstanden gjøres under forutsetning av lineær spenningfordeling i hele samvirketverrsnittet. Videre antar publikasjonen at all last, inkludert permanente laster påsettes korttidstverrsnittet. Herunder vil det derfor gjøres kontroll av spenninger i bruksgrensetilstanden i henhold til NB publikasjon 10.

$$\begin{aligned}\sigma_{uk} &= \frac{N}{A_k} + \frac{M}{W_{K.uk}} \\ \sigma_{ok} &= \frac{N}{A_K} + \frac{M}{W_{K.ok}}\end{aligned}\quad (10.18)$$

I tillegg er det gjort beregninger der permanente laster påføres et langtidstverrsnitt, mens korttidslaster påføres et korttidstverrsnitt. Alle permanente laster vil i beregningene påføres samvirketverrsnittet 28 dager etter utstøping. Spenningsfordelingen antas som i publikasjonen å være lineær i hele samvirketverrsnittet.

$$\begin{aligned}\sigma_{uk} &= \frac{N}{A_L} + \frac{M_K}{W_{K.uk}} + \frac{M_L}{W_{L.uk}} \\ \sigma_{ok} &= \frac{N}{A_L} + \frac{M_K}{W_{K.uk}} + \frac{M_L}{W_{L.uk}}\end{aligned}\quad (10.19)$$

Hvor:

- σ_{uk} = Spenninger i tverrsnittets underkant
- σ_{ok} = Spenninger i tverrsnittets overkant
- N = Aksialkraft fra spennarmering
- M = Moment fra alle lastvirkninger i bruksgrensetilstanden
- M_K = Moment fra korttidslaster i bruksgrensetilstanden
- M_L = Moment fra permanente laster i bruksgrensetilstanden
- $W_{K.uk}$ = Korttidstverrsnittets ekvivalente motstandsmoment i underkant

Kapittel 10. Kapasitetsberegninger

A_k = Korttidstverrsnittets ekvivalente areal

A_L = Langtidstverrsnittets ekvivalente areal

$W_{K.ok}$ = Korttidstverrsnittets ekvivalente motstandsmoment i overkant

$W_{L.uk}$ = Langtidstverrsnittets ekvivalente motstandsmoment i underkant

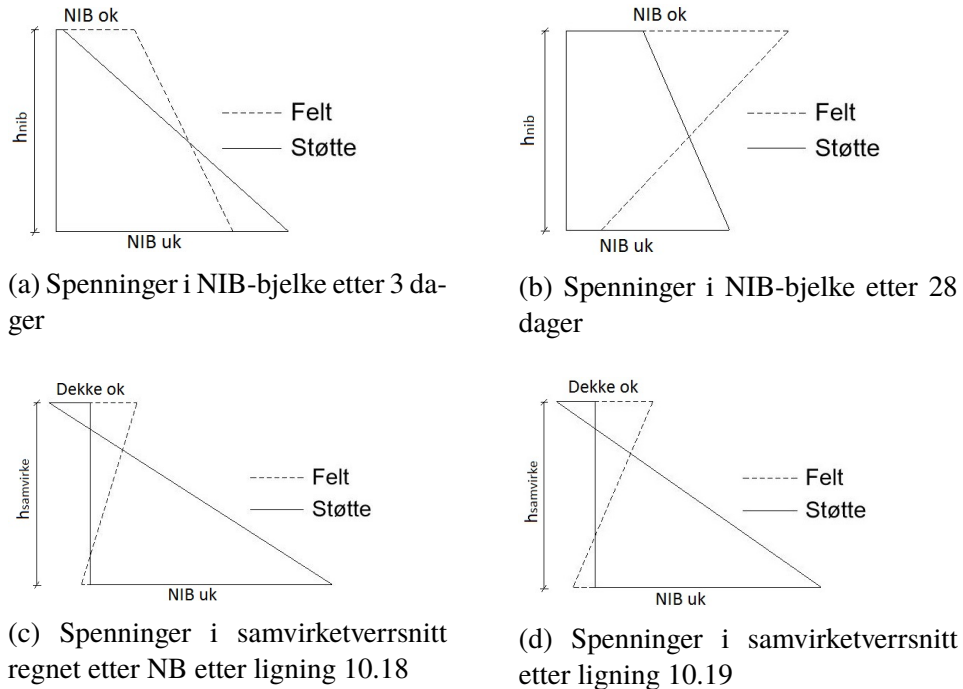
$W_{L.ok}$ = Langtidstverrsnittets ekvivalente motstandsmoment i overkant

Av hensyn til betongens bestandighet og tilstand er det også viktig å foreta en kontroll av spenningsutviklingen i NIB-bjelkene under bygging, før etablering av samvirke. Det er derfor foretatt en kontroll av spenningsstilstanden i NIB-bjelkene tre dager etter støping i fabrikk for å kontrollere spenningene i betongen idet spennkraften påføres. Videre er det foretatt en kontroll av spenningene i betongen rett etter utstøping av dekket når bjelken må bære alle permanente laster, uten hjelp fra etableringen av samvirke.

For kontroll av riss brukes lastkombinasjon b i henhold til HB R412. For spenningskontroll ved støtte er det forutsatt kontinuerlig overbygging, mens det i felt er forutsatt fritt opplagt overbygning. Dette er gjort fordi disse kontrollene representerer de minst gunstige tilfellene. Det vil si at dersom betongen ikke risser ved støtte i det kontinuerlige systemet vil det heller ikke oppstå riss ved støtte i det fritt opplagte systemet. Vice versa vil det ikke oppstå riss i felt i det kontinuerlig systemet dersom det ikke er riss i felt i det fritt opplagte systemet.

Tabell 10.5: Beregnet spenninger i bruksrensetilstand ved ulike tidspunkt.

| Figur | Spenning i felt [MPa] | | Spenning ved støtte [MPa] | |
|-------|--------------------------|-------|------------------------------|------|
| | UK | OK | UK | OK |
| a | -14,9 | -6,6 | -19,6 | -0,6 |
| b | -3,0 | -19,0 | -14,0 | -6,6 |
| c | 2,0 | -5,3 | -20,7 | 3,5 |
| d | 0,8 | -4,4 | -23,1 | 3,7 |



Figur 10.10: Spenninger i bruksgrensetilstand.

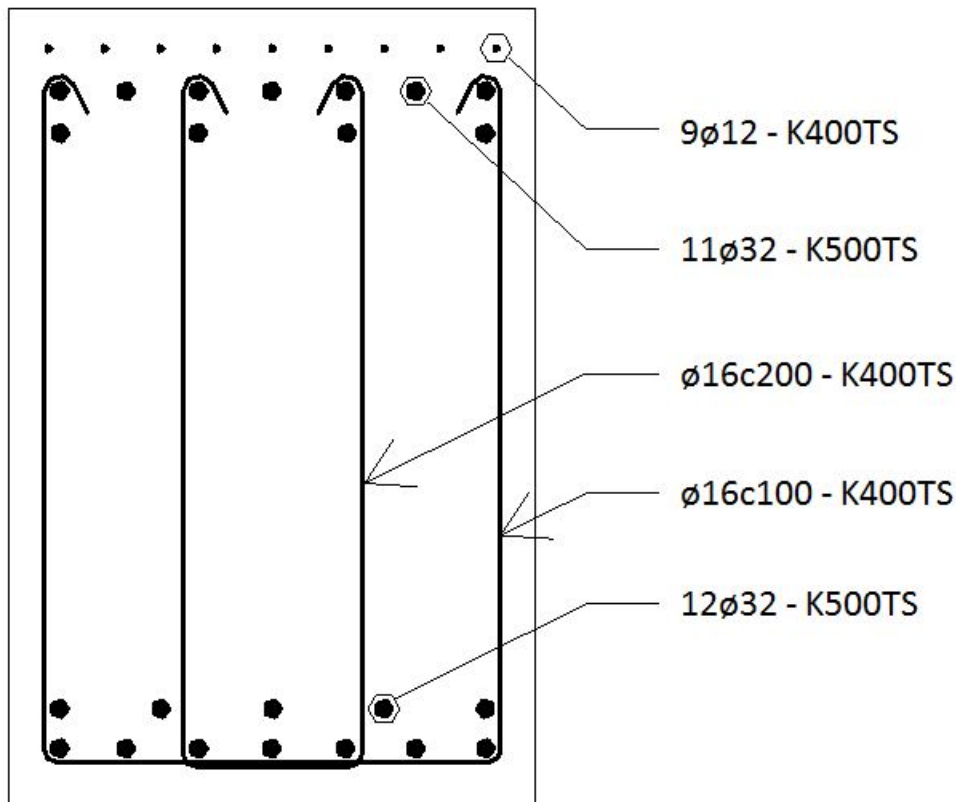
NS 3472 stiller krav til at trykkspenningene i bruksgrensetilstanden skal være lavere enn $0,6f_{cj}$ og $0,5f_{ck}$ i hele tverrsnittet. Her er f_{cj} karakteristisk terningtrykkfasthet under herdning, mens f_{ck} er ferdig utviklet karakteristisk terningtrykkfasthet. Riss i betongen unngås dersom betongens middelfasthet mot strekkspenninger f_{ctm} ikke overskrides i bruksgrensetilstanden. I tilfeller der f_{ctm} ikke overskrides antas betongen å befinne seg i stadium I (urisset tverrsnitt). Ved overskridelse regnes deler av betongtverrsnittet som oppsprukket og det må foretas nye beregninger av tverrsnittet i stadium II (risset tverrsnitt). Betongens middels strekkfasthet og terningtrykkfasthet fremkommer av tabell 10.6.

Tabell 10.6

| | C55 betong (NIB-bjelker) | C45 betong (Påstøp) |
|-----------------|---------------------------------|----------------------------|
| f_{ctm} [MPa] | 3,8 | 3,2 |
| f_{ck} [MPa] | 55 | 45 |

10.2 Tverrbærere

Slik det fremkommer i kapittel 4, er det tverrbæreren i akse 8 som har de alvorligste skadene på brua, og er dermed den mest kritiske komponenten å undersøke. For å vurdere bæreevnen til tverrbæreren i akse 8, er momentkapasiteten og skjærkapasiteten kontrollert for bruddgrensetilstanden, og rissvidder kontrollert for bruksgrensetilstanden. Siden armeringsmengden i bjelken er tilnærmet lik i og over- og underkant, vil momentkapasitetene i felt og ved støtte også være ganske like. Fra tabell 9.7 ser man at det opptredende støttemomentet på tverrbæreren er lite i forhold til feltmomentet (4 % av feltmomentet). Det er derfor valgt å kun kontrollere momentkapasiteten i felt. I beregningene antas bjelken å være armert slik det er vist på figur 10.11. Armeringsmengdene er hentet fra byggetegning nr. 8655/80 i vedlegg A.2. Alle kapasitetsberegningene for tverrbæreren i bruddgrense kan ses i vedlegg C.11, og rissviddeberegningene kan ses i vedlegg C.12.



Figur 10.11: Medregnet armering for tverrbærer i akse 8.

10.2.1 Bruddgrense

Momentkapasitet

Momentkapasiteten finnes slik som for overbygningen, ved å først kontrollere om tverrsnittet er underarmert eller overarmert. I følge NS 3473 vil et balansert tverrsnitt gå til brudd når armeringen har tøyning: $\varepsilon_s = 2 \varepsilon_{sy}$, og betongen har en tøyning: $\varepsilon_{co} = 3,5 \text{ ‰}$ [2]. Vi finner den tilhørende trykksone etter:

$$\alpha_b = \frac{3,5 \text{ ‰}}{2 \varepsilon_{sy} + 3,5 \text{ ‰}} \quad (10.20)$$

Ut ifra trykksonehøyden finnes så den balanserte armeringsmengden etter:

$$A_{s,b} = 0,8 \frac{f_c}{f_s} b d \alpha_b \quad (10.21)$$

Den balanserte armeringsmengden kan nå sammenliknes med den faktiske armeringsmengden i tverrbæreren. Tverrbæreren i akse 8 har en samlet underkantarmering lik 9651 mm^2 , og ut ifra beregningene blir den balanserte armeringsmengden lik 21609 mm^2 . Den faktiske armeringen er altså mindre enn den balanserte, og tverrbæreren betegnes da som underarmert. Det at den er underarmert betyr at stålet vil flyte før betongen går til knusing. Siden stålet vil flyte først, kan tverrbærerens kapasitet uttrykkes ved hjelp av ståltverrsnittet [26]:

$$M_d = A_s f_s d \left(1 - 0,5 \frac{A_s}{b d} \frac{f_s}{f_c}\right) \quad (10.22)$$

Ved å beregne tverrbæreren slik det er beskrevet, fås følgende momentkapasitet:

Tabell 10.7: Momentkapasitet for tverrbærer i akse 8.

$$M_d = 4837 \text{ kNm}$$

Skjærkraftkapasitet

Ved beregning av skjærkraftkapasitet er det regnet med at begge skjærbøylene som er vist på figur 10.11 bidrar til kapasitet. For slakkarmeringens bidrag til skjærkraftkapasitet er det valgt å kun medregne underkantarmeringens bidrag. Egentlig skal man regne med den armeringen som står i strekk i det snittet som betraktes – overkantarmoring over støtte, og underkantarmoring i felt. Siden størst skjærkraft opptrer ved støtte, og det er mindre armering i underkant enn overkant, er denne

Kapittel 10. Kapasitetsberegninger

forenklingen på sikker side. Skjærkraftkapasiteten til tverrbæreren er beregnet på tilsvarende måte som overbygningen. Vi får riktignok ikke aksialkrefter fra spennarmering som øker skjærkapasiteten, og formelen for skjærstrekkapasitet etter NS 3473 blir da:

$$V_d = f_v (b d + 75 A_s) + f_s A_{sv} h' \quad (10.23)$$

Men kan ikke settes større enn:

$$2 f_v b d + f_s A_{sv} h' \quad (10.24)$$

Beregning av skjærtrykkapasitet blir akkurat som for overbygningen beskrevet i formel 10.9.

Ut ifra beregningene blir skjærkraftkapasitetene for tverrbæreren i akse 8:

Tabell 10.8: Skjærkraftkapasitet for tverrbærer i akse 8.

Skjærstrekkapasitet: $V_{d.strekk} = 3340$ kN

Skjærtrykkapasitet: $V_{d.trykk} = 7651$ kN

Skjærkraftkapasiteten vil være den minste av disse. Vi får altså $V_d = V_{d.strekk}$. Skjærarmeringen kan oppta 185 % av den største dimensjonerende skjærkraften, og standardens krav (minst 50 %) er dermed oppfylt med god margin.

10.2.2 Bruksgrense

Rissvidder

NS 3473 utg. 2 beskriver ingen metoder for å beregne rissvidder for slakkarmerte konstruksjoner, men oppgir kun krav til minimumsarmering. Siden rissvidder er viktig for å vurdere bestandighet, er de beregnet etter formler gitt i EK 2. For å kunne regne etter nye formler er betongkvaliteten til tverrbæreren antatt å være B35. I virkeligheten er den C45 etter den gamle klassifiseringen som var gjeldende da broen ble prosjektert. B35- og C45-betong har samme terningtrykkfasthet, og forenklingen antas derfor å ikke medføre store unøyaktigheter. I henhold til EK 2 er eksponeringsklassen antatt å være XS3, som gjelder for konstruksjonsdeler utsatt for korrosjon induisert av klorider, og som ligger i skvalpesonen. De ulike egenlastene som virker på tverrbæreren vil i virkeligheten påføres ved ulike tidspunkt på grunn av etappevis bygging. Dette er forenklet, og det antas at all

egenlast påføres tverrbæreren 28 døgn etter utstøping, og nyttelast etter 40 døgn. Rissviddene er kun betraktet etter 100 år, da de vil vokse over tid.

I følge EK 2 kan rissvidder bestemmes etter følgende formel:

$$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (10.25)$$

Hvor:

- W_k = beregnet rissvidde
- $S_{r,max}$ = maksimal rissavstand
- ε_{sm} = midlere tøyning i armering
- ε_{cm} = midlere tøyning i betong

Uttrykket $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$, som beskriver tøyingsdifferansen mellom stål og betong, kan regnes ut etter:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (10.26)$$

Hvor:

- σ_s = armeringsspenning i opprisset tilstand
- k_t = faktor avhengig av lastens varighet (= 0,4 for langvarig belastning)
- f_{ctm} = strekkfasthet til betong
- $\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$ = effektivt strekkområde i betong
- $\alpha_e = E_s/E_{c,mid}$
- E_s = stålets E-modul
- $E_{c,mid}$ = midlere E-modul til betong

Betongens midlere E-modul ($E_{c,mid}$) regnes ut etter:

$$E_{c,mid} = \frac{M}{\frac{M_g}{E_{c,g}} + \frac{M_p}{E_{c,p}}} \quad (10.27)$$

Hvor:

- M_g = moment fra egenlast
- M_p = moment fra permanent andel nyttelast
- $M = M_g + M_p$

Kapittel 10. Kapasitetsberegninger

$E_{c,g}$ = tidsavhengig E-modul for egenlast

$E_{c,p}$ = tidsavhengig E-modul for nyttelast

For bestemmelse av M_p antas det at 50 % av nyttelasten virker permanent på tverrbæreren. De tidsavhengige E-modulene er redusert for kryp, der kryptallet regnes ut fra belastningstidspunktet for den aktuelle lasten, og til betraktningstidspunktet (100 år).

Armeringsspenning i opprisset tilstand (σ_s) i likning 10.26 bestemmes etter:

$$\sigma_s = E_s \frac{M (1 - \alpha) d}{E_{c,mid} I_c} \quad (10.28)$$

Hvor:

α = trykksoneandel av effektiv høyde ($= \sqrt{(\eta \rho)^2 + 2 \eta \rho} - \eta \rho$)

η = $E_s/E_{c,mid}$

ρ = A_s/bd

I_c = ekvivalent arealstivhetsmoment for opprisset tverrsnitt ($= 0,5 \alpha^2 [1 - \alpha/3] b d^3$)

Maksimal rissavstand ($S_{r,max}$) i likning 10.25 kan i følge EK 2 regnes ut:

$$S_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (10.29)$$

Hvor:

k_1 = 0,8 for kamstål

k_2 = 0,5 for bøyning

k_3 = 3,4 iht. NA.7.3.4

k_4 = 0,425 iht. NA.7.3.4

c = lengdearmeringens overdekning

ϕ = lengdearmeringens stangdiameter

Ved å beregne slik det er beskrevet fås følgende rissvidde for tverrbæreren i akse 8:

Tabell 10.9: Rissvidde for tverrbærer i akse 8.

$$W_k = 0,12 \text{ mm}$$

Rissvidden i tabell 10.9 må kontrolleres mot standardens grense for største tillatte rissvidde, som

for slakkarmerte konstruksjonsdeler i eksponeringsklasse XS3 regnes ut etter:

$$W_{max} = 0,30 k_c \leq 0,39 \text{ mm} \quad (10.30)$$

Der k_c er forholdet mellom nominell overdekning (c_{nom}) og minste tillatte overdekning ($c_{min,dur}$). For tverrbæreren i akse 8 er c_{nom} foreskrevet til 70 mm, og for slakkarmerte konstruksjonsdeler i eksponeringsklasse XS3 er $c_{min,dur}$ lik 60 mm. Største tillatte rissvidde blir da etter likning 10.30:

$$W_{max} = 0,35 \text{ mm}$$

Kapittel 11

Kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstand med hensyn til korrosjon

Slik det fremkommer i kapittel 4, er flere av konstruksjonsdelene på Hulvågen bru skadet på grunn av korrosjon. For å vurdere bruas tilstand og bæreevne er det derfor regnet kapasiteter som tar hensyn til dette. Beregningene er gjort på samme måte som beskrevet i kapittel 10, men med hensiktsmessige justeringer som står ytterligere forklart der de gjelder. Kapitlet beskriver kun hvordan korrosjon er hensyntatt i beregningene for de ulike komponentene, mens resultatene fra beregningene i sin helhet presenteres i kapittel 12. Det er kun tatt hensyn til korrosjon ved kontroll av bruddgrensetilstandene, da disse kontrollene vil være de mest kritiske for bæreevnen.

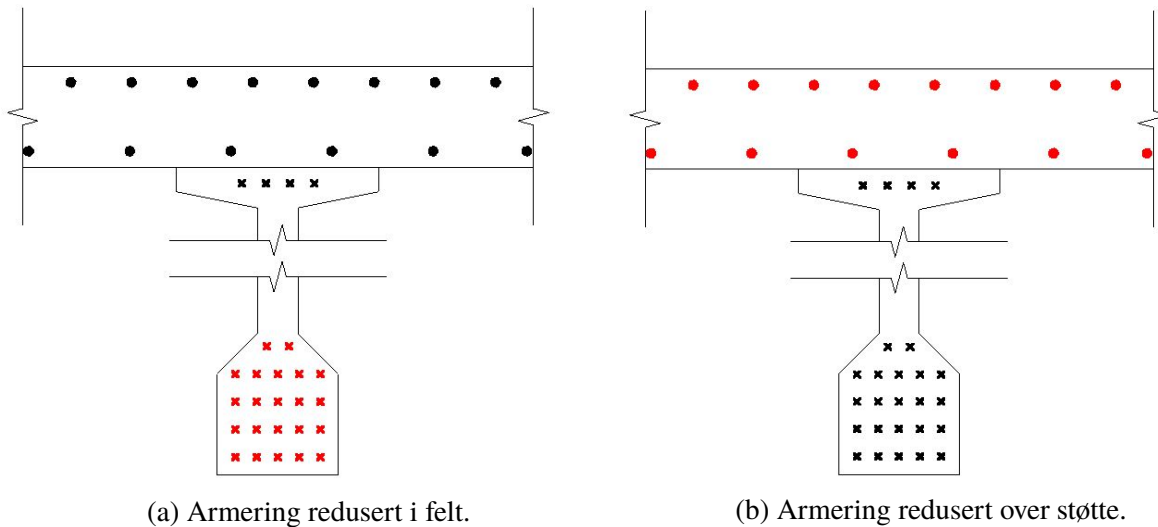
11.1 Overbygning

Kapasiteter i overbygningen som er kontrollert for redusert kapasitet grunnet korrosjon:

- Momentkapasitet
- Skjærkapasitet
- Forankring av spennarmering

11.1.1 Momentkapasitet

Overbygningens momentkapasitet er kontrollert med hensyn på korrosjon på to måter. Først ved at arealet til strekkarmeringen som flyter, og bidrar til bøyemotstand er redusert for armeringskorrosjon. Dette er gjort både for momentkapasiteten ved støtte og i felt. Armeringens tverrsnittsareal er redusert med en faktor, f , som er mindre eller lik 1. f beskriver da andelen av armeringen som er igjen etter korrosjon. For eksempel vil $f = 0,8$ bety 20 % reduksjon av armeringsareal. I felt er spennarmeringen i underkant gradvis redusert, og ved felt er slakkameringen i dekket gradvis redusert. På figur 11.1 er armeringen som er redusert for korrosjon markert rød.



Figur 11.1: Armering som er redusert med faktor, f , for beregning av momentkapasitet.

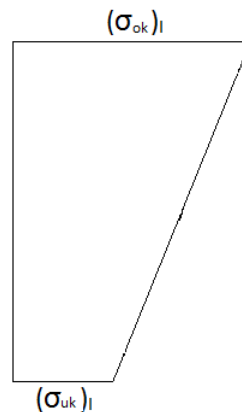
Redusert duktilitet

Spennarmert betong kan som følge av initiell oppspenning føre til sprøbrudd uten at det oppstår store deformasjoner eller andre forvarsler som indikerer at konstruksjonen nærmer seg brudd. For å ta hensyn til en eventuell reduksjon av duktilitet i spennarmeringen grunnet groptæring, er det også gjennomført stadium II-beregninger hvor betongenspenningene antas å være lineært elastiske. Den dimensjonerende momentkapasiteten beregnes ved likevekt mellom armeringsspenningen og spenningene i betongtrykksonen ved spennarmeringens flytegrense, $\varepsilon_{p0} = f_{0.2.k}/(\gamma_m E_p)$. Denne kontrollen er kun utført for feltmoment i innerbjelkene.

Siden bjelkene er urisset under langtidslasten, men sprekker opp under påføring av kortids nyttelast, benyttes følgende metode foreslått av Thorenfeldt [27], og Terje Kanstad [28]. I metoden utføres først langtidsanalysen i stadium I med beregning av spenninger og tøyninger, her belastes tverrs.

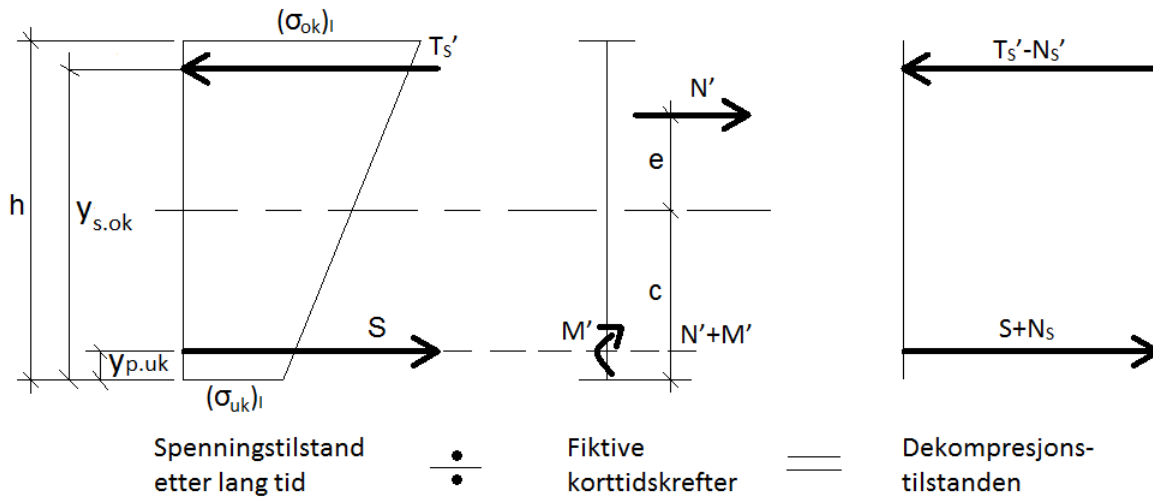
Deretter avlastes betongen til spenningene er lik null. Ny pålasting foretas på stadium II-tverrsnittet, nå med kortidslaster (trafikklast). For sprøbrudd, brudd i konstruksjoner med redusert duktilitet, er det ønskelig å finne belastningene som ligger i området opp til flytspenning for spennarmeringen. Tøyingsområdet mellom avlastet betong og flyttøyning i spennarmeringen kan si noe om hvor kritisk redusert duktilitet kan være i oppspente konstruksjoner.

Spenningsberegningene for stadium I og II finnes i sin helhet i vedlegg C.10. I bergeningene har samvirketverrsnittet blitt belastet av permanente laster med tilhørende lastfaktorer. Permanente laster består av egenlast og laster fra spennkrefter, og det forutsettes dermed at all nytelast inngår som korttidslast. For en så lite trafikkert bru som Hulvågbrua er dette en helt grei antagelse. Figur 11.3 viser fordelingen av spenninger i tverrsnittet under forutsetting av lineær-elastisk materialoppførsel.



Figur 11.2: Spenningstilstand fra permanente laster.

For å oppnå en spenningsløs tilstand eller såkalt dekompresjonstilstand i betongen, påsettes betongen en fiktiv aksialkraft N' og et fiktivt moment M' om spennarmeringens senter i underkant slik figur 11.3 illustrerer.



Figur 11.3: Fiktive krefter.

Kraften N' består av aksialkraften i betong og armering.

$$N' = N_c + N_s + N'_s \quad (11.1)$$

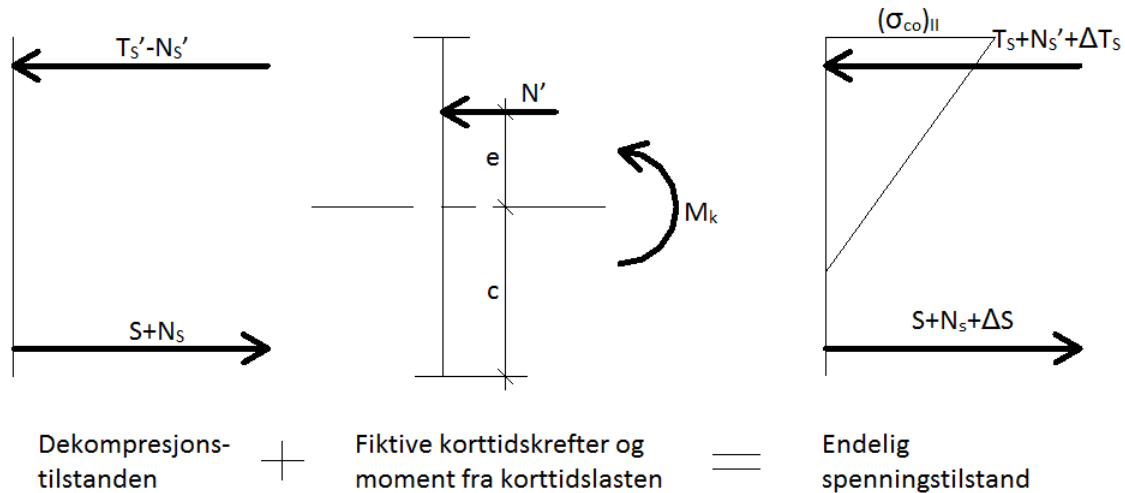
M' er momentet om strekksenter grunnet spenninger fra langtidslaster. N_s er kraften i underkantarmeringen fra spenningstilstanden i figur 11.2, mens S er forspenningskraften i underkantarmering etter alle tap ved betraktningstidspunktet. Krefter i forskjellige armeringslag kan regnes av formelen:

$$N_a = \eta_k A_s [(\sigma_{ok} - \sigma_{uk}) \frac{y_{tp}}{h} + \sigma_{uk}] \quad (11.2)$$

Hvor:

- N_a = Kraft i armering
- σ_{uk} = Spenninger i tverrsnittets underkant
- σ_{ok} = Spenninger i tverrsnittets overkant
- η_k = materialstivhetsforholdet mellom armering og betong for korttidslast
- A_s = Tverrsnittets ekvivalente areal
- y_{tp} = Tyngdepunkt i armeringslag fra tverrsnittets underkant
- h = Tverrsnittets høyde

Deretter påsettes korttidsmomentet M_k om tverrsnittets tyngdepunkt som sammen med betongens dekompresjonstilstand gir det endelige tøyingsbildet vist på figur 11.4.



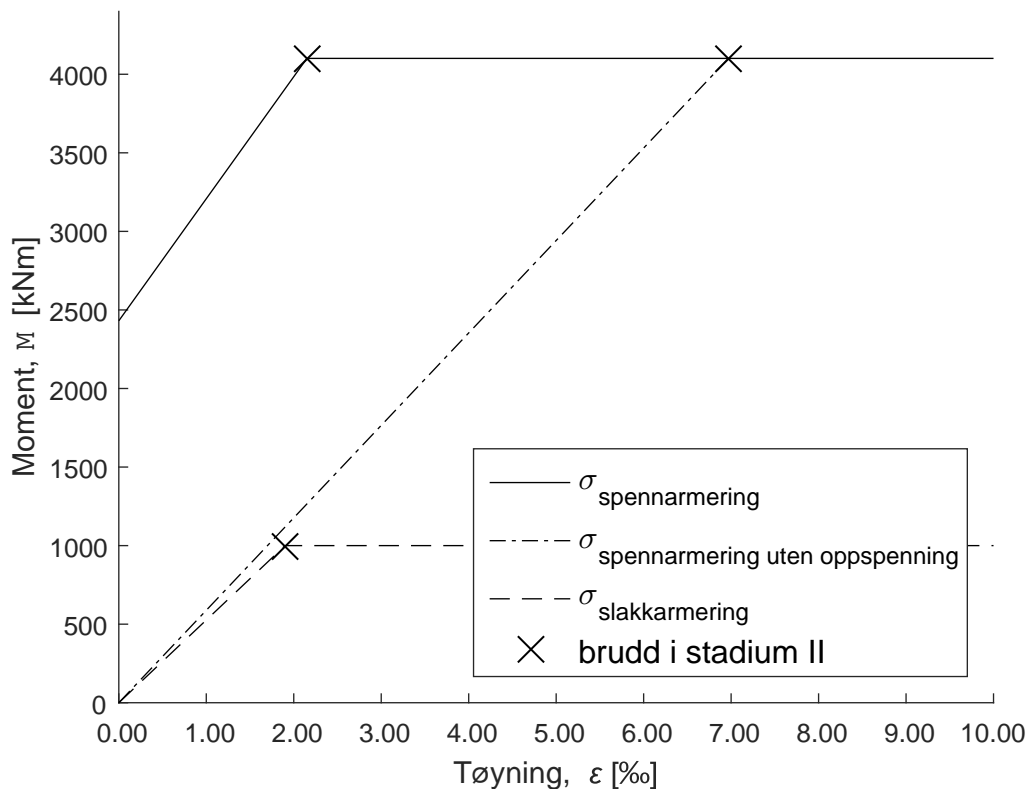
Figur 11.4: Påføring av moment fra korttidslaster i stadium 2.

Summen av opptrede moment legges deretter sammen etter superposisjonsprinsippet.

$$M = M_k + M' \quad (11.3)$$

For å finne tøyningene i spennarmeringen under belastning av korttidslastene er det benyttet beregningsprogrammet ESMA [29]. ESMA er et beregningsprogram som håndterer ulike samvirketverrsnitt av betong med irregulær geometri. Programmet bruker en modifisert Newton-Rapson iterasjonsmetode med horisontale lameller for å dimensjonere eller beregne utnyttelse for et valgt tverrsnitt. Programmet ble laget og skrevet som en masteroppgave av Espen Løbø Solhaug og Magnus Ek Knutsen i 2016. I ESMA er det mulig å hente ut tøyninger og spenninger i det betraktete tverrsnittet. Programmet har blitt benyttet for å finne ut hvor stor korttidslast som kan pålastes. Rapporten fra belastning av maksimal korttidslast gjort i ESMA finnes i vedlegg C.13.

I figur 11.5 vises armeringstøyning mot momentkapasitet til bjelken i stadium II. Tøyningene til den føroppsente spennarmeringen vises mot tøyning-momentforløpet til spennarmering uten oppspenning og vanlig slakkarmering, armeringsmengden er den samme for alle tre tilfellene. Materialfaktor på 1.25 er inkludert, og den føroppsente spennarmeringen er justert for tap. Dimensjonerende flyttøyning for spennarmeringen er $\varepsilon_{p0} = 6,97 \text{ ‰}$ og $\varepsilon_{yd} = 1,95 \text{ ‰}$ for slakkarmeringen (Ks 40). Kryssene symboliserer brudd da flytetøyning settes som dimensjonerende begrensing.



Figur 11.5: Moment-tøyningforløp i stadium II.

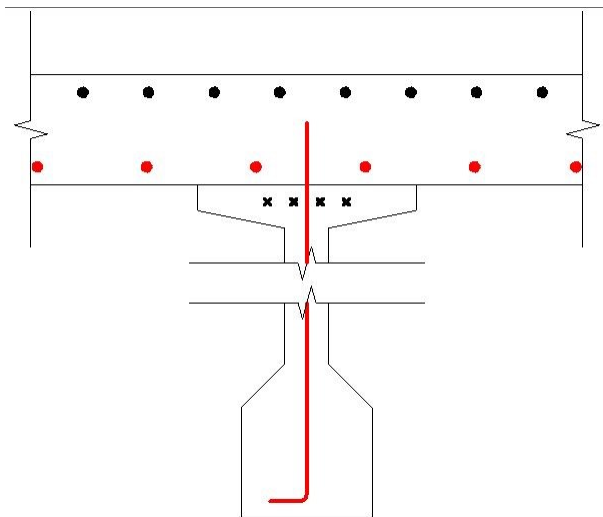
Ut fra figuren over kan man observere noen av egenskapene til førøppspente betong i stadium II. Forutsatt at brudd oppstår før flyt eller rett ved flyttøyning, har førøppspente spennarmering lavere tøyning før kapasiteten er nådd. Det vil si at en liten reduksjon i duktilitet kan ha stor innvirkning på kapasiteten til førøppspente betong. Sammenlignet med et tverrsnitt med vanlig slakkarmering (Ks40) som strekkarmering, uten endring av armeringsmengden for å kompensere for den lave flytespenningen, er reduksjonen i duktilitet mer kritisk. En annen ting som er viktig å belyse er at førøppspente tverrsnitt som regel er underarmert, og armeringsmengden for å oppnå høy momentkapasitet er lav i forhold til slakkarmerte tverrsnitt. Et korrosjonangrep på spennarmering vil derfor raskere føre til en reduksjon av kapasitet og duktilitet enn for et slakkarmert tverrsnitt som må ha større armeringsmengde for å oppnå samme kapasitet.

Konklusjonen er at for førøppspente konstruksjoner er en reduksjon av duktilitet kritisk, og grunnet lav armeringsmengde selv for høy kapasitet er spennarmering ekstra sensitiv for armeringskorrosjon.

Kapasiteten til den indre samvirkebjelken presenteres i kapittel 12.

11.1.2 Skjærkraftkapasitet

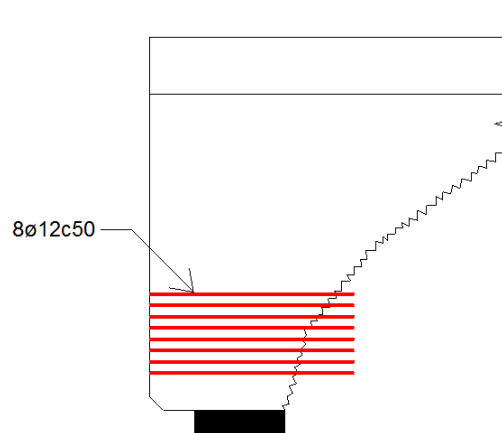
Fra tilstandsvurderingen av brua i kapittel 4 kommer det frem at det er avdekket korrosjon flere steder på undersiden av bruplatten. Det nederste armeringslaget i dekket er derfor redusert med f som beskrevet tidligere. Siden skjærarmeringen er mest kritisk for kapasiteten, er også den redusert. På figur 11.6 er armeringen som er redusert for korrosjon markert rødt.



Figur 11.6: Armering som er redusert med f for overbygningen i spenn 5 ved kontroll av skjærkraftkapasitet.

11.1.3 Forankring av spennarmering

Forankringskapasiteten til spennarmeringen er kontrollert med hensyn på korrosjon. Tilleggsarmeringen ved bjelkeendene ligger utsatt til, og redusert armeringsareal grunnet korrosjon vil påvirke kapasiteten. Tilleggsarmeringen ved støtte er redusert med f , slik det vist på figur 11.7.

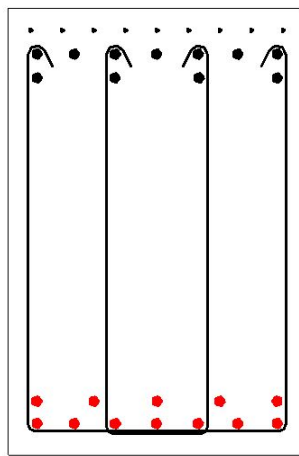


Figur 11.7: Armering som er redusert med f ved opplegg for kontroll av forankringskapasitet.

11.2 Tverrbærere

11.2.1 Momentkapasitet

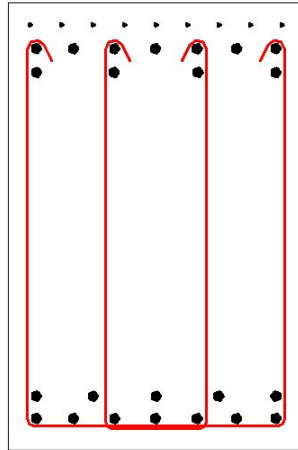
For å ta hensyn til korrosjon i momentkapasitetsberegningen av tverrbæreren i akse 8, er tverrsnittsarealet til lengdearmeringen i underkant redusert med f på samme måte som for overbygningen. Sannsynligheten for korrosjon minker generelt sett jo lenger inn fra betongoverflaten armeringen ligger. All armeringen i lengderetning i underkant er likevel redusert i dette tilfellet, siden oppsprekningen som er registrert er omfattende, og fordi Olav Olsen i sin rapport avdekket at kloridinnholdet på tverrbæreren i akse 8 økte innover i betongen. Armeringen som er farget rød på figur 11.8 er redusert med f .



Figur 11.8: Armering som er redusert med f på tverrbærer i akse 8 ved kontroll av momentkapasitet.

11.2.2 Skjærkraftkapasitet

For å regne skjærkraftkapasitet med reduksjon for armeringskorrosjon, er skjærarmeringens areal redusert med en faktor f som beskrevet tidligere. Det er ikke tatt hensyn til korrosjon i lengdearmeringen, da dens bidrag til kapasitet er liten i forhold til skjærarmeringens. Armering som er markert rødt på figur 11.9 indikerer hvilken armering som er redusert med f ved beregning av skjærkraftkapasitet.



Figur 11.9: Armering som er redusert med f på tverrbærer i akse 8 ved kontroll av skjærkraftkapasitet.

Kapittel 12

Resultater

I dette kapitlet presenteres resultatene fra kapasitetsberegningene som er beskrevet i kapittel 10 og 11, både med og uten reduksjon for korrosjon. De dimensjonerende lastvirkningene som kapasitetene er kontrollert mot er hentet fra kapittel 9. Resultatene er i hovedsak presentert i grafer som viser hvordan kapasitet varierer med reduksjonsfaktoren for korrosjon, f .

12.1 Overbygning

Under presenteres resultatene fra de ulike kapasitetsberegningene av overbygningen i spenn 5. Spenn 5 er det lengste og mest belastede spennet på brua, og er dermed der de største kreftene og momentene opptrer.

12.1.1 Momentkapasitet

Overbygningens momentkapasitet (M_d) er beregnet i felt og ved støtte, både for inner- og ytterbjelkene. Som tidligere nevnt er det statiske systemet for overbygningen et sted mellom kontinuerlige spenn og fritt opplagte spenn. Det dimensjonerende momentet er derfor representert ved horisontale linjer i de følgende diagrammene etter hvor stor grad av kontinuitet det forutsettes mellom hvert spenn.

For fritt opplagt statisk system er det største dimensjonerende feltmomentet i følge tabell 9.6:

$$\text{Ytterbjelke: } M_{y.felt} = 4272 \text{ kNm}$$

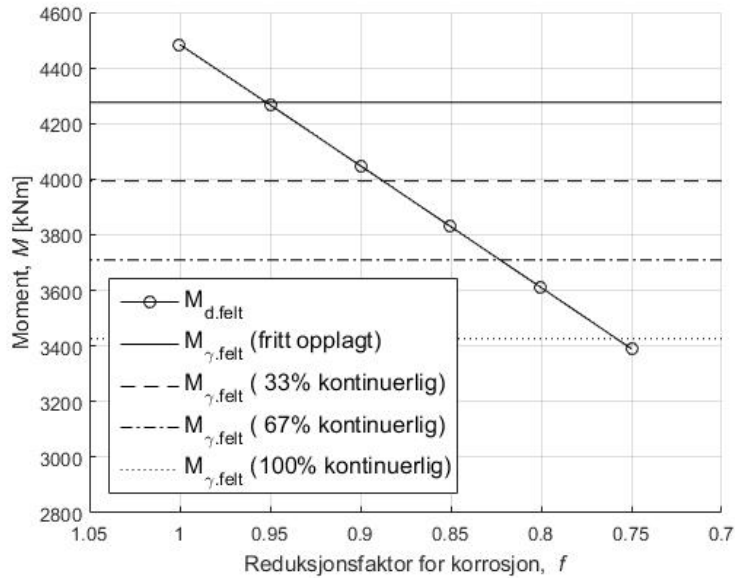
$$\text{Innerbjelke: } M_{y.felt} = 4515 \text{ kNm}$$

Kapittel 12. Resultater

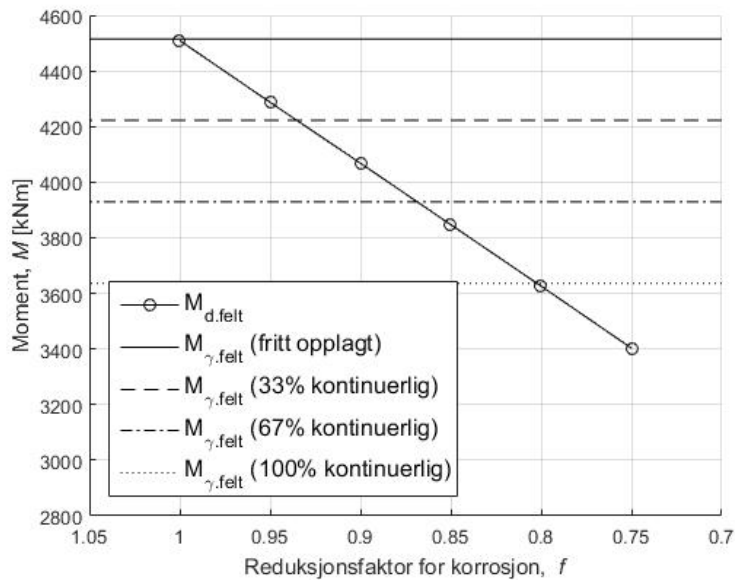
For kontinuerlig system er det største dimensjonerende feltmomentet i følge tabell 9.2:

Ytterbjelke: $M_{\gamma, felt} = 3426 \text{ kNm}$

Innerbjelke: $M_{\gamma, felt} = 3636 \text{ kNm}$



(a) Momentkapasitet for ytterbjelke.



(b) Momentkapasitet for innerbjelke.

Figur 12.1: Momentkapasiteter i felt for overbygningen som funksjon av f .

Figur 12.1 viser hvordan momentkapasiteten varierer med korrosjonsreduksjonsfaktoren, f , som her reduserer strekkarmeringens tverrsnittsareal. Krysningpunktet mellom grafene representerer en utnyttelsesgrad lik 1,00. Figuren viser at overbygningens momentkapasitet i felt har en utnyttelsesgrad på 1,00, selv for $f = 1,0$ (ingen reduksjon for korrosjon). Dette gjelder for innerbjelken, når det statiske systemet betraktes som fritt opplagt (figur 12.1b). Ytterbjelken har en utnyttelse på 0,95 % for $f = 1,0$ (figur 12.1a).

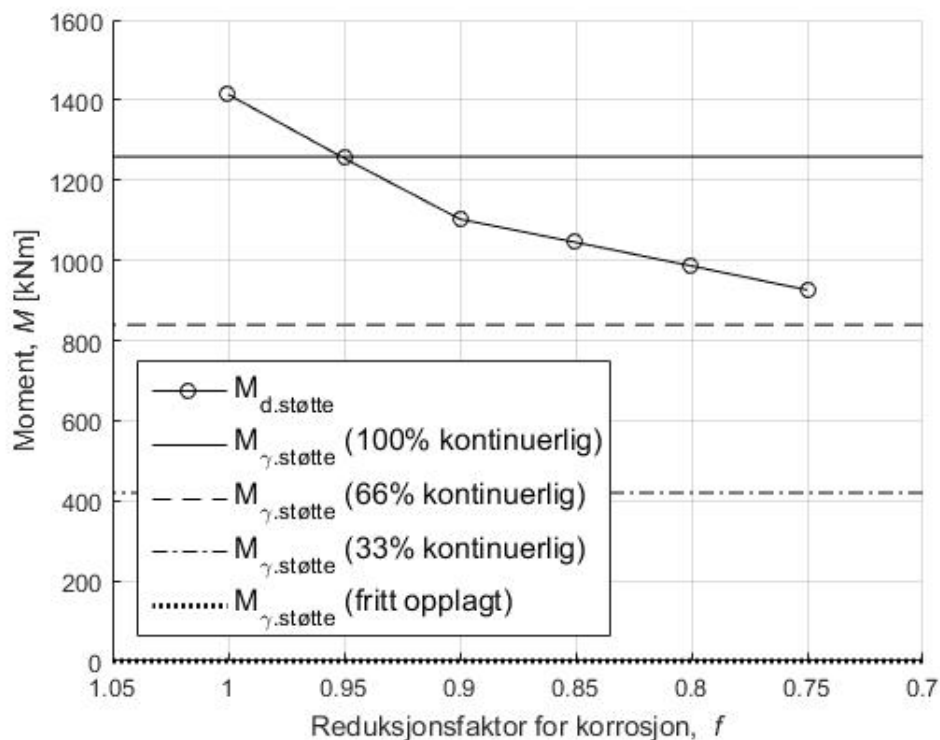
For kontinuerlig system er det største dimensjonerende støttemomentet i følge tabell 9.2:

$$\text{Ytterbjelke: } M_{\gamma.støtte} = 1259 \text{ kNm}$$

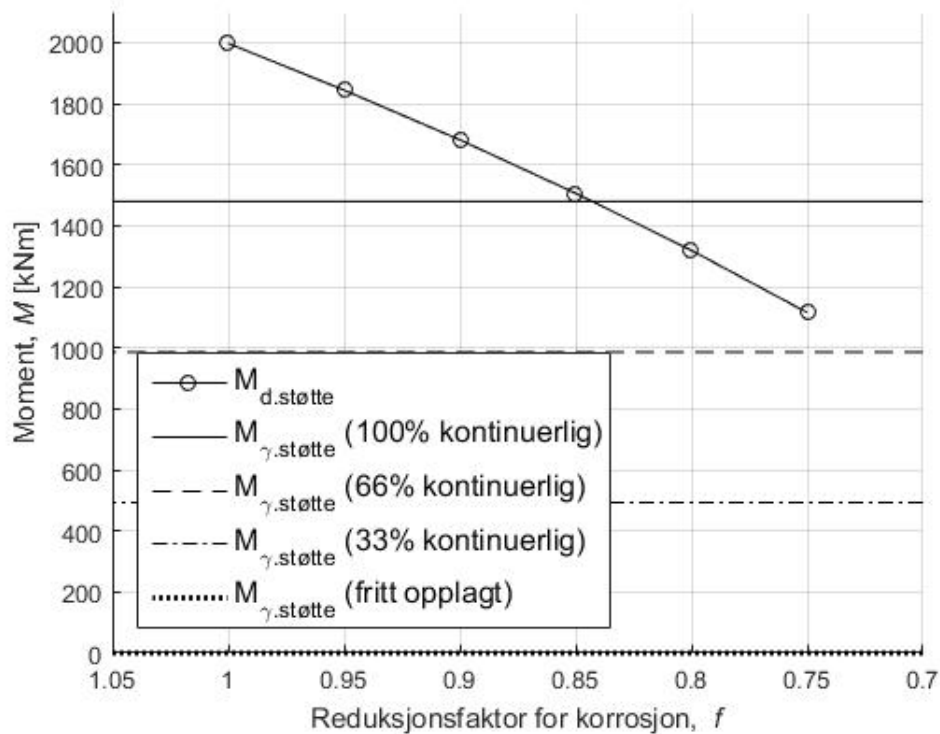
$$\text{Innerbjelke: } M_{\gamma.støtte} = 1473 \text{ kNm}$$

For fritt opplagt system oppstår det ikke momenter ved støtte.

Figur 12.2 og 12.3 viser hvordan momentkapasiteten til overbygningen varierer med f , som her reduserer strekkarmeringens tverrsnittsareal.



Figur 12.2: Momentkapasitet for ytterbjelke som funksjon av f .



Figur 12.3: Momentkapasitet for innerbjelke som funksjon av f .

Figurene viser at overbygningens momentkapasitet ved støtte har en utnyttelsesgrad på 0,89, for $f = 1,0$. Dette gjelder for ytterbjelken når det statiske systemet betraktes som kontinuert over støtte (figur 12.2). Innerbjelken har en utnyttelse på 0,74 for $f = 1,0$ (figur 12.3).

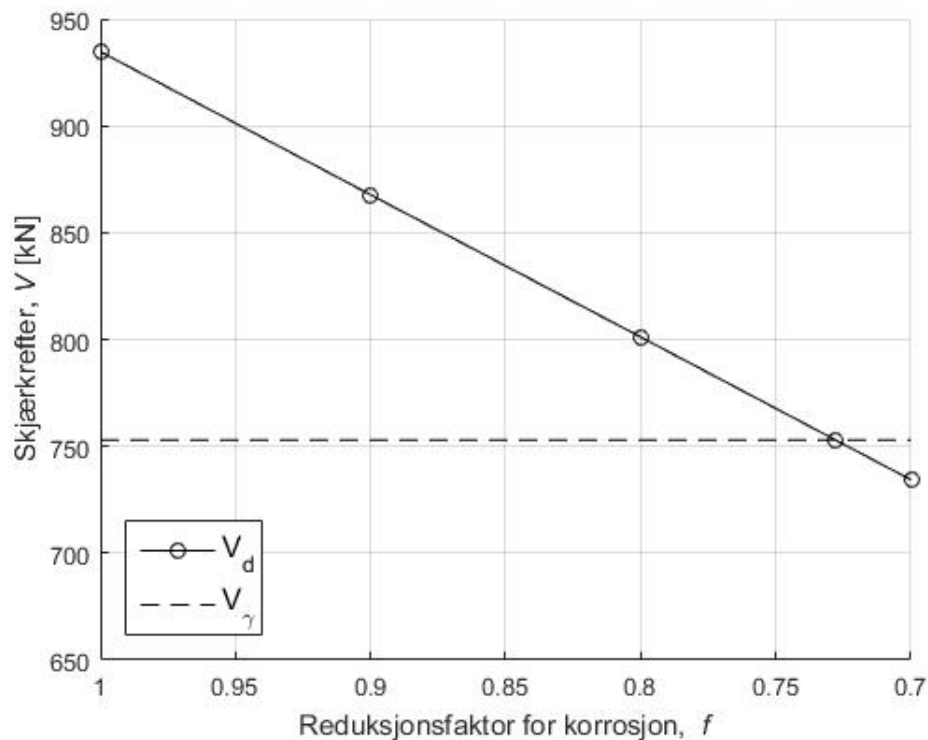
Redusert duktilitet i spennarmeringen

For redusert duktilitet er det kun gjennomført en kontroll av den indre samvirkebjelken, siden det er denne som har størst belastning og høyest utnyttelse. Kapasiteten til innerbjelken i felt i stadium II, med maksimal tillatt tøyning i spennarmeringen satt lik flyttøyning, blir da: $M_{d.II} = 4195 kNm$. Dette gir en utnyttelsesgrad på 1,08. Det vil si at tverrsnittet ikke har nok kapasitet når spenningene i betongen begrenses til lineær oppførsel samtidig som spennarmeringen ikke får lov til å tøyes lengre enn til flyttøyning. En videre reduksjon av duktiliteten til armeringen vil resultere i enda høyere utnyttelse, men dette er ikke gjennomført da kapasiteten allerede er overskridt.

12.1.2 Skjærkraftkapasitet

Overbygningens skjærkraftkapasitet (V_d) er som tidligere nevnt kun kontrollert for ytterbjelkene i spenn 5, da de vil ha lavest kapasitet. Den dimensjonerende skjærkraften som kapasiteten er kontrollert mot er hentet for innerbjelkene i samme spennet, og er størst når overbygningen betraktes som kontinuerlig over tverrbærere. Den dimensjonerende skjærkraften er da i følge tabell 9.3: $V_\gamma = 754 \text{ kN}$

Figur 12.4 viser hvordan skjærkraftkapasiteten varierer med korrosjonsreduksjonsfaktoren, f , som her reduserer både skjærarmeringens tverrsnittsareal og det nederste laget av lengdearmeringen i dekkets tverrsnittsareal. Krysningpunktet mellom grafene representerer en utnyttelsesgrad lik 1,00.

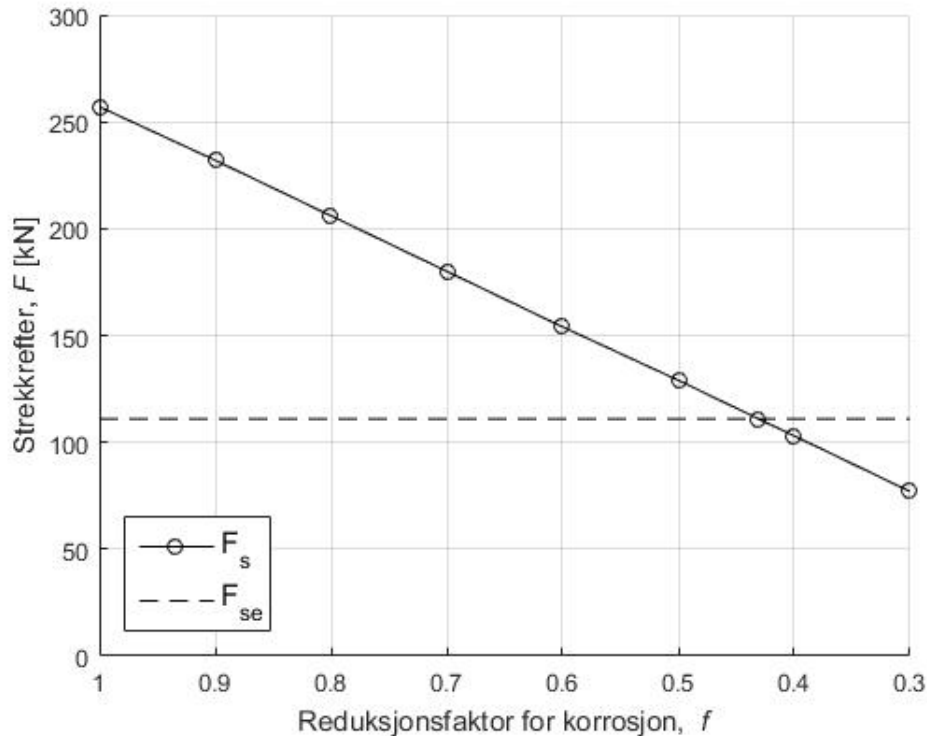


Figur 12.4: Skjærkraftkapasitet for overbygningen som funksjon av f .

Figur 12.4 viser at overbygningens skjærkraftkapasitet er tilstrekkelig når $f = 1,0$ (ingen reduksjon for korrosjon), og har da en utnyttelsesgrad på 0,81. Armeringen kan reduseres med 27 % før kapasiteten er nådd. Hvis armeringen reduseres til kapasiteten er nådd, vil skjærarmeringen alene være i stand til å oppta 64 % av den dimensjonerende skjærkraften, og standardens krav er dermed oppfylt (minst 50 %).

12.1.3 Forankring av spennarmering

Figur 12.5 viser hvordan tilleggsarmeringens kapasitet varierer med korrosjonsreduksjonsfaktoren, f , som her reduserer tilleggsarmeringens tverrsnittsareal.



Figur 12.5: Tilleggsarmeringens strekkapasitet som funksjon av f .

Figur 12.5 viser at tilleggsarmeringens strekkapasitet har en utnyttelsesgrad 0,43 når $f = 1,0$. Armeringen kan reduseres med 57 % før kapasiteten er nådd.

12.1.4 Kontroll av spenninger i bruksgrensetilstand

Rett etter kraftoverføringen fra spennarmering, oppstår det store trykkspenninger i hele NIB-bjelken. Trykkspenningene er særlig store i bjelkens underkant og kravet til tillatte trykkspenninger under herding vil sannsynligvis overskrides uten at det trenger å bety så mye. Bjelken er støpt i fabrikk i kontrollerte omgivelser og det er derfor nærliggende å anta at produsent har holdt et godt øye på rissdannelser.

Ved støtte fremkommer det av tabell 10.5 at de største trykkspenningene oppstår i NIB-bjelkenes underkant når all last påføres som korttidslast i henhold til NB 10, mens de største strekkspenningene

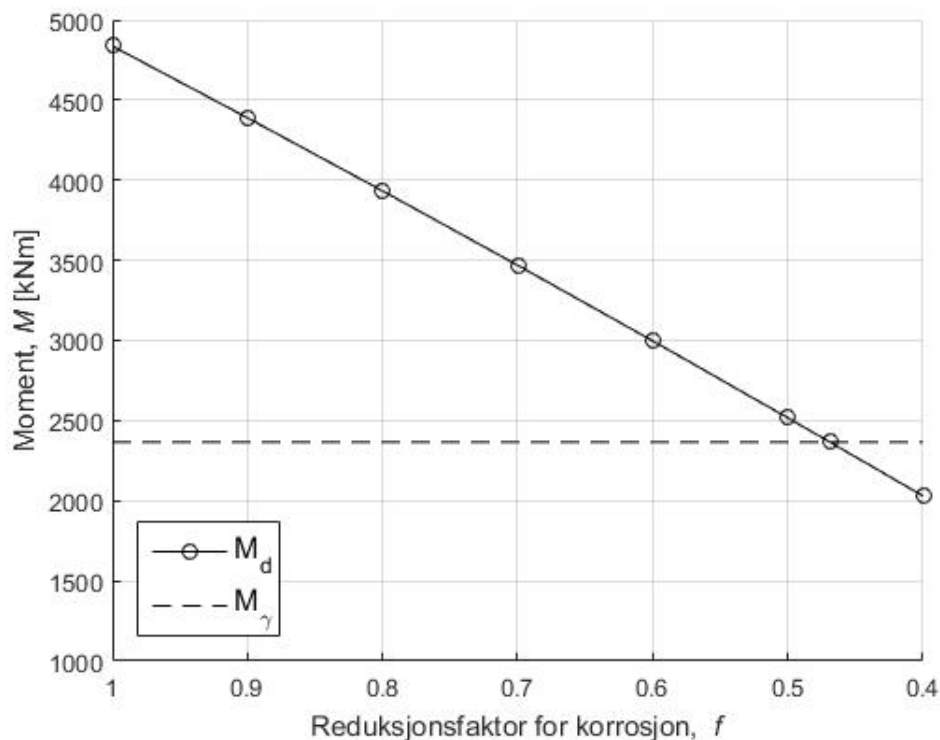
oppstår i dekkets overkant ved støtte. NIB-bjelkene forblir uopprissede i bruksgrensetilstanden, mens dekket risser opp etter lang tid, både når all last påføres som korttidslast og når lastene blir inndelt etter korttids- og langtidslaster. For det fritt opplagte systemet har den eksentriske spennkraften en gunstig effekt på spenningene i bruksgrensetilstanden, mens de i det kontinuerlige systemet har en negativ effekt i den forstand at de øker trykkspenningen i NIB-bjelkens underkant og strekkspenningene i dekkets overkant. For brua med fritt opplagt overbygning er momentet ved støtte betraktelig lavere og det vil antageligvis ikke oppstå riss. Kontrollen av spenninger i tverrsnittet samsvarer med observasjonene gjort under befaring der det ikke ble avdekkete rissdannelser i verken dekke eller NIB-bjelkene, hvilket indikerer at at bestandigheten er ivaretatt.

12.2 Tverrbærere

Under presenteres resultatene fra de ulike kapasitetsberegningene av tverrbæreren i akse 8, som er den mest kritisk skadde konstruksjonsdelen på Hulvågen bru.

12.2.1 Momentkapasitet

Tverrbærerens momentkapasitet er kontrollert mot det størst mulig opptredende feltmomentet, som vil være når overbygningen betraktes som kontinuerlig over tverrbærerne. I følge tabell 9.7 er det dimensjonerende momentet som virker på tverrbæreren i akse 8: $M_\gamma = 2366 \text{ kNm}$

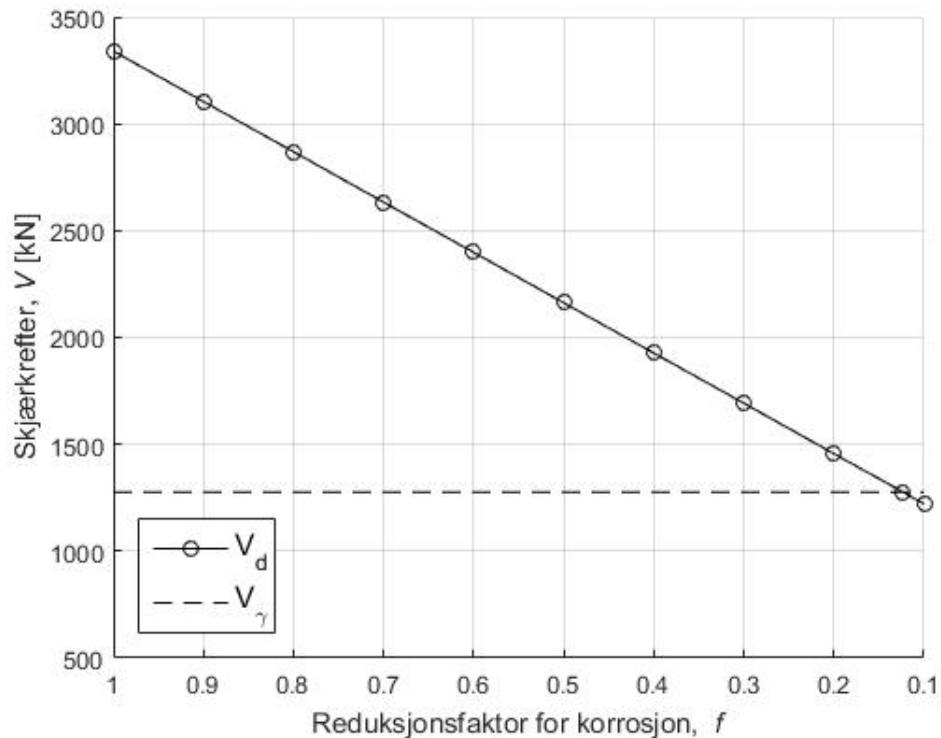


Figur 12.6: Momentkapasiteten til tverrbærere i akse 8 som funksjon av f .

Av figur 12.6 ser vi at tverrbæreren har over dobbelt så stor kapasitet som belastning når $f = 1,0$. Tverrbæreren tåler i følge beregningene en tverrsnittsreduksjon av slakkarmening i underkant på 53 % før kapasiteten er nådd.

12.2.2 Skjærkraftkapasitet

Tverrbærerens skjærkraftkapasitet er kontrollert mot den størst mulig opptredende skjærkraften, som vil være når overbygningen betraktes som kontinuerlig over tverrbærerene. Den dimensjonerende skjærkraften vil i følge tabell 9.7 da være: $V_\gamma = 1276 \text{ kN}$.



Figur 12.7: Skjærkraftkapasiteten til tverrbærer i akse 8 som funksjon av f .

Som vi ser av figur 12.7 er skjærkraftkapasiteten på tverrbæreren i akse 8 stor i forhold til den dimensjonerende skjærkraften. I følge beregningene tåler tverrbæreren en reduksjon av skjærarmringens tverrsnittsareal på over 87 %. En så stor reduksjon vil imidlertid føre til at NS 3473 sitt krav om at 50 % av den opptredende skjærkraften må kunne tas av skjærarmringen ikke oppfylles. For å oppfylle dette kravet kan reduksjonen for korrosjon maksimalt være 73 % ($f = 0,27$).

12.2.3 Rissvidde

Fra beregningene av tverrbærerens rissvidder i vedlegg C.12 får vi at den kalkulerte- og den maksimale rissvidden blir:

Tabell 12.1: Rissvidde for tverrbæreren i akse 8.

| | Symbol | Rissvidde |
|-------------|---------------|------------------|
| Kalkulert | W_k | 0,12 mm |
| Øvre grense | W_{max} | 0,35 mm |

Av tabell 12.1 ser vi at den kalkulerte rissvidden (W_k) nesten er en tredel av EK 2 sin øvre grenseverdi (W_{max}). Standardens krav til rissvidder er dermed oppfylt med god margin for tverrbæreren i akse 8.

Kapittel 13

Diskusjon og konklusjon

Beregningene som er presentert i kapittel 12 tyder på at overbygningen i spenn 5 er den mest kritiske komponenten på brua med hensyn på kapasitet. Mest kritisk er de indre samvirkebjelkene i spennet, som har en utnyttelsesgrad på 1,0 for momentkapasitet i felt når overbygningen betraktes som fritt opplagt. Det betyr at bjelkene ikke er i stand til å motstå dimensjonerende momenter hvis spennarmeringen i underkant reduseres for korrosjon. Det er som tidligere nevnt ingenting som tyder på at NIB-bjelkene har korrodert, men beregningene understreker altså viktigheten av at de forblir intakte. Fra tilsvarende bruer som har blitt undersøkt, vet man NIB-bjelkene kan korrodere, og korrosjonen kan i tillegg oppstå uten visuelle tegn på overflaten av betongen. Det er derfor en sikkerhet å kunne ta høyde for en viss mengde korrosjon. Når overdekningen betraktes som kontinuerlig, tåler tverrsnittet en reduksjon av tverrsnittsareal på nesten 20 % før kapasiteten er nådd. Hvor stor restkapasitet tverrsnittet har er altså avhengig av hvor store momenter som kan opptas ved oppleggene. Som nevnt i kapittel 2 er momentoverføringen ved opplegg avhengig av at strekkarmeringen i dekket er tilstrekkelig og at trykkrefter kan overføres som friksjon mellom NIB-bjelkene og neprenlagrene de hviler på. For drøftingens skyld kan vi i henhold til Betongelementboken, bind B anta et friksjonstall (μ) på 0,4 mellom betong og syntetisk gummi [30]. Fra tabell 9.6 ser vi at skjærkraften som oppstår ved opplegg for innerbjelkene i spenn 5 er 701 kN når systemet antas som fritt opplagt. Den maksimale trykkraften som kan overføres via neoprenlageret kan så estimeres ved å multiplisere friksjonstallet med skjærkraften. Vi får da:

$$T_{maks} = \mu V = 0,4 \cdot 701\text{ kN} = 280,4\text{ kN} \quad (13.1)$$

Videre kan vi anta at stekkesresultanten virker midt i dekket, og får da en momentarm mellom armering i dekket og neoprenlagrene ved opplegg på 1560 mm. Det maksimale momentet som kan opptas ved opplegg blir da:

Kapittel 13. Diskusjon og konklusjon

$$M = T_{maks} z = 280,4 \cdot 1,56 = 438,4 \text{ kNm} \quad (13.2)$$

Antar vi at støttemomentet er 438,4 kNm, vil det dimensjonerende feltmomentet for innebjelkene reduseres fra 4515 kNm til 4076,6 kNm. En slik momentreduksjon fører til at utnyttelsesgraden nå blir 0,90, og muliggjør dermed 10 % reduksjon av armeringstverrsnittet før kapasiteten er nådd. Denne beregningen bør ikke ilegges for mye vekt, da den kun er et raskt overslag, men det viser at tverrsnittet sannsynligvis har noe restkapasitet.

I tillegg til redusert armeringstverrsnitt vil korrosjon også kunne føre til tap av duktilitet. Som nevnt er spennstål mer sensitivt for en slik reduksjon enn kamstål, og samtidig er momentkapasiteten i feltet høyt utnyttet. I Stadium II-beregningene hvor maksimal tillatt tøyning er satt lik flyttøyning for spennarmeringen, gir den kontrollerte indre samvirkebjelken en utnyttelse på 1,08. Det vil si at det ikke skal mye til før sprøtt brudd oppstår i overbygningen når duktiliteten reduseres for korrosjon.

Øvrige beregninger av overbygningen, tilsier at kapasiteten er tilstrekkelig: Skjærarmeringen for ytterbjelkene i spenn 5 kan reduseres med 27 % før skjærkraftkapasiteten er nådd, og beregning av forankringskapasitet viser at tilleggsarmeringen kan korrodere bort 57 % før full utnyttelse er nådd. Så mye korrosjon er lite sannsynlig tatt dagens tilstand i betraktning, og betyr derfor at kapasiteten er god nok.

Av resultatene ser vi at tverrbæreren i akse 8 har stor kapasitet for alle utførte kontroller. Hvor mye restkapasitet som faktisk er igjen, er vanskelig å tallfeste fordi mengden armering som har korrodert bort er ukjent. Det er likevel vanskelig å tenke seg en situasjon der underkantarmeringen har blitt redusert med 53 %, eller at skjærarmeringen har blitt redusert med 73 % på grunn av korrosjon. Rissviddene er også godt innenfor kravene. Resultatene er overraskende med tanke på at tverrbæreren i akse 8 har så omfattende korrosjonsskader, men det viser at den ble kraftig overdimensjonert da brua ble prosjektert, og det kan vi i dag være glad for. En må likevel merke seg at høy restkapasitet i tverrbæreren ikke er ensbetydende med at tilstanden er god. Oppsprekkingen som er registrert er så omfangsrik og utviklet at mye av armeringen kan være blottlagt. Som det ble beskrevet i kapittel 3, kan korrosjonsraten i slike tilfeller øke med en faktor på over 10. Det bør derfor iverksettes utbedrende tiltak så fort som mulig, og på den måten holde kostnader og skadeomfang til et minimum.

Basert på de utførte beregningene kan det konkluderes med at Hulvågen bru har tilstrekkelig kapasitet. Tverrbærere, som tilsynelatende var i dårligst forfatning, har stor restkapasitet, og korrosjonsskadene som er observert vil ikke føre til brudd i nærmeste framtid. Tiltak bør allikevel iverksettes snarest slik at omfanget ikke blir større. Overbygningen har også noe restkapasitet, men utnyttelsen er så høy at korrosjon vil kunne være ødeleggende. NIB-bjelkene bør derfor overvåkes nøye, og eventuelle korrosjonsskader som måtte avdekkes må tas på alvor. Når kloridmålinger fra

støvprøvene av NIB-bjelekene foreligger bør resultatene vurderes, og tiltak iverksettes snarest om verdiene viser seg å være bekymringsverdige.

13.1 Videre arbeid

I den oppgaven er overbygningen kun kontrollert i bruas lengderetning. Grunnet omfanget av korrosjonen som er observert på undersiden av dekket, bør det gjøres kontroll av kapasiteten i tverretning også. Det bør i tillegg ses nærmere på hvor store momenter som kan opptas ved oppleggene som friksjon mellom NIB-bjerkene og neoprenlagrene. Når resultatene fra kloridprøvene av NIB-bjerkene er klare, må disse vurderes slik at denne oppgavens antakelse om at NIB-bjerkene ikke har korrodert kan bekreftes eller avkreftes. Til slutt bør ulike tiltak for å utbedre tverrbæreren i akse 8 vurderes.

Videre er det avdekket at formlene og metodene som blir brukt til å finne omlagringen av moment alle baserer seg på en rekke forenklinger og det kan derfor undersøkes hvorvidt det er mulig å utbedre dem uten at de blir uhensiktsmessig kompliserte.

Referanseliste

- [1] Statens Vegvesen. *Om håndbøkene*, 21.10.2011. URL <http://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/Handboker/om-handbokene/om-handbokene>. Hentet: 09.03.2017.
- [2] Norske Sivilingeniørers Forening. *NS 3473 2. utg.*, 1982.
- [3] John P. Broomfield. *Corrosion of steel in concrete: Understanding, Investigation and Repair*. Taylor & Francis, Abingdon, Oxon, 2nd edition, 2007.
- [4] P. Gjerp, M. Opsahl, and S. Smeplass. *Grunnleggende betongteknologi*. Byggenæringens forlag, Lillestrøm, 2nd edition, 2011.
- [5] L.S. Brown and T.A. Holme. *Chemistry for Engineering Students*. Brooks/Cole, Belmont, USA, 2nd edition, 2011.
- [6] Keith B. Oldham, Jan C. Myland, and Alan M. Bond. *Electrochemical Science and Technology*. John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 2nd edition, 2011.
- [7] L. Bertolini, B. Elsener, and P. Pedferri. *Corrosion of Steel in Concrete*. Wiley-VCH, Weinheim, Tyskland, 1st edition, 2004.
- [8] L.M. Poukhonto. *Durability of Concrete Structures and Constructions*. CRC Press, India, 1st edition, 2003.
- [9] Vegdirektoratet Statens Vegvesen. *Håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer*, 2014.
- [10] Vegdirektoratet Statens Vegvesen. *Lærebok: Drift og vedlikehold av veger*, 2015.
- [11] Hans Böhni. *Corrosion in Reinforced Concrete Structures*. Woodhead Publishing, Cornwall, England, 1st edition, 2005.
- [12] Roar Myrdal. Forelesning tkt 4235 5.1-5.3. In *Corrosion of steel reinforcement in concrete*. NTNU, 09 2016.
- [13] SINTEF Byggeforsk. *Armeringskorrosjon, Byggeforskserien*, 2009.
- [14] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008*, 2004.

Referanseliste

- [15] Vegdirektoratet Statens Vegvesen. *Håndbok N400 Bruprosjektering*, 2015.
- [16] A. Bentur, S. Diamond, and N.S Berke. *Steel Corrosion in Concrete*. Chapman and Hall, London, England, 1st edition, 1997.
- [17] Håvard Røe Maurse and Stein Atle Haugerud. *15-2182 Hulvågbrua - spesialinspeksjon av tverrbjelker*. Dr.techn. Olav Olsen AS, 1st edition, 2017.
- [18] Vegdirektoratet Statens Vegvesen. *Håndbok R412 Bruklassifisering*, 2015.
- [19] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008*, 2008.
- [20] Vegdirektoratet Statens Vegvesen. *Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer*, 1981.
- [21] Zdenek P. Bazant. Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effectivemodulus method. *Journal Proceedings*, 4:212–219, 1972.
- [22] Svein Ivar Sørensen. Broer og tyngre betongkonstruksjoner, fag 325 65. In *BRUBEREGNINGER*. NTH, Vår 1984.
- [23] Statens Vegvesen. *NIB-BRUER, Bruprosjektering-08*, 1983.
- [24] Kolbein Bell. *An engineering approach to FINITE ELEMENT ANALYSIS of linear structural mechanics problems*. Fagbokforlaget, Bergen, Norge, 2014.
- [25] Betongelementforeningen. *Betongelementboken*, volume C: Elementer og knutepunkter. Betongelementforeningen, Oslo, Norge, 4th edition, 2003.
- [26] Leif Nordgård and Knut Røhne. *Betongkonstruksjoner Dimensjonering*. Universitetsforlaget, Oslo, Norge, 4th edition, 1982.
- [27] Erik Thorenfeldt. *Spennbetong, Kompendium i Betongkonstruksjoner 2*. Institutt for betongkonstruksjoner, NTNU, Trondheim, Norge, 1989.
- [28] Terje Kanstad. Dimensjonering av spennbetong etter ny ns 3473. In *BRUKSGRENSETILSTANDEN*. Norske Sivilingeniørers Forening, Vinter 1990.
- [29] Espen Løbø Solhaug and Magnus Ek Knutsen. *Masteroppgave: ESMA - et beregningsprogram for sammensatte betongtverrsnitt med ulik alder*. Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, Norge, 2016.
- [30] Betongelementforeningen. *Betongelementboken*, volume B: Avstivning og kraftoverføring. Betongelementforeningen, Oslo, Norge, 4th edition, 2016.

Vedlegg A

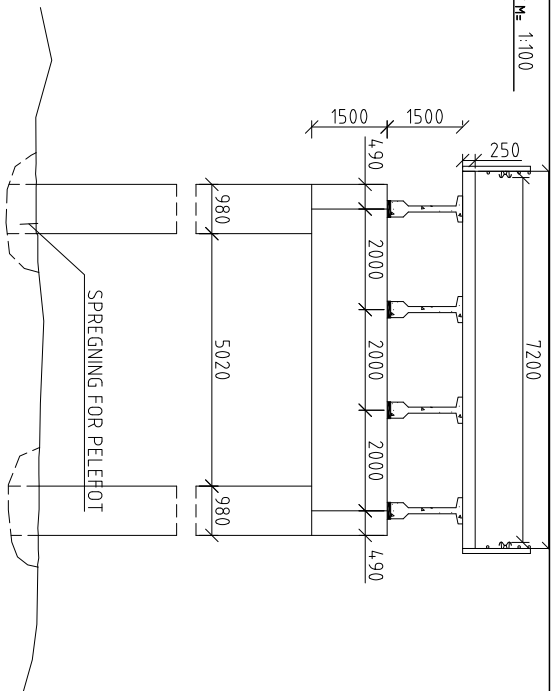
Brutegninger

Vedlegget inneholder tegningsgrunnlaget som er aktuelt for denne oppgaven. I den rekkefølgen de ligger viser tegningene:

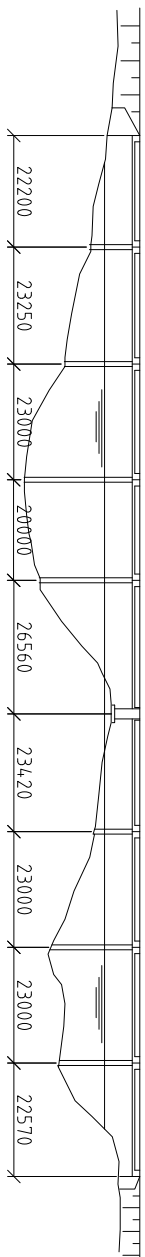
- A.1 Ferdig brutegning, Hulvågbrua
- A.2 Armerings- og formtegninger, Hulvågbrua
- A.3 Armerings- og formtegninger, NIB-bjelker

A.1 Ferdig brutegning, Hulvågbrua

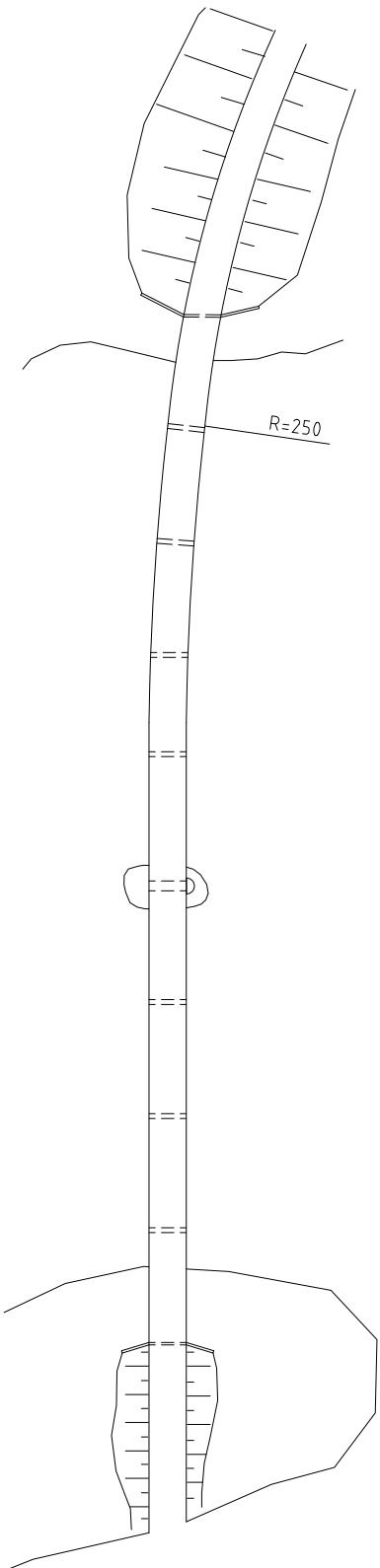
TVERRSNITT M 1:100



OPPRIS M 1:1000



GRUNNRIS M 1:1000



skisse vegpluvvatur

| | | | | | | | |
|-----------------|----------------------------|------|---------------------------|-------|---------|---------|---------------------|
| HULLVÁGBRUA | brú | FV - | veg | 64 | 2182 | 1987 | arkiv nr. 68 - 2182 |
| FYLKE | KOMMUNE | EIDE | Kilometering (beliggende) | nr. | brunnr. | bygd år | |
| MØRE OG ROMSDAL | ROMSDAL | | HP 15 | 2.973 | | | |
| BRUSTEM | KONTINUERLIG NIB-BJELKEBRU | | | | | | MOLDE |

| | | | | | | | | | |
|---------------------------|----------------|----------------------------------|---------|----------------------------------|-------------------------------|----------------------|----------------------------------|-------------|----------------------------------|
| KONSTRUKSJON (MATERIALER) | ARMERT BETONG | | | | | | | | |
| BRUDEKKE | ARMERT BETONG | | | | | | | | |
| UNDERBYGNING (MATERIALER) | ARMERT BETONG | | | | | | | | |
| FUNDAMENTERING | PÅ FJELL | | | | | | | | |
| SPENNVIDDE/FRI LENGDE | 207,8 M | | | | | | | | |
| KURVEUTV. B | M GANGBANER G= | | | | | | | | |
| fri bredde over fering | 999 | fri bredde over rekkverk | 999 | fri høyde over pl. | 999 | fri høyde over c-bru | 1 | fri satsing | 3,5x 20,0 |
| konstruert for lastkl. | SVV 1971 | konstruert for akseltrykk | BK 10 | Tom | redning av lastkl./akseltrykk | | | | |
| OVERBYGNING | KONSTRUERT AV | STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL | BYGD AV | STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL | UNDERBYGNING | KONSTRUERT AV | STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL | BYGD AV | STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL |

forsterket/utv. _____
 TEGN 13.08.1999 ORS.
 TRAC. _____

Tegn. nr. 8-4056-A1 LANDKAR, FORM OG ARMERING
 8-4058-A1 OVERBYGNING

A.2 Armerings- og formtegninger, Hulvågbrua

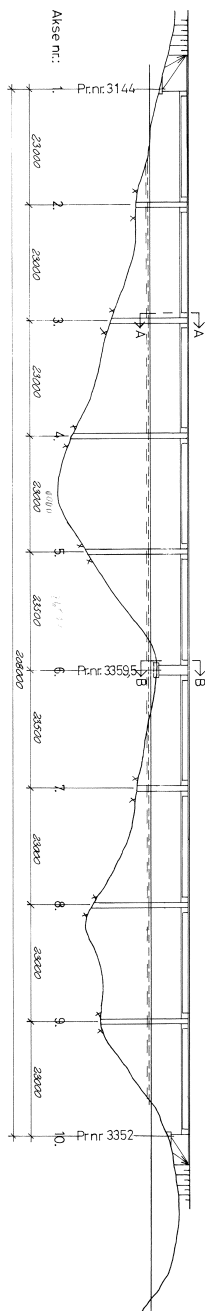
15-2182-Hulvågbrua

| | | |
|------------------------|-------------------|--------------------------|
| 15-2182-Hulvågbrua-01 | Oversiktstegning | |
| 15-2182-Hulvågbrua-20B | Pilar akse 2 | form og armeringstegning |
| 15-2182-Hulvågbrua-30 | Pilar akse 3 | form og armeringstegning |
| 15-2182-Hulvågbrua-40A | Pilar akse 4 | form og armeringstegning |
| 15-2182-Hulvågbrua-50A | Pilar akse 5 | form og armeringstegning |
| 15-2182-Hulvågbrua-60 | Skjærpilar akse 6 | form og armeringstegning |
| 15-2182-Hulvågbrua-70 | Pilar akse 7 | form og armeringstegning |
| 15-2182-Hulvågbrua-80 | Pilar akse 8 | form og armeringstegning |
| 15-2182-Hulvågbrua-90 | Pilar akse 9 | form og armeringstegning |

Profilnr.: 1950 1300 1350 1350
 Profilhøyde i linje bru: 7,5 7,5 7,5 7,5
 Vertikalkurve: R=5000 R=5000 R=5000 R=5000

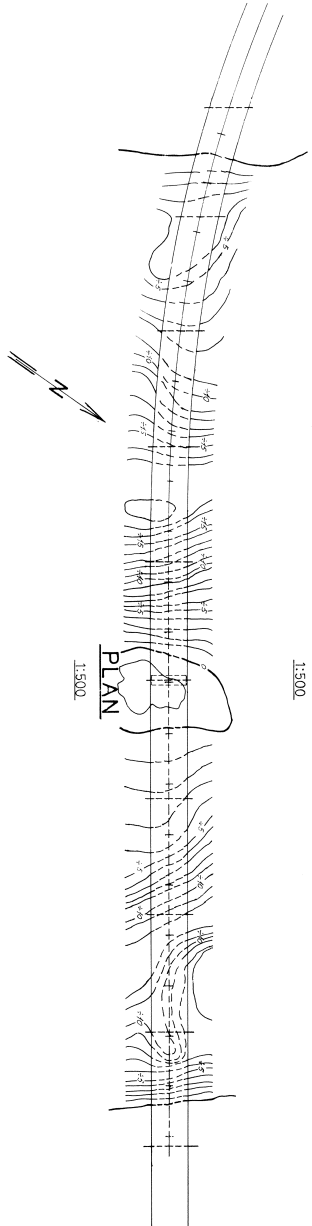
Horisontalkurve: 3195,70 R=5000-475 3258,21 R=5000-475 3195,70 R=5000-475

Iverfall: 6,7‰ 6,7‰ 6,7‰ 6,7‰



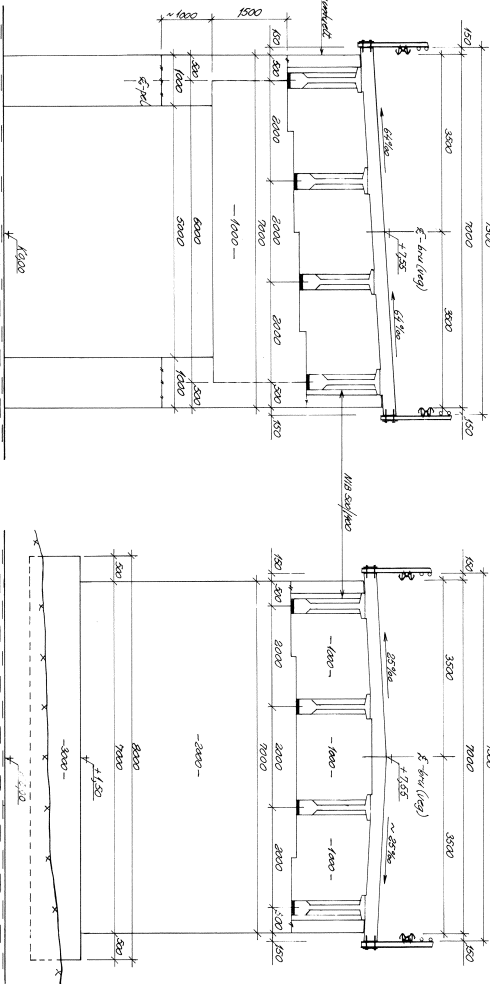
ØPPISS

1:300



PLAN

1:500



ANMERKNINGER:
 Lastforskrifter for bruer og ferjekabler i det offentlige vegnett (1996).
 K 00 er middelvannstand med 2+123m.
 Mål i mm.
 Kotehøyder i m.

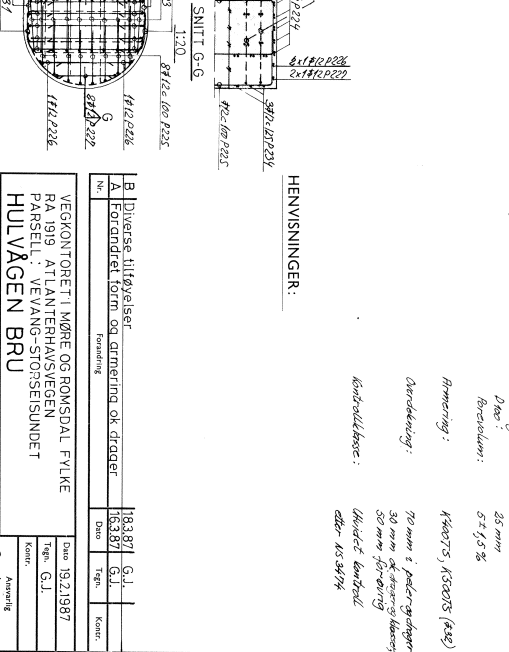
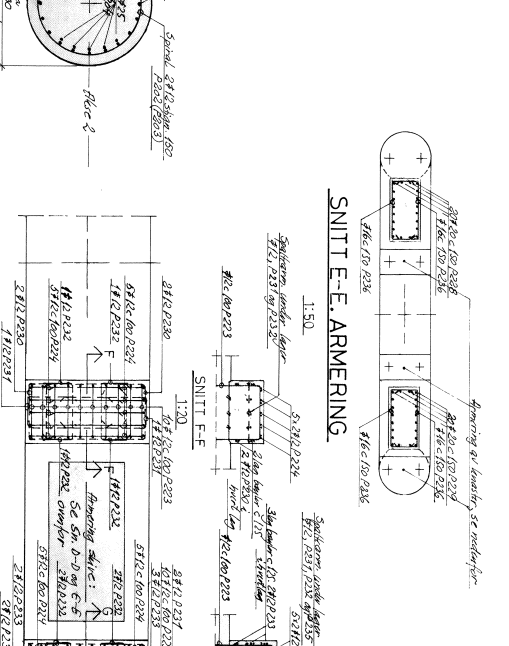
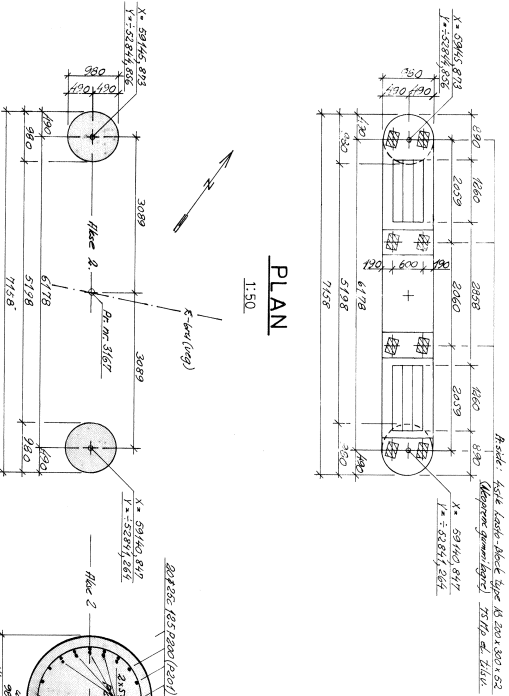
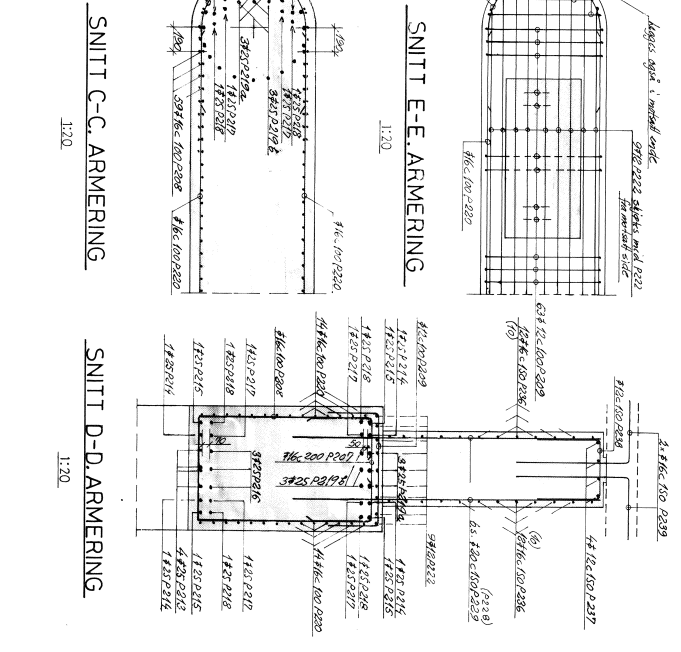
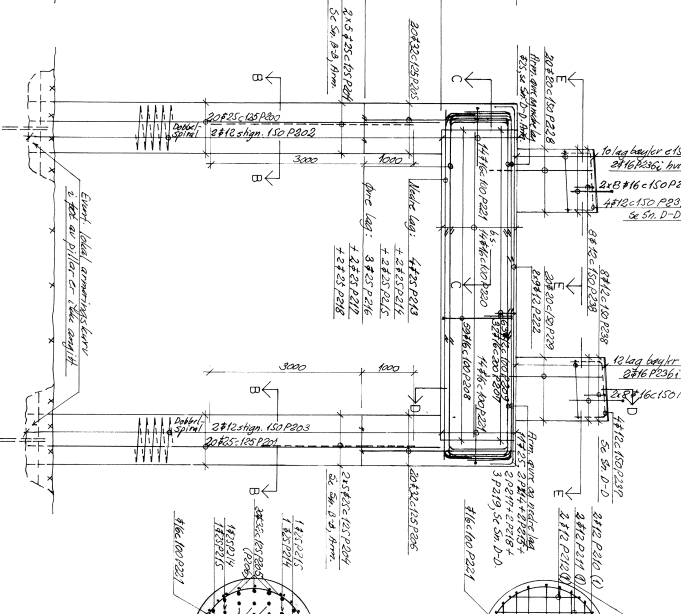
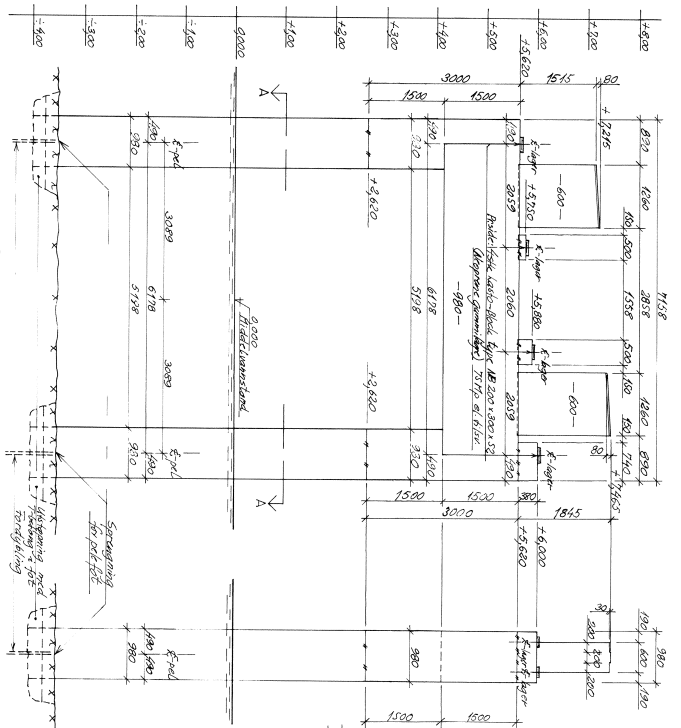
HENVISNINGER:

| Nr. | Forklaring | Dato | Tegn. | Kontroll. |
|-----|------------|------|-------|-----------|
| | | | | |

VEGKONTORRETT I MØRE OG ROVSØDAL FYLKE
 RA 1919 ATLANTERHAVSVEGEN
 PARSELL
HULVÅGEN BRU

OVERSIKT
 1:500, 1:50
 Avsnitt 8
 Planetekst
 8655/01

JOHS. HOLT A.S.
 06. AUGUSTS G 4
 174 001 43 20 00
 Tegn. nr.
8655/01



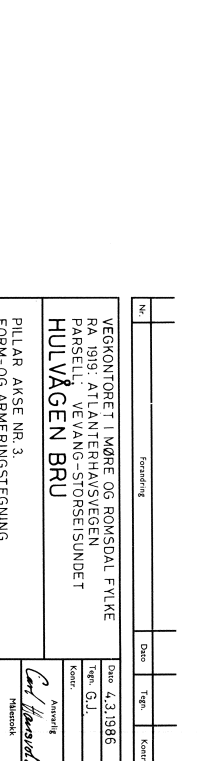
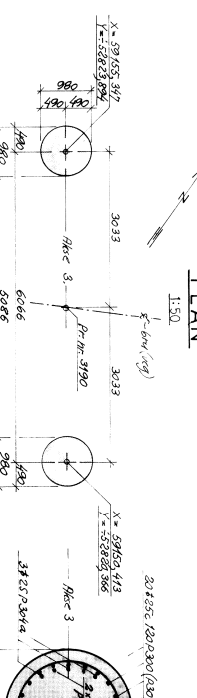
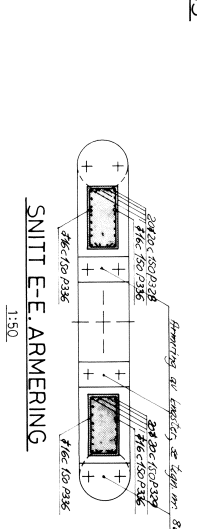
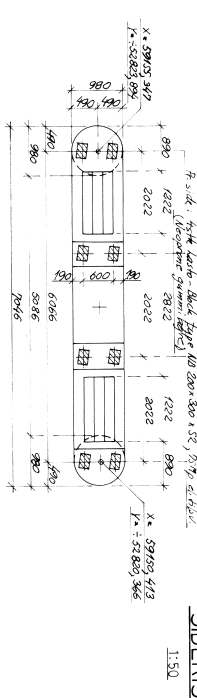
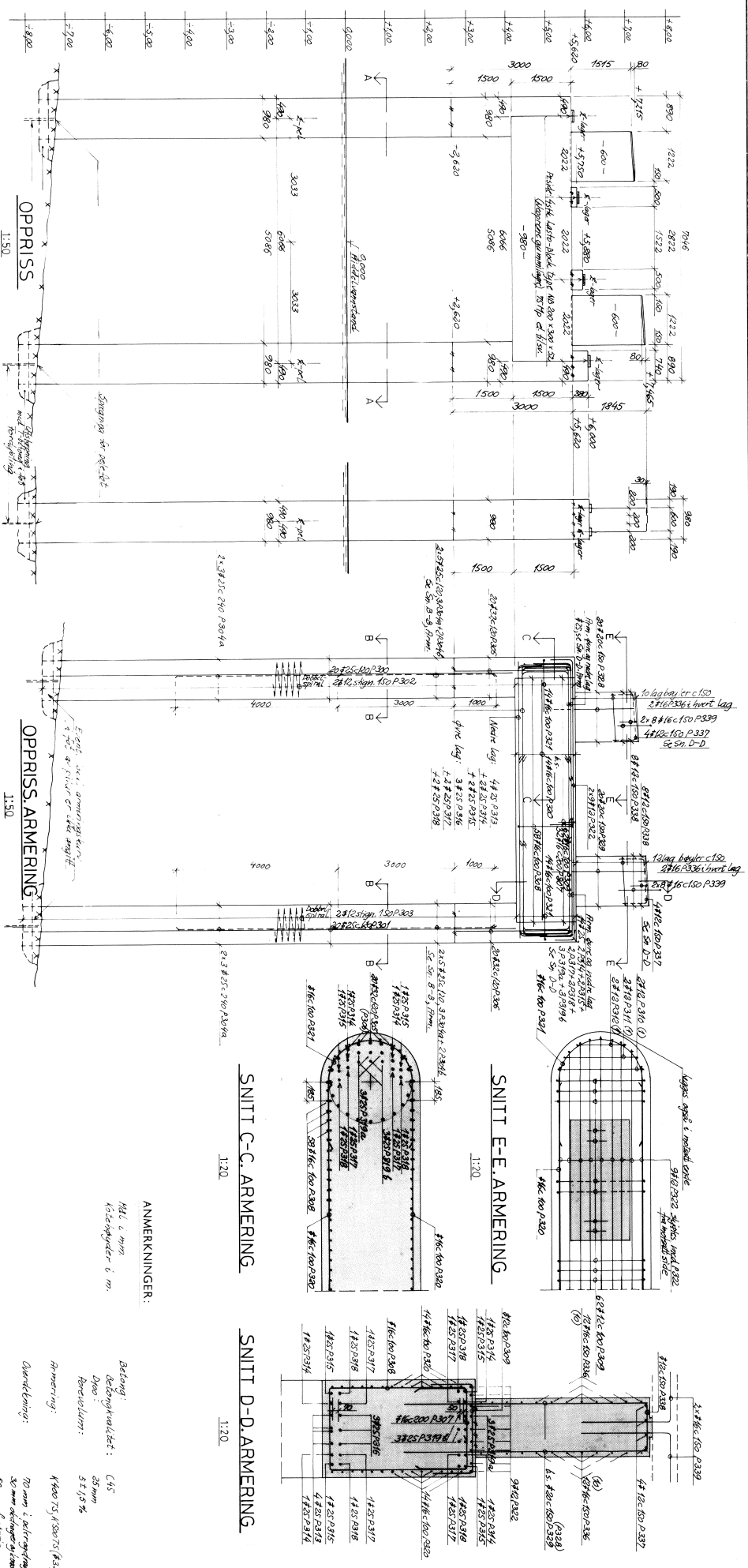
ANMERKNINGER:

- Hull 6 mm.
- Knotthylser 6 mm
- Besting:
- Betongkvalitet: C45
- Diag: 35 mm
- Brevolner: ST 15 mm
- Forming: 44x75, (53075) (342)
- Overdekning: 70 mm i påføringslaget
- Kontrollbrev: 30 mm i påføringslaget
- 30 mm i påføringslaget
- divert landfyll eller NS 3414

HEMVISNINGER:

- 183397 G.1
- 163397 G.1
- Dato 19.2.1987
- 150, 120

| | | | |
|--|-----------|--------------|-------|
| Diverse tilføyelser | | 183397 G.1 | |
| A Forandret form og armering av dragar | | 163397 G.1 | |
| Nr | Formering | Dato | Tegn. |
| VEGKONTORETTI MØRE OG ROMSDAL FYLKE | | | |
| RA 1919 ATLANTEHAVSVEGEN | | | |
| PARSELL: VEVANG-STORSÆSUNDET | | | |
| HULVÅGEN BRU | | | |
| PILAR ANSE NR. 2. | | | |
| FORM- OG ARMERINGSTEGNING | | | |
| Arbeidsgiver | | Arbeidsgiver | |
| Johs. Holtas | | Johs. Holtas | |
| 1919, 1919, 1919 | | 150, 120 | |
| 86555 | | 208 | |



ANMERKNINGER:

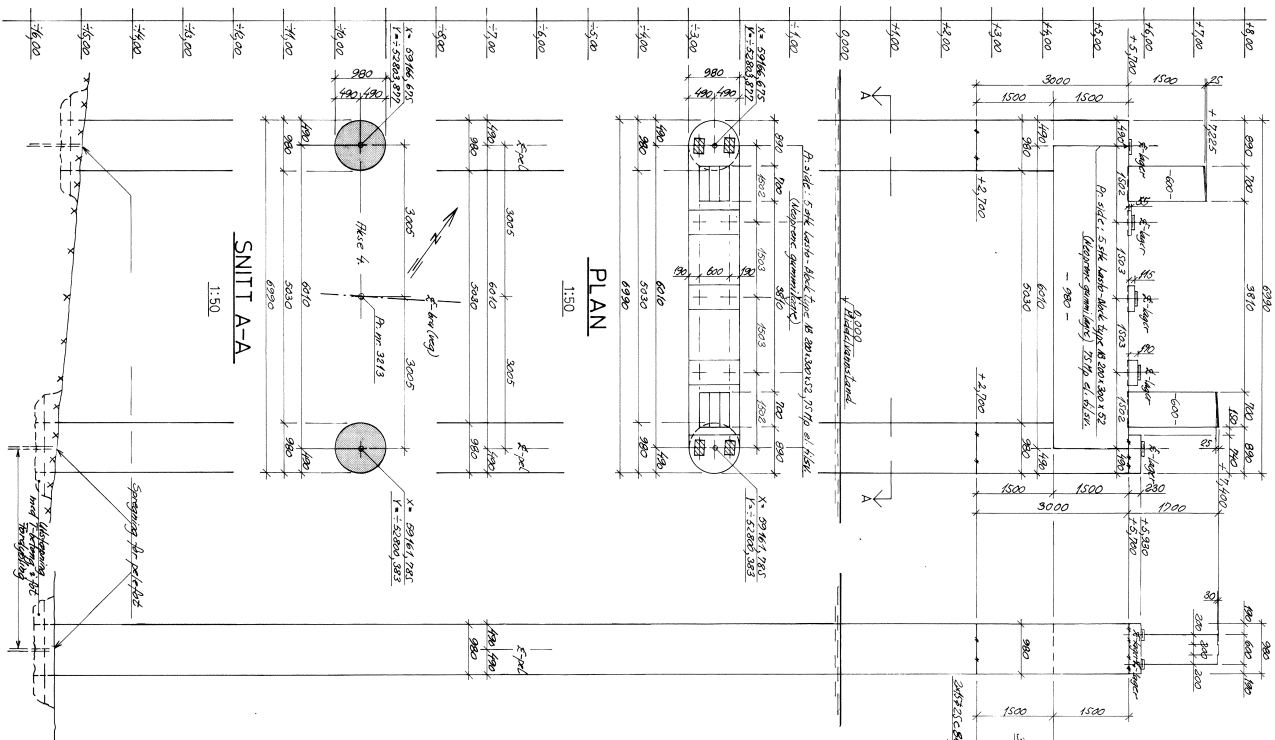
Betong: 40 MPa, 20°C
 Armering: 400 MPa, 20°C
 Decksjikt: 100 mm
 Damp: 20 mm
 Betondekkning: 50 mm
 Kontrollklasse: K100 (S100) (R100)
 70 mm x 20 mm
 30 mm dekkning
 50 mm dekkning
 Utvidet kontrollklasse
 etter SS 8474

HENVISNINGER:

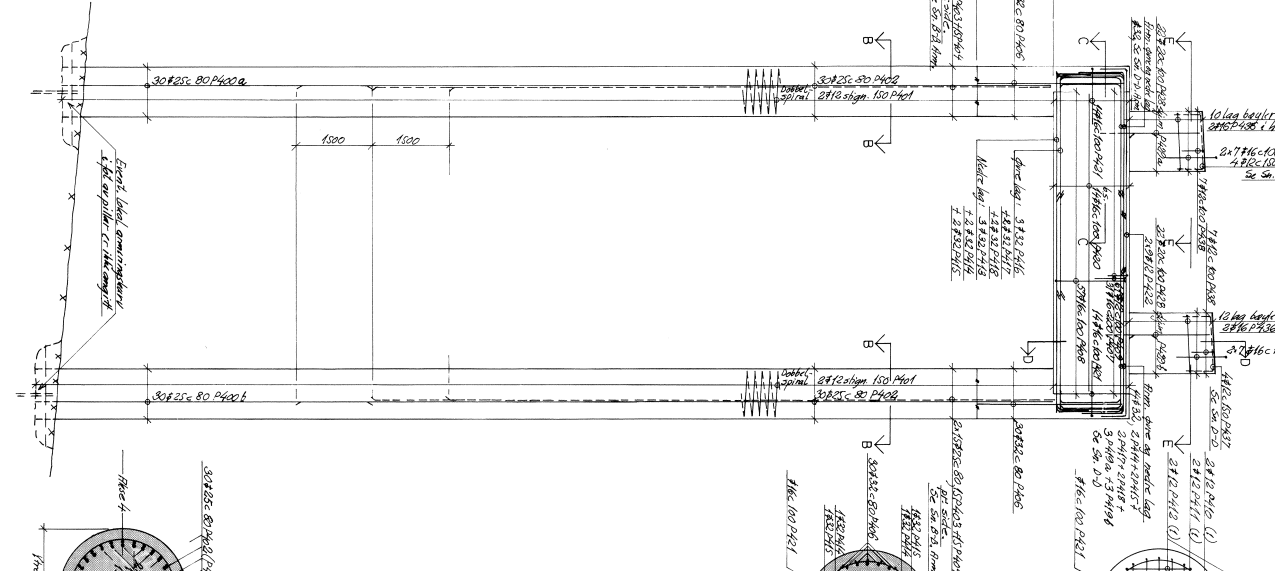
Sign nr.: 8655/20; Skisse; Snitt E-E, Armering.
 Snitt E-E.

| | | | | |
|---|------------|--|-------|--------|
| Nr. | Forordning | Dato | Sign. | Kontor |
| | | | | |
| VEGKONTORET I VØRE OG RONGSDAL FILKE RA 1919 ATLANTERHANSVEGEN PARSELLVEVANGSSTORSTUNDET HULVÅGEN BRU PILLAR AKSE NR.3 FORM- OG ARMERINGSTEGNING | | | | |
| Ansatt Cat Hovstad Tegning nr. 8655/30 | | Dato: 4.3.1986 Sign. G.J. Korte: | | |

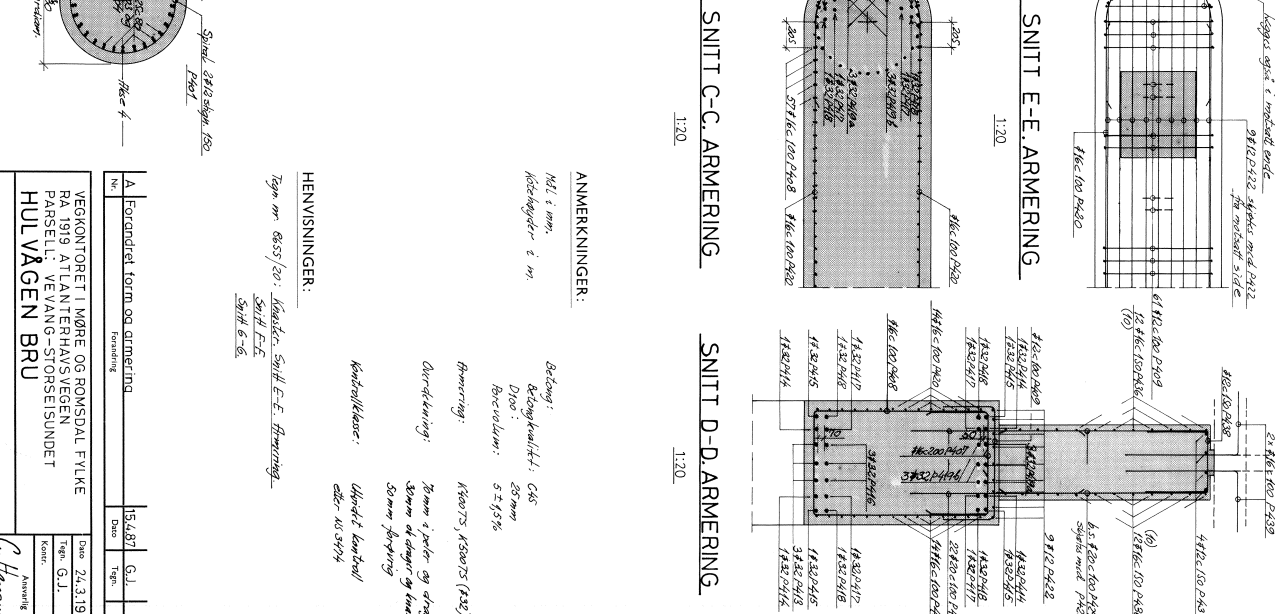
JOHS. HOLT AS
 06. AUGUST 81 4
 17. 1201 43 26 30
 8655/30



PLAN
1:50



SNITT A-A
1:50



SNITT B-B, ARMERING
1:20

OPPRISS
1:50

SIDERISS
1:50

OPPRISS, ARMERING
1:50

SNITT C-C, ARMERING
1:20

SNITT E-E, ARMERING
1:20

SNITT D-D, ARMERING
1:20

ANMERKNINGER:

- Mål i mm.
- Betongkvalitet: C45
- Døst: 25 mm
- Armering: A500S, A500S (232)
- Overdekning: 20 mm i jern og stang, 30 mm ved støper og kanten, 50 mm i jernpynt
- Kontrollklasse: Utvalgt kontroll etter NS 3994

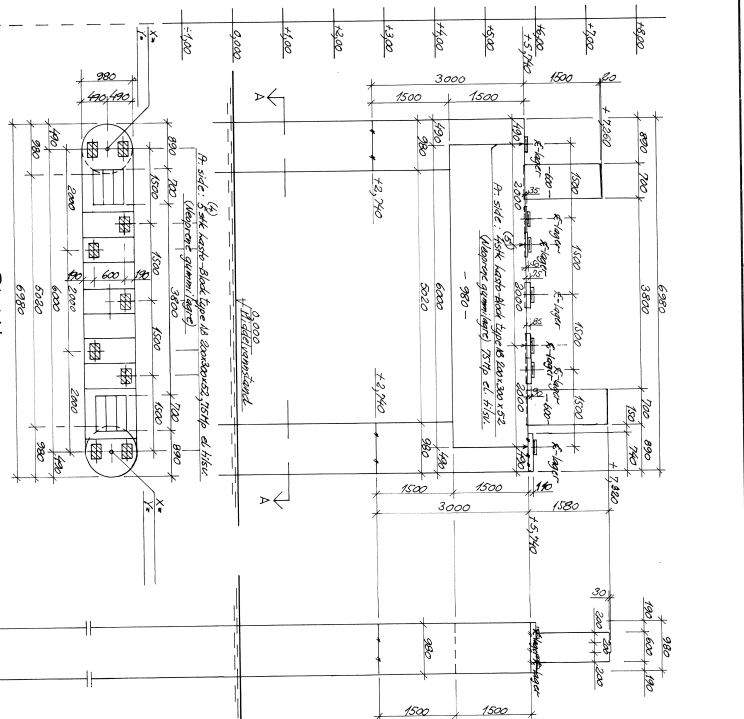
HENVISNINGER:

Tegn nr. 8657/20. Skaler: SNITT E-E: Hverving.
SNITT E-E
SNITT E-E

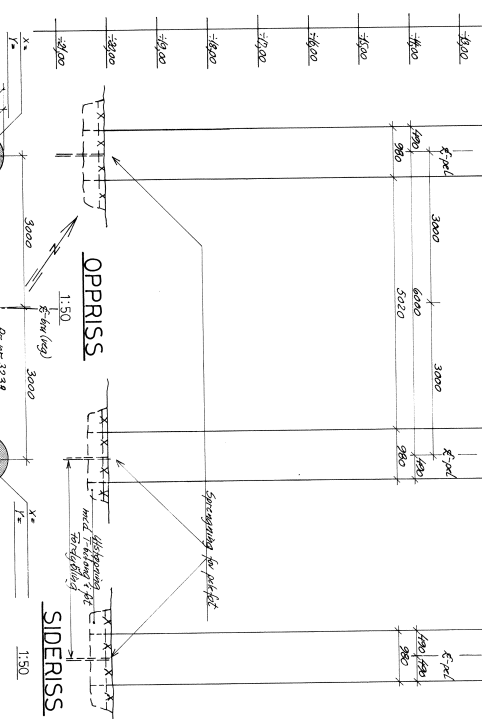
| No. | Forandret form og armering | Dato | Utskrevet |
|-----|----------------------------|---------|-----------|
| A | | 15.08.7 | G.L. |

| | |
|---|--|
| VEGKONTORET I MØRBE OG RONSDAL FYLKE RA 1919 ATLAN TERHÅVSVEGEN PARSELL: VE VÅGEN - STØPSEISUNDET HULVÅGEN BRU | Dato: 24.3.1987 Tegn: G.L. Skala: 1:50 |
|---|--|

JOHS HOLT A/S
 36 TORSHUS
 0450 TORSHUS
 31 12 021 42 28 90
 Tegn nr. 8655/40A



PLAN
1:50

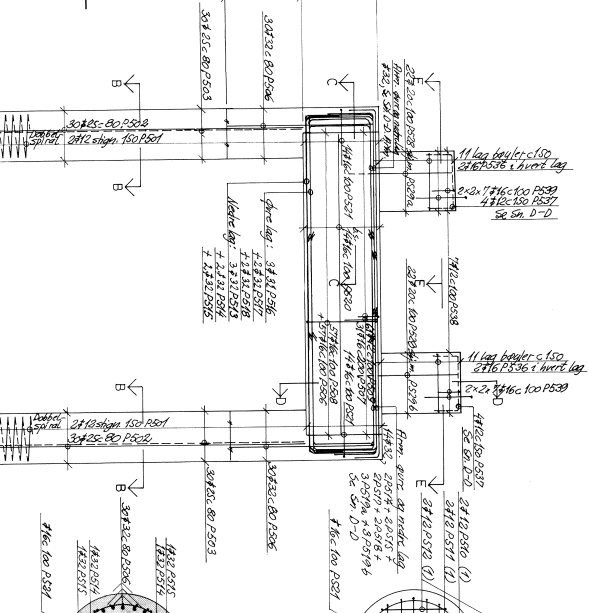


OPPRISS
1:50

SIDERISS
1:50

SNITT A-A
1:50

SNITT B-B
1:20



SNITT C-C. ARMERING
1:20

SNITT E-E. ARMERING
1:20

SNITT D-D. ARMERING
1:20

ANMÆRKNINGER:

Mål i mm.
Køledybet i m.

Betong:
Arbejdskondit.: C45
Dno: 35 mm
Porebeton: 5 % 1,5 %

Armering:
400/75, 400/75 (A5)

Overdekning:
70 mm i poter og dragere,
30 mm de dragere og sømme,
30 mm forbering

Indviklingsklasse:
Mindste kombinal
den 40 3474

HENVISNINGER:

Tegn nr. 8655/50. Løsnings. Snit E-E. Armering.
Snit E-E.
Snit B-B.

| Nr. | Førendret form og dimensning | Dato | Typ. | Kont. |
|-----|------------------------------|---------|------|-------|
| A | | 15.5.87 | S.L. | |

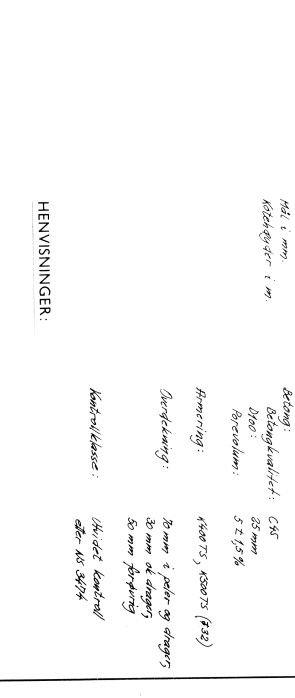
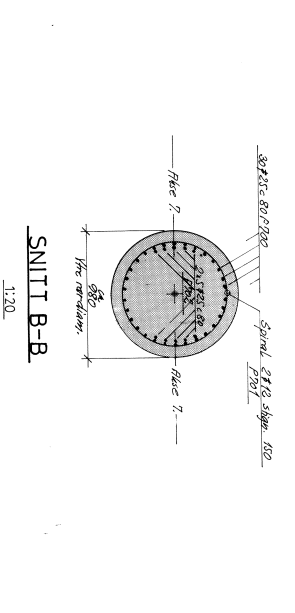
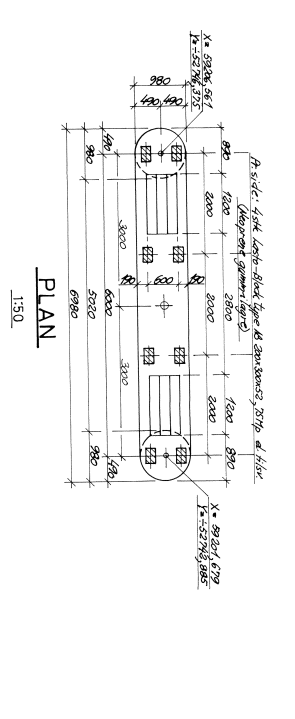
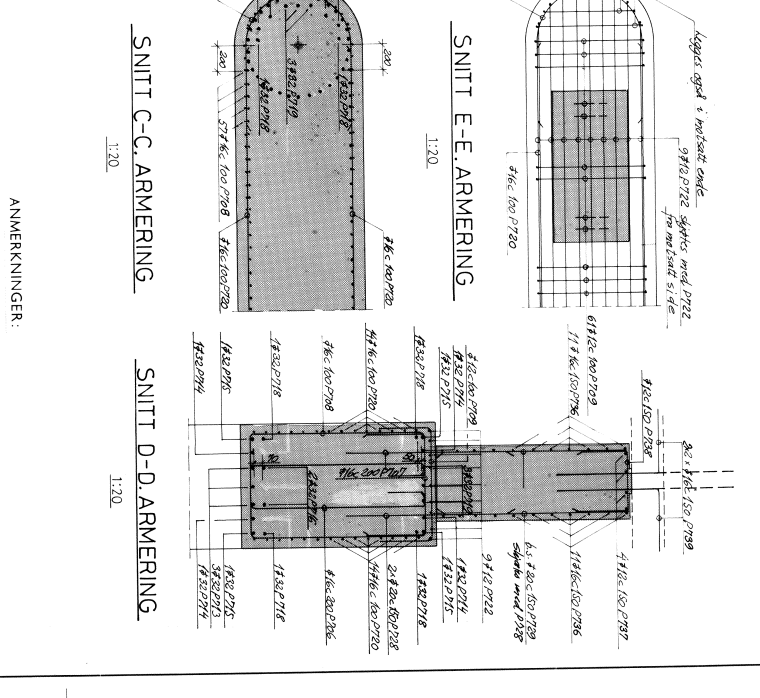
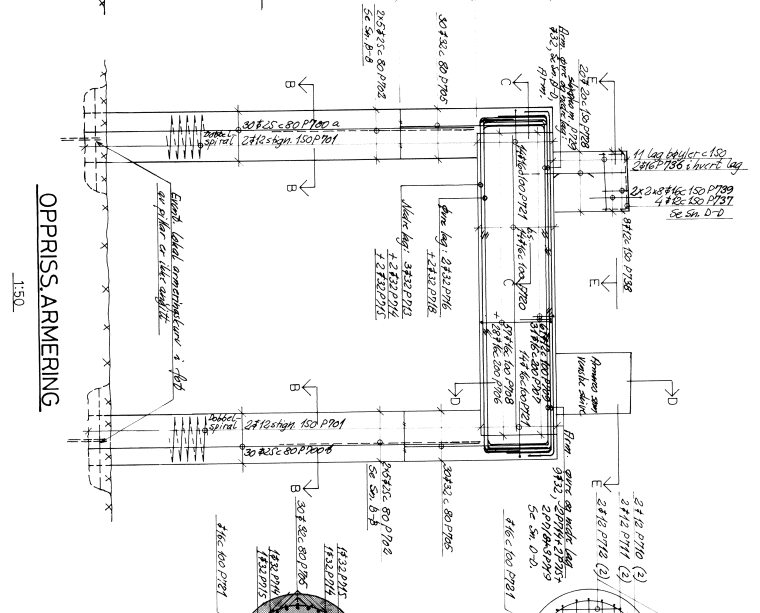
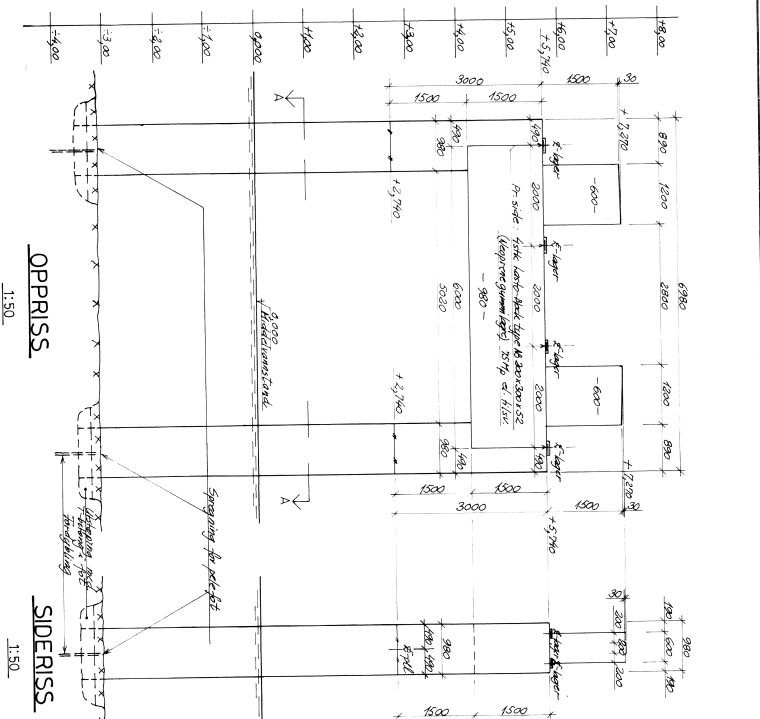
VEKONTORRET I MØRE OG ROVSØDAL FYLKE
RA 1919. ATTLANTERRHVAISEGEN
PARSELLA VEVANG-STØMSELSKAPET
HUL VÅGEN BRU

PILLAR ARSE NR. 5
FORM- OG ARMERINGSTEGNING

Arbejdet
C. Hansson

Tegnet nr.
1:50, 1:20
8655/50A

JOHNS HOLT AS
TEKNISSKEMER OG PROJEKTERING
NO. 4010155 014
17. 001 43 28 00



ANMERKNINGER:

Høi: 1,00 m
Kistehøyde: 1,00 m
Bekning:
Bekningstykke: 200
Diameter: 200
Armering:
Armering: 4000 x 4000 (122)

HENVISNINGER:

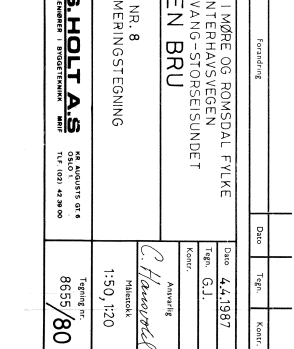
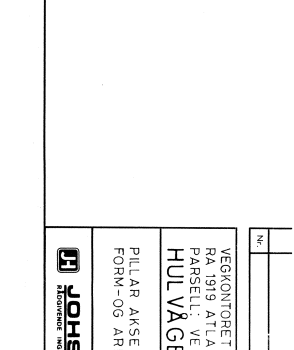
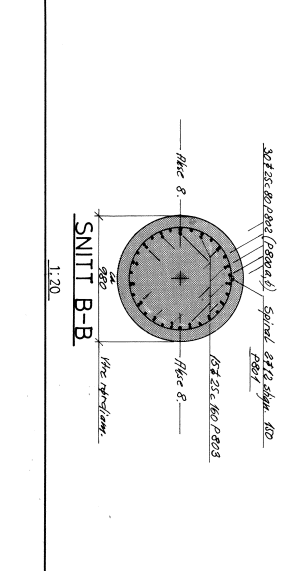
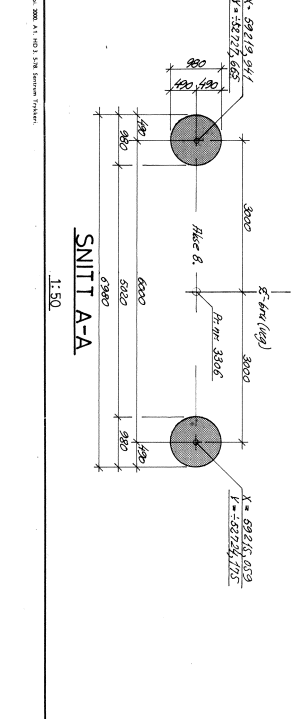
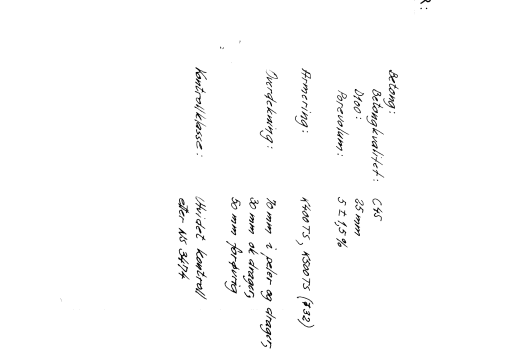
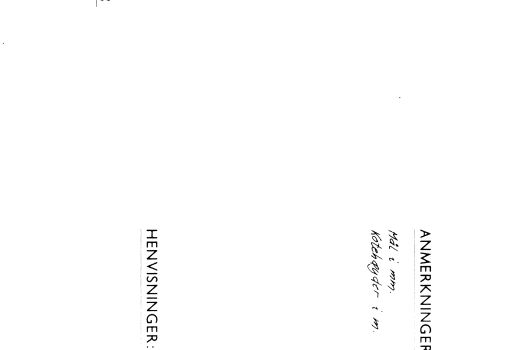
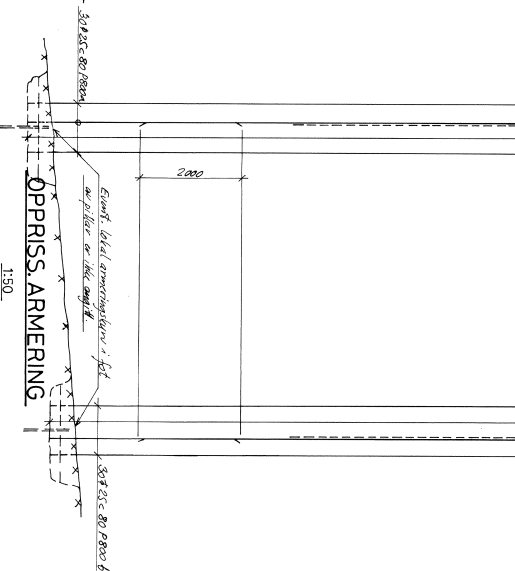
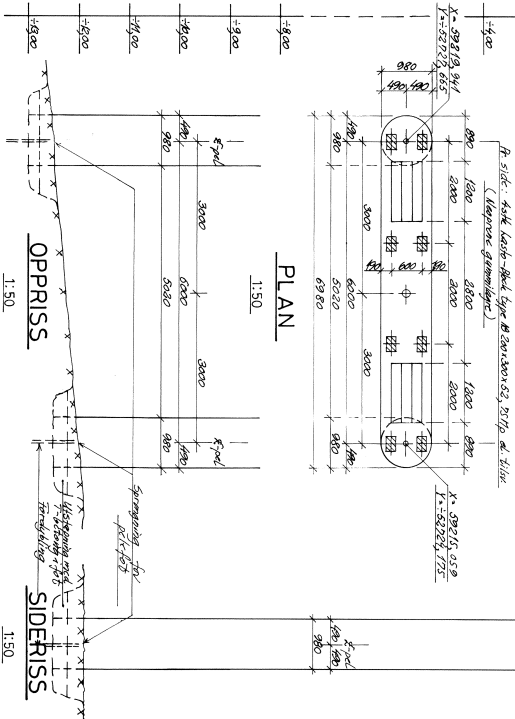
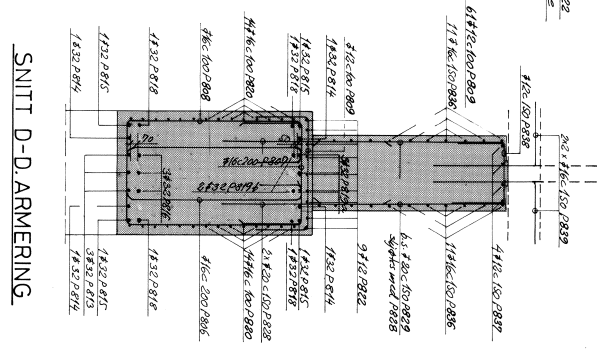
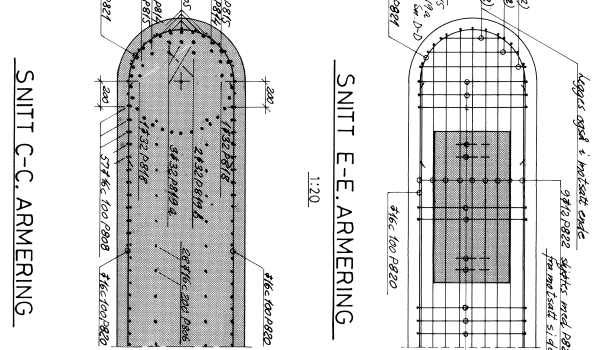
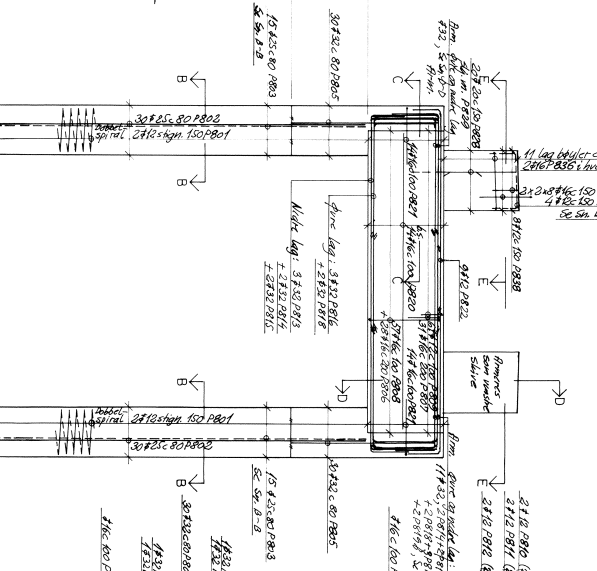
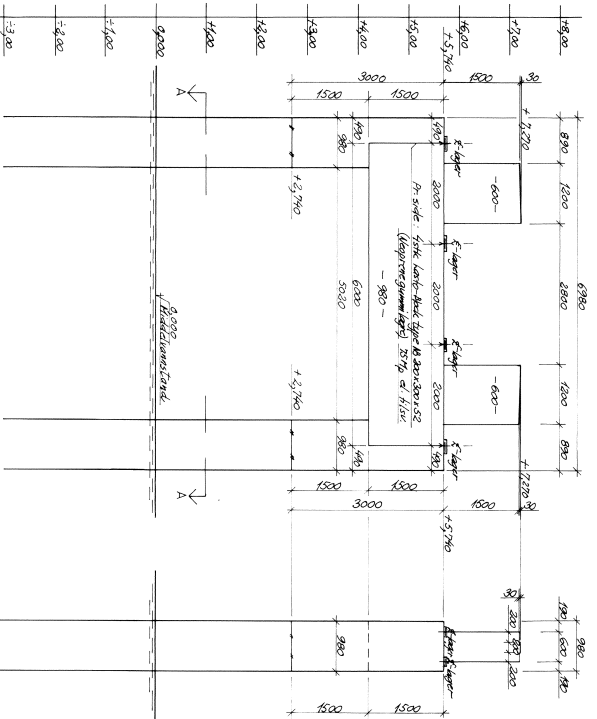
Armering:
Armering: 20 mm i jevn og diagon
30 mm i diagon
30 mm i jevn
Armering:
Armering: 20 mm i jevn og diagon
30 mm i diagon
30 mm i jevn

| No. | Forordning | Dato | Tegn. | Kont. |
|-----|------------|------|-------|-------|
| | | | | |

VEGRONTORET I MØRE OG ROMSDAL FYLKE
PÅ 1919 ATLANTERHAVSVÆGEN
PÅ SEILL, VEYANG-STØREISUNDET
HULVÅGEN BRU
PILLAR AKSE NR. 7
FORM- OG ARMERINGSTEGNING

JOHNS HOLT A/S
28. AUGUST 1978
04.07.1978
11.10.1978 42.30.00

Tegning nr.
8655 / 70



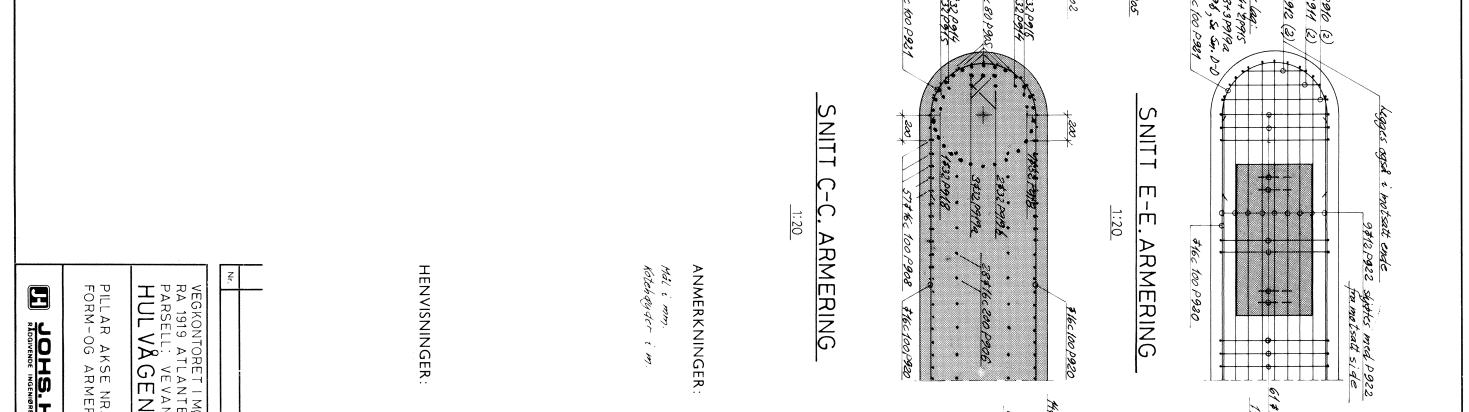
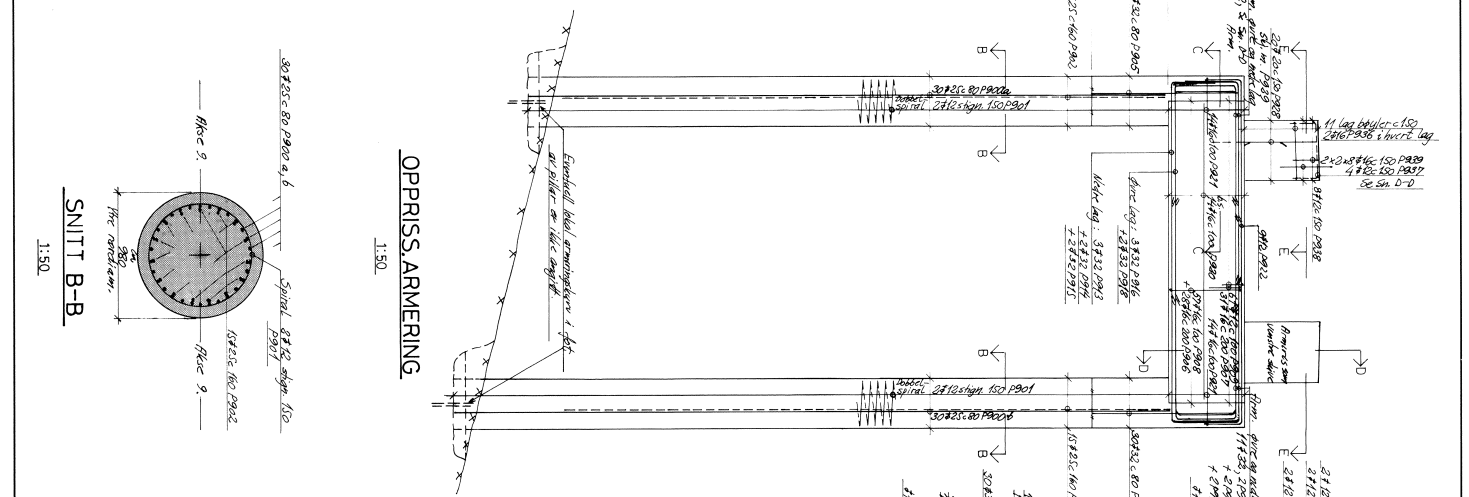
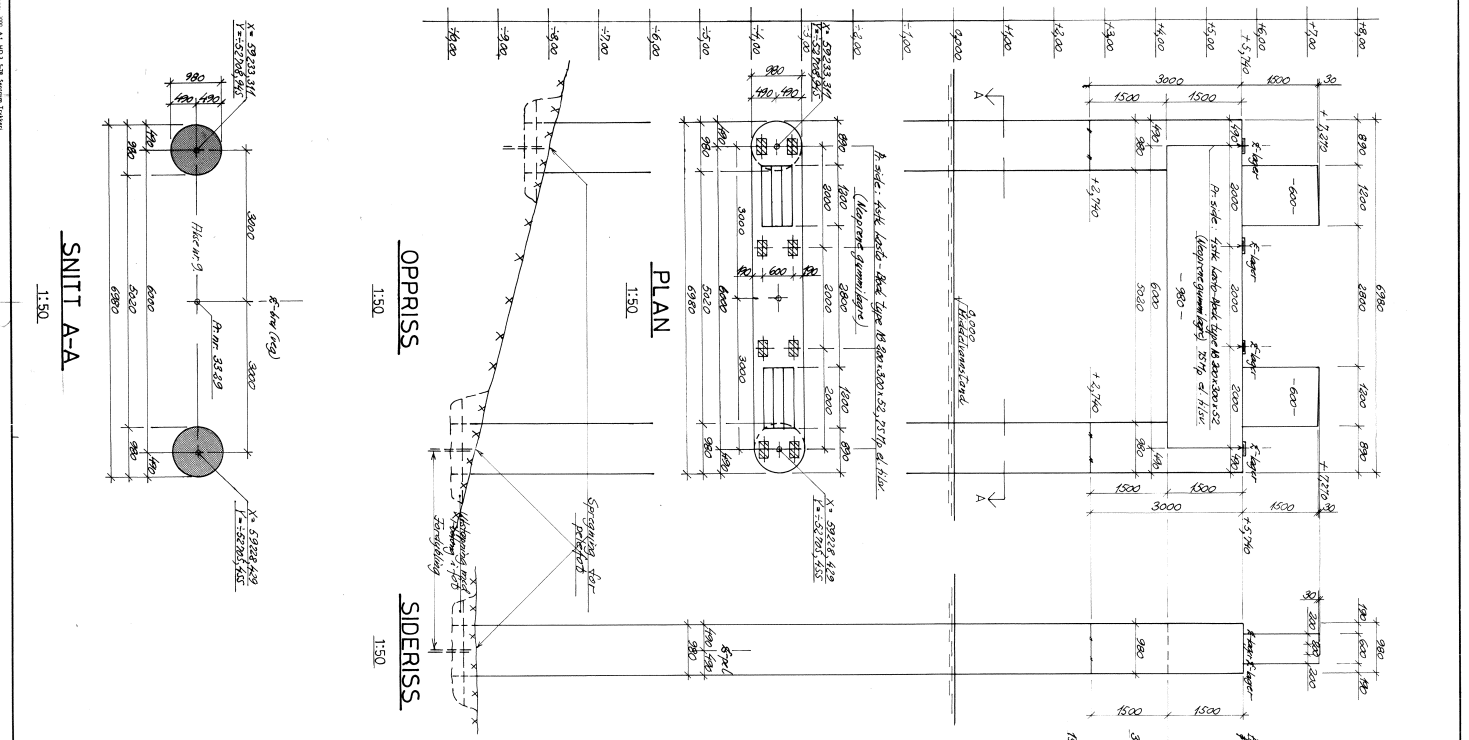
| NO | Formering | Dato | Tegn | Kontroll |
|----|-----------|------|------|----------|
| | | | | |

ANMERKNINGER:
 Høyt i mm: 83mm
 Bredde i mm: 52 i 15%
 Armering: 450/75, 450/75 (1/2)
 Fordekkning: 30 mm i alle retninger
 50 mm fortryk
 Korrupsjonsklasse: 1/40 det konstant eller 1/45 30/75

HENVISNINGER:

VEKONTORET I MØRE OG ROMSDAL FYLKE
 RA 1919 ATLANTERHAVSVÆGEN
 PARSELL: VEVANG-STORSEISUNDET
 HULVÅGEN BRU
 PILLAR AKSE NR. 8
 FORM- OG ARMERINGSTEGNING

Dato: 4.1.1987
 Tegn: G.J.
 Kontroll: *Ch. Hovland*
 Tegning nr.: 8655/80



ANMERKNINGEN:

Arbeid: 100%
 Betongkvalitet: C35
 Øbet: 35 mm
 Betongvolumen: 52,17 m³
 Armering: 4000'S, 4000'S (32)
 Verktøy: 30 mm s, 20 mm og 10 mm
 30 mm dekkings
 30 mm porseleng
 1/4 dekket kantbånd
 400-AK 3474

HEMVISNINGER:

1/4 dekket kantbånd
 400-AK 3474

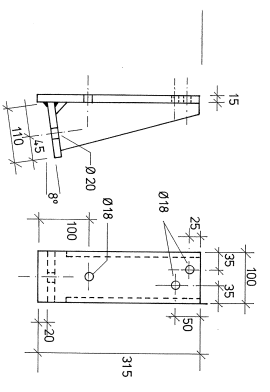
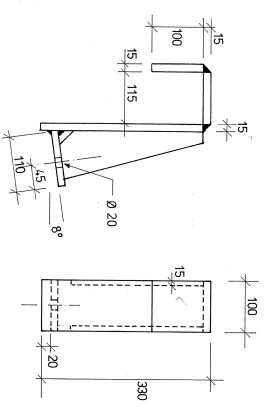
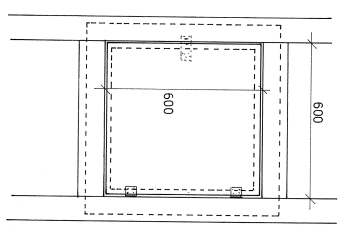
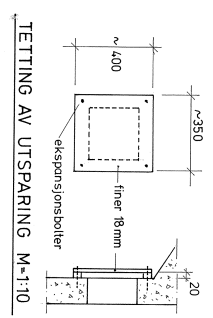
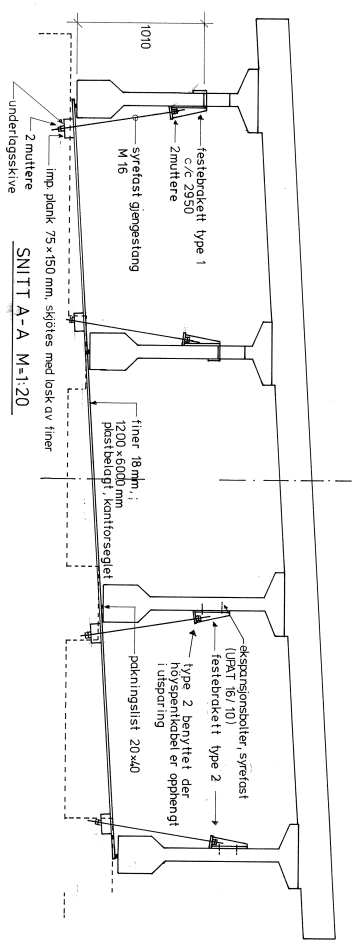
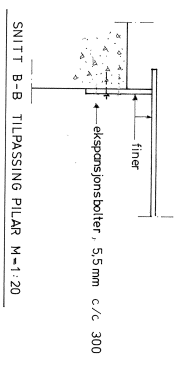
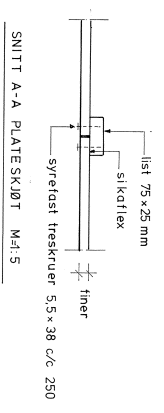
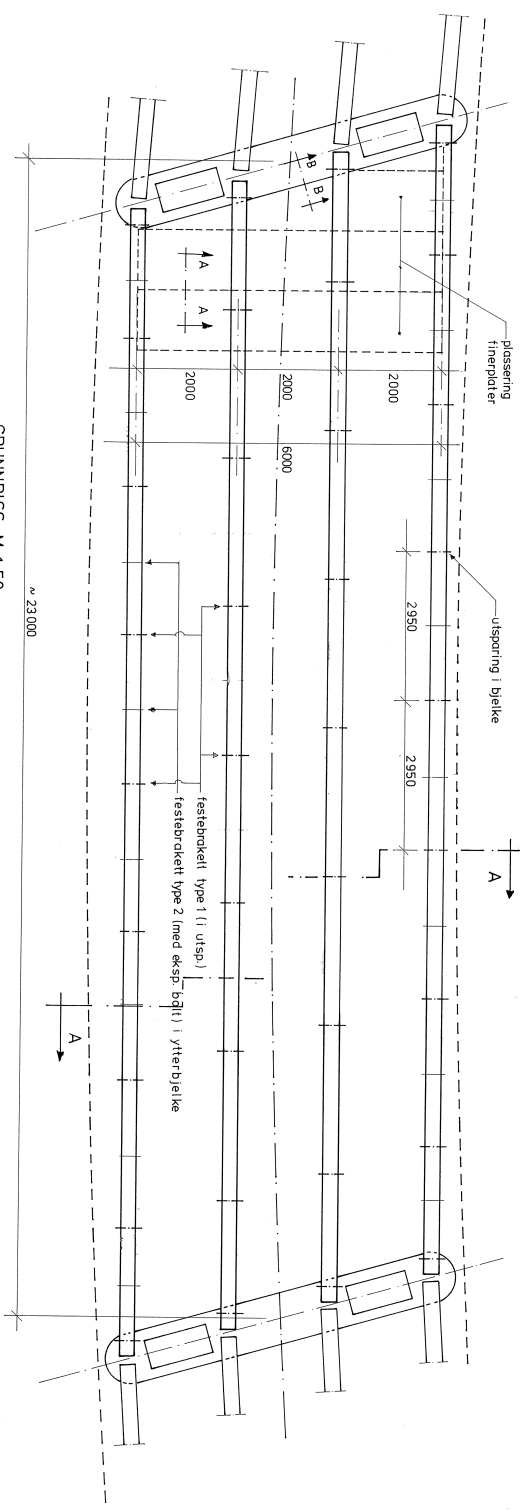
SNITT A-A
 1:50

SNITT B-B
 1:50

SNITT C-C, ARMERING
 1:20

SNITT E-E, ARMERING
 1:20

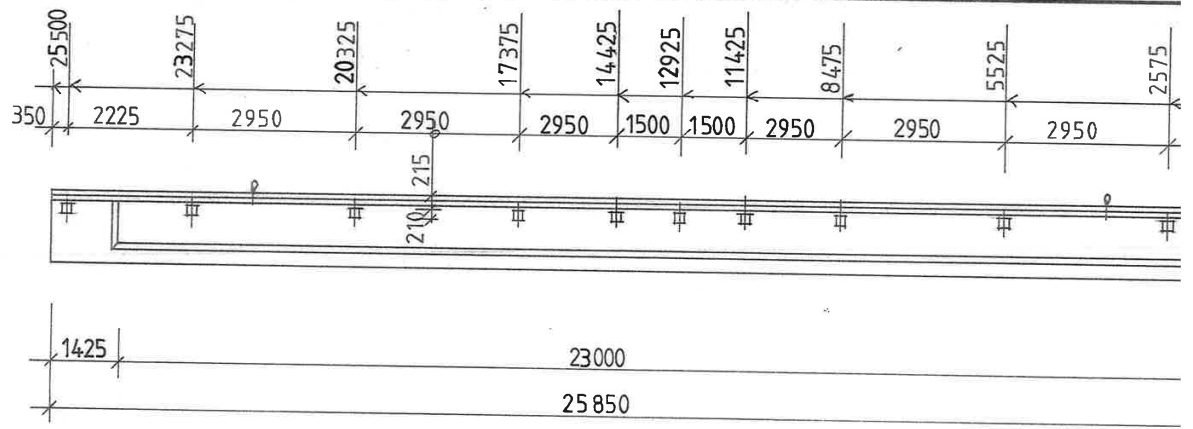
SNITT D-D, ARMERING
 1:20



- Sam telling mellom finer og betong og finer mot treverk, benyttes sikatteks

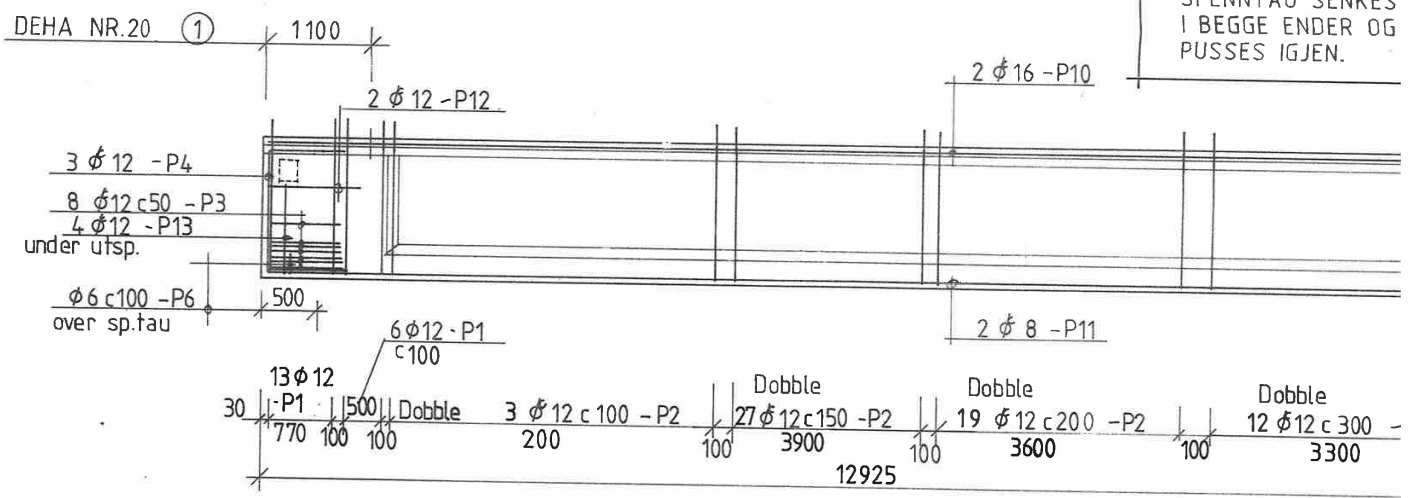
| | | |
|----------------------------------|---------------------|---------------|
| Rv 64, H/D 15 | MAKESKISSE | FRØY UFAST SL |
| 2182 HULVAGEN BRU | TRÅK | |
| INNKLEDDING BJELKER | FINER | DM, LUKA, H/D |
| STATENS VEGVESEN NØRE OG RØMSDAL | PROSJEKTERINGSDATUM | 2182 / 101 |
| MODEL DEN 12.04.96 | DRUKT | 8-5791-A1 |

A.3 Armerings- og formegninger, NIB-bjelke

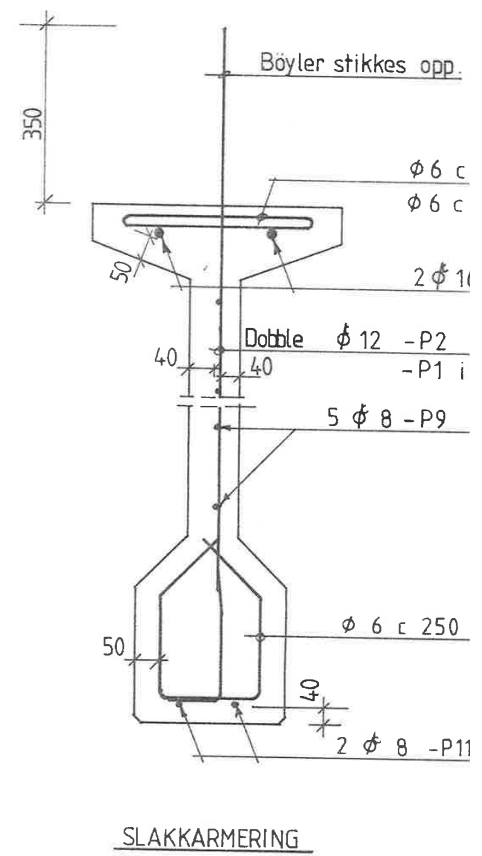
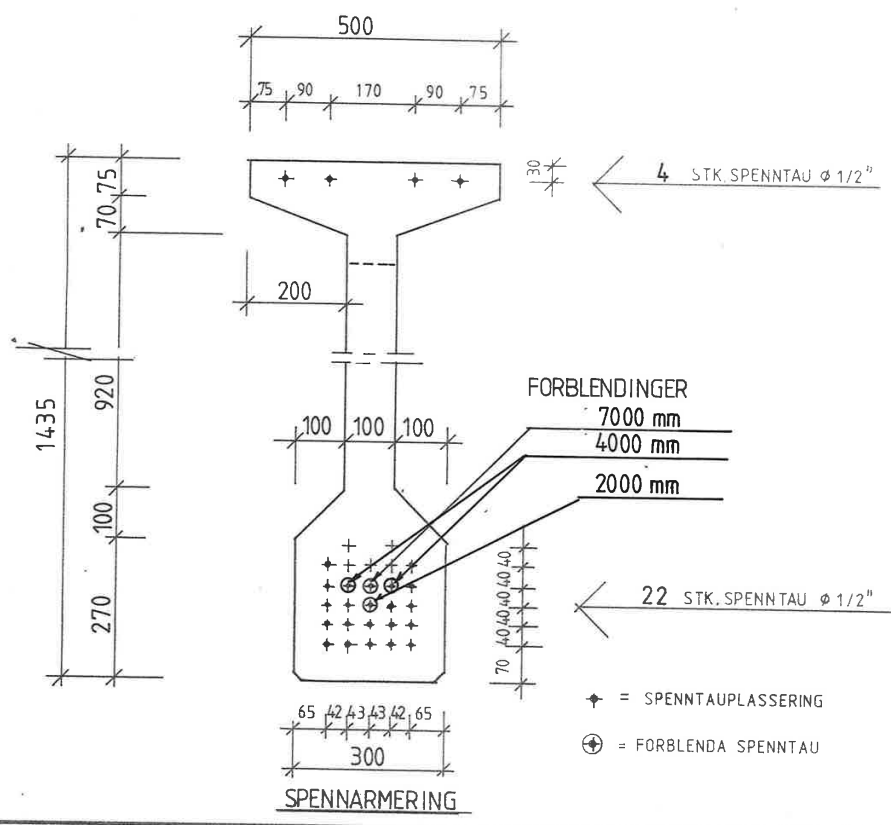


OPPRISS

NB!
SPENNTAU SENKES
I BEGGE ENDER OG
PUSSES IGJEN.




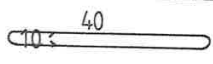


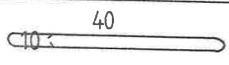
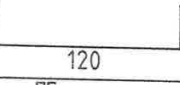
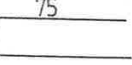

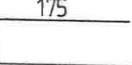
ARMERING



+ = SPENNTAUPLASSERING
⊕ = FORBLENDA SPENNTAU

| | | | | | | |
|---|--|--|--|--|--|--|
| 3 | | | | | | |
|---|--|--|--|--|--|--|

OVERDEKNING : 50 mm (min. 40)

| | | | | | | |
|----|-----|------------|-------|----|--|--------|
| 13 | 12 | 240 | 8 | 20 |  | K400Ts |
| 12 | 12 | 60 | 4 | | R | |
| 11 | 8 | 400 | 2 | | R | K400Ts |
| | | 1200 | 4 | | | |
| 10 | 16 | 400 | 2 | | R | K500Ts |
| | | 1200 | 4 | | | |
| 9 | 8 | 1200 | 10 | | R | K400Ts |
| 8 | ø 6 | spiralarm. | 11+11 | 3 |  | |
| 7 | ø 6 | 100 | 102 | 40 |  | ST.37 |
| 6 | ø 6 | 52 | 12 | 16 |  | |
| 5 | ø 6 | spiralarm. | 121 | 3 |  | |
| 4 | 12 | 220 | 6 | 50 |  | K400Ts |
| 3 | 12 | 167 | 16 | 17 |  | |
| 2 | 12 | 187 | 244 | 12 |  | |
| 1 | 12 | 370 | 38 | 21 |  | |

| | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---|------------|--------|--------|--------|-----------------------------|--------------|
| C 55 (65) | | Pos. nr | Dia. | Kappl. | Antall | Bøying | Kval. | |
| VEKT: 17,63 tonn | | | | | | | | |
| Oppsp. inkl | OK: 131 | | | | | | | |
| låstap. | UK: 139 | | | | | | | |
| Foreskr. oppsp. | OK: 126 UK: 134 | Merke | Forandring | | | Dato | Sign. | |
| Oppsp. før bel. | 20 | ATLANTERHAVSVEIEN, HULVÅGEN. | | | | | Målestokk | Tegn. 5/5-87 |
| Avspenning. | 40 | | | | | | NIB 500/1435 TYPE D - 5 stk | |
| Spenn-arm: | f _y : 170 kN/mm ² A _s : 100 mm ² /tau |  VESTLANDSKE SPENNBETONG A-S 6063 Hjørungavåg Tlf. (070) 92 522 | | | | | Arktiv nr. | A-2228-52 |
| Forlengelse av sp.tau | | | | | | | Tegn. nr. | |
| I O.K.: 287 ± 6 mm | | | | | | | | |
| I U.K.: 308 ± 6 mm | | | | | | | | |

I samarbeid med Østlandske Spennbetong A.S., Hønefoss
Nordenfjeldske Spennbetong A.S., Ferdal og Nordenfjeldske Betonelement A.S., Trondheim

Vedlegg B

Krefter

Vedlegget inneholder beregning av vindlaster og tabeller med krefter som er benyttet i denne oppgaven. I den rekkefølgen de ligger viser vedleggene:

B.1 Beregning av vindlaster

B.2 Krefter i bru med kontinuerlig overbygning

B.3 Krefter i bru med fritt opplagt overbygning

B.4 Multiplikasjonsfaktorer for laster i brudd- og bruksgrensetilstanden

B.1 Beregning av vindlaster

Vindlaster i henhold til NS-EN 1992-1-4

Retningsfaktor for forskjellige vindretninger

EK1-1-4 (NA.4.1)

$$c_{dir} := 1.0$$

Årdsfaktor

EK1-1-4, (NA.4.1)

$$c_{season} := 1.0$$

Nivåfaktor

EK1-1-4, (NA.4.1)

$$c_{alt} := 1.0$$

Sannsynlighetsfaktor for returperiode tilsvarende restlevetiden på 70 år

EK1-1-4, (4.2)

Variasjonskoeffisient for ekstremverdifordeling

$$K := 0.2$$

Eksponent

$$n := 0.5$$

Sansynlighet for overskridelse et tilfeldig valgt år

$$p := \frac{1}{70} = 0.014$$

$$c_{prob} := \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n = 1.019$$

Referansvindhastighet i Eide kommune

EK1-1-4, tabell
NA.4(901,1)

$$v_{b,o} := 29 \frac{m}{s}$$

Basisvindhastighet

EK1-1-4, (NA.4.1)

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,o} = 29.548 \frac{m}{s}$$

Terrengruhet

EK1-1-4, (4.4)

Terrengruhetsfaktor for terrengekategori 1

EK1-1-4, tabell NA.4.1

$$k_T := 0.17$$

Ruhetslengde for terrengekategori 1

$$z_0 := 0.01m$$

Omtrentlig høyde fra middelvannstand til kjørebane

$$h_0 := 8m$$

Minimumshøyde

EK1-1-4, tabell NA.4.1

$$z_{min} := 2m$$

Maksimumshøyde

$$z_{\max} := 200\text{m}$$

Stedshøyde

$$z := \max(z_{\min}, h_0) = 8\text{ m}$$

$$z := \min(z_{\max}, h_0) = 8\text{ m}$$

$$C_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.136$$

Terrengformfaktor

$$C_0 := 1.0$$

Stedsvindhastighet

EK1-1-4, (4.3)

$$v_m := C_r \cdot C_0 \cdot v_b = 33.577 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindhastighetstrykk

Vanlig luft densitet

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

EK1-1-4, NA.4.5

Toppfaktor

$$k_p := 3.5$$

Turbulensfaktor

$$k_1 := 1.0$$

Turbulensintensitet

EK1-1-4, (4.7)

$$I_v := \frac{k_1}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.15$$

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) = 1.443 \times 10^3 \text{ Pa}$$

EK1-1-4, NA.4.8

Formfaktor for vind i tverretning

Høyde på bjelkelag

$$h_b := 1435\text{mm}$$

Påstøpens tykkelse

$$t_p := 250\text{mm}$$

Asfalttykkelse

$$t_a := 120\text{mm}$$

Tillatt kjøretøyshøyde

$$h_k := 2.5\text{m}$$

Bruas totale bredde

$$b := 7300\text{mm}$$

d_{tot} uten trafikk med åpent parapert og sikkerhetsnettverk

EK1-1-4, 8.3.1

$$d_{\text{tot.ut}} := h_b + t_p + t_a + 1.2\text{m} = 3.005\text{m}$$

d_{tot} med trafikk

EK1-1-4, 8.3.1

$$d_{\text{tot.mt}} := h_b + t_p + t_a + h_k = 4.305\text{m}$$

Formfaktor uten trafikk

EK1-1-4, Figur 8.3

$$\frac{b}{d_{\text{tot.ut}}} = 2.429$$

$$C_{d.\text{ut}} := 1.8$$

Formfaktor med trafikk

EK1-1-4, Figur 8.3

$$\frac{b}{d_{\text{tot.mt}}} = 1.696$$

$$C_{d.\text{mt}} := 2.3$$

Formfaktor for vind i vertikalretning

$$C_L := 0.9$$

Vindlast uten trafikk

HB N400 (5.7)

$$\begin{pmatrix} q_{D.\text{ut}} \\ q_{L.\text{ut}} \\ q_{Y.\text{ut}} \end{pmatrix} := q_p \cdot \begin{pmatrix} C_{d.\text{ut}} \cdot d_{\text{tot.ut}} \\ C_L \cdot b \\ 0.25 \cdot C_{d.\text{ut}} \cdot d_{\text{tot.ut}} \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \text{Vindlast i tverretning uten trafikk} \\ \text{Vindlast i vertikalretning uten trafikk} \\ \text{Vindlast i lengderetning uten trafikk} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} q_{D.\text{ut}} \\ q_{L.\text{ut}} \\ q_{Y.\text{ut}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7.803 \\ 9.478 \\ 1.951 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast med trafikk

HB N400 (5.7)

$$\begin{pmatrix} q_{D.\text{mt}} \\ q_{L.\text{mt}} \\ q_{y.\text{mt}} \end{pmatrix} := q_p \cdot \begin{pmatrix} C_{d.\text{ut}} \cdot d_{\text{tot.mt}} \\ C_L \cdot b \\ 0.25 \cdot C_{d.\text{ut}} \cdot d_{\text{tot.mt}} \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \text{Vindlast i tverretning med trafikk} \\ \text{Vindlast i vertikalretning med trafikk} \\ \text{Vindlast i lengderetning med trafikk} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} q_{D.\text{mt}} \\ q_{L.\text{mt}} \\ q_{y.\text{mt}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 11.178 \\ 9.478 \\ 2.795 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

B.2 Krefter i bru med kontinuerlig overbygning

Tabell B.1: Krefter i ytre samvirkebjelker

| | | Krefter i lengste kontinuerlige spenn | | | Krefter i lengste endespenn | | |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|-------------|-----------|-----------------------------|-------------|-----------|
| | | Mo [kNm] | Mf [kNm] | V [kN] | Mo [kNm] | Mf [kNm] | V [kN] |
| Modell 1 | Trafikklast | -727 | 879 | 231 | -682 | 909 | 230 |
| | Egenlast asfalt (g4) | -273 | 180 | 64 | -269 | 198 | 68 |
| | Vindlast | -127 | 83 | 30 | -125 | 91 | 32 |
| | Rekkverk | -24 | 11 | 7 | -22 | 13 | 6 |
| Modell 2 | Egenlast NIB og dekke (g1+g2) | 0 | 1464 | 220 | 0 | 1058 | 187 |
| Modell 3 | Temperaturlast | -336 | 441 | 0 | -427 | 280 | 19 |
| Hånd- beregninger | Moment omlagring etter 30 år | 297 | 297 | 0 | 297 | 149 | -13 |
| | Moment omlagring etter 100 år | 278 | 278 | 0 | 278 | 139 | -12 |

Tabell B.2: Krefter i indre samvirkebjelker

| | | Krefter i lengste kontinuerlige spenn | | | Krefter i lengste endespenn | | |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|-------------|-----------|-----------------------------|-------------|-----------|
| | | Mo [kNm] | Mf [kNm] | V [kN] | Mo [kNm] | Mf [kNm] | V [kN] |
| Modell 1 | Trafikklast | -806 | 902 | 265 | -702 | 939 | 253 |
| | Egenlast asfalt (g4) | -338 | 198 | 82 | -295 | 219 | 75 |
| | Vindlast | -146 | 88 | -35 | -130 | 97 | 33 |
| | Rekkverk | -5 | 7 | 1 | -5 | 7 | 1 |
| Modell 2 | Egenlast NIB og dekke (g1+g2) | 0 | 1658 | 250 | 0 | 1197 | 212 |
| Modell 3 | Temperaturlast | -353 | 463 | 0 | -448 | 293 | 19 |
| Hånd- beregninger | Momentomlagring etter 30 år | 250 | 250 | 0 | 250 | 125 | -11 |
| | Momentomlagring etter 100 år | 230 | 230 | 0 | 230 | 113 | -10 |

B.3. Krefter i bru med fritt opplagt overbygning

Tabell B.3: Krefter i tverrbærer i akse 8

| | Laster | Mo [kNm] | Mf [kNm] | V [kN] |
|-----------------|-------------------------------|-----------------|-----------------|---------------|
| Modell 1 | Trafikklast | -17 | 686 | 362 |
| | Egenlast asfalt (g4) | -10 | 244 | 126 |
| | Vindlast | -5 | 107 | 55 |
| | Rekkverk | -3 | -3 | 0 |
| Modell 5 | Egenlast NIB og dekke (g1+g2) | -52 | 978 | 543 |

B.3 Krefter i bru med fritt opplagt overbygning

Tabell B.4: Krefter i fritt opplagt bru

| | Laster | Lengste spenn | | | |
|-----------------|-------------------------------|-----------------------|---------------|------------------------|---------------|
| | | Ytre T-bjelker | | Indre T-bjelker | |
| | | Mf [kNm] | V [kN] | Mf [kNm] | V [kN] |
| Modell 4 | Trafikklast | 1465 | 208 | 1478 | 232 |
| | Egenlast asfalt (g4) | 448 | 66 | 476 | 75 |
| | Vindlast | 203 | 30 | 214 | 33 |
| | Rekkverk | 23 | 6 | 21 | 2 |
| Modell 2 | Egenlast NIB og dekke (g1+g2) | 1464 | 220 | 1658 | 250 |

Tabell B.5: Krefter i tverrbærer i akse 8

| | Laster | Mo [kNm] | Mf [kNm] | V [kN] |
|-----------------|-------------------------------|-----------------|-----------------|---------------|
| Modell 4 | Trafikklast | 0 | 613 | 312 |
| | Egenlast asfalt (g4) | -8 | 243 | 126 |
| | Vindlast | -5 | 106 | 55 |
| | Rekkverk | -5 | -2 | 0 |
| Modell 5 | Egenlast NIB og dekke (g1+g2) | -52 | 978 | 543 |

B.4 Multiplikasjonsfaktorer for laster i brudd- og bruksgrensetilstanden

Tabell B.6: Multiplikasjonsfaktorer for brudd- og bruksgrensetilstanden

| Laster | Multiplikasjonsfaktorer for bruddgrense | | Multiplikasjonsfaktorer for bruksgrense | |
|----------------------------------|--|-------------|--|-------------|
| | Lastkomb. a | Lastkomb. b | Lastkomb. a | Lastkomb. b |
| Trafikklast | 1,4 | 1,2 | 1 | 0,5 |
| Egenlast asfalt (g4) | 1,15 | 1 | 1 | 1 |
| Vindlast | 0 | 0,8 | 0,7 | 0,35 |
| Egenlast NIB og dekke (g1+g2) | 1,15 | 1 | 1 | 1 |
| Temperaturlast | 0 | 0,8 | 0,7 | 0,35 |
| Momentomlagring, etter 30 år | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Momentomlagring etter 100 år | 1 | 1 | 1 | 1 |

Vedlegg C

Beregninger

Vedlegget inneholder beregninger som er benyttet i denne oppgaven. I den rekkefølgen de ligger viser vedleggene:

- C.1 Effektive bredder samvirketverrsnitt
- C.2 Kryptall
- C.3 E-moduler og Materialstivhetsforhold
- C.4 Stivheter
- C.5 Tap av spennkraft
- C.6 Omlagring av moment
- C.7 Momentkapasitet samvirketverrsnitt
- C.8 Skjærkapasitet samvirketverrsnitt
- C.9 Kapasitet Forankring
- C.10 Spenningsberegninger
- C.11 Kapasitet tverrbærer
- C.12 Risskontroll tverrbærer
- C.13 ESMA-rapport

C.1 Effektive bredder samvirketverrsnitt

Samvirketverrsnittets effektive bredder (Leif Nordgård og Knut Røhne: Betongkonstruksjoner dimensjonering.)

Tykkelse påstøp

$$h_{pl} := 250\text{mm}$$

Spennvidder:

$$L_1 := 20\text{m} \quad \text{korteste spenn}$$

Krav

Faktisk flensbredde

$$b_1 := 750\text{mm}$$

$$b_2 := 400\text{mm}$$

10% av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter (antatt 0,7*minste spennlengde)

$$\frac{1}{10} \cdot 0.7 \cdot 20\text{m} = 1400 \cdot \text{mm}$$

8 ganger flenstykkelse

$$8 \cdot h_{pl} = 2000 \cdot \text{mm}$$

Medvirkende flensbredder på hver side av stegene

$$b_{f1} := \min\left(b_2, 8 \cdot h_{pl}, \frac{1}{10} \cdot 0.7 \cdot 20\text{m}\right) = 400 \cdot \text{mm}$$

$$b_{f2} := \min\left(b_1, 8 \cdot h_{pl}, \frac{1}{10} \cdot 0.7 \cdot 20\text{m}\right) = 750 \cdot \text{mm}$$

Effektive bredder

Effektiv flensbredde ved samvirke mellom påstøp og ytterbjelke

$$b_{\text{eff},y} := 500\text{mm} + b_{f1} + b_{f2} = 1650 \cdot \text{mm}$$

Effektiv flensbredde ved samvirke mellom påstøp og innerbjelke

$$b_{\text{eff},i} := 500\text{mm} + 2b_{f2} = 2000 \cdot \text{mm}$$

C.2 Kryptall

For beregning av kryptall til omfordeling av krefter er det beregnet etter NS-EN 1992. Dette er fordi standarden som var gjeldende da brua ble prosjektert (NS 3473 2. utg.) ikke har formelverk som tar hensyn til belastningstidspunkt eller tverrsnitt, i tillegg er seneste betraktningstidspunkt bare 365 døgn.

Grunnlag

$$f_{\text{cm.paastoep}} := 43\text{MPa}$$

$$f_{\text{cm.NIB}} := 53\text{MPa}$$

Kryptall for NIB-bjelkene

Omkrets av betong utsatt for tørking:

$$U_{\text{nib}} := \left[300 + 2 \cdot \left(270 + \sqrt{100^2 + 100^2} + 920 + \sqrt{70^2 + 200^2} + 75 \right) \right] \cdot \text{mm} = 3536.6 \cdot \text{mm}$$

$$U_{\text{nib.2}} := \left[500 + 300 + 2 \cdot \left(270 + \sqrt{100^2 + 100^2} + 920 + \sqrt{70^2 + 200^2} + 75 \right) \right] \cdot \text{mm} = 4036.6 \cdot \text{mm}$$

Areal betong:

$$A_c := [300 \cdot 270 + 2 \cdot 0.5 \cdot 100 \cdot 100 + (100 + 920 + 70) \cdot 100 + 2 \cdot 0.5 \cdot 200 \cdot 70 + 75 \cdot 500] \cdot \text{mm}^2 = 251500 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_{0,\text{nib}} := 2 \cdot \frac{A_c}{U_{\text{nib}}} = 142.2 \cdot \text{mm} \quad (\text{EK 2 (B.6)})$$

$$h_{0,\text{nib.2}} := 2 \cdot \frac{A_c}{U_{\text{nib.2}}} = 124.6 \cdot \text{mm}$$

Relativ fuktighet:

$$\text{RH} := 80 \%$$

Kryptall:

$$\alpha_{1,\text{C55}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm.NIB}}} \right)^{0.7}, 1 \right] = 0.748$$

$$\alpha_{2,\text{C55}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm.NIB}}} \right)^{0.2}, 1 \right] = 0.920 \quad (\text{EK 2 (B.8c)})$$

$$\alpha_{3,\text{C55}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm.NIB}}} \right)^{0.5}, 1 \right] = 0.813$$

$$t_0 := (28 \ 28 \ 3 \ 3)$$

$$t_{0,2} := 3$$

$$t_1 := (10950 \ 36500 \ 10950 \ 36500)$$

$$t_{1,2} := 28$$

$$\beta_h := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right] \cdot h_{0,\text{nib}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_{3,\text{C55}}, 1500 \cdot \alpha_{3,\text{C55}} \right] = 518.8$$

$$\beta_{h,2} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right] \cdot h_{0,\text{nib.2}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_{3,\text{C55}}, 1500 \cdot \alpha_{3,\text{C55}} \right] = 479.7 \quad (\text{EK 2 (B.8b)})$$

$$\beta_c := \left[\frac{t_1 - t_0}{\beta_h + t_1 - t_0} \right]^{0.3} = \begin{pmatrix} 0.986 \\ 0.996 \\ 0.986 \\ 0.996 \end{pmatrix}$$

$$\beta_{c.2} := \left(\frac{t_{1.2} - t_{0.2}}{\beta_{h.2} + t_{1.2} - t_{0.2}} \right)^{0.3} = 0.406 \quad (\text{EK 2 (B.7)})$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_{0.2}} = \begin{pmatrix} 0.488 \\ 0.488 \\ 0.743 \\ 0.743 \end{pmatrix}$$

$$\beta_{t0.2} := \frac{1}{(0.1 + t_{0.2})^{0.2}} = 0.743 \quad (\text{EK 2 (B.5)})$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8 \cdot \sqrt{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{cm.NIB}}} = 2.308 \quad (\text{EK 2 (B.4)})$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - RH \div 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.nib} \div \sqrt[3]{\text{mm}}}} \cdot \alpha_{1.C55} \right) \cdot \alpha_{2.C55} = 1.184 \quad (\text{EK 2 (B.3b)})$$

$$\varphi_{RH.2} := \left(1 + \frac{1 - RH \div 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.nib.2} \div \sqrt[3]{\text{mm}}}} \cdot \alpha_{1.C55} \right) \cdot \alpha_{2.C55} = 1.196$$

$$\varphi_{nib.0} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = \begin{pmatrix} 1.335 \\ 1.335 \\ 2.031 \\ 2.031 \end{pmatrix}$$

$$\varphi_{nib.0.2} := \varphi_{RH.2} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.2} = 2.051 \quad (\text{EK 2 (B.2)})$$

$$\varphi_{nib} := \left(\varphi_{nib.0} \cdot \beta_c \right) = \begin{pmatrix} 1.316 \\ 1.329 \\ 2.002 \\ 2.022 \end{pmatrix}$$

$$\varphi_{nib.2} := \varphi_{nib.0.2} \cdot \beta_{c.2} = 0.833 \quad (\text{EK 2 (B.1)})$$

$$\begin{pmatrix} \varphi_{nib.3.28} \\ \varphi_{nib.28.10950} \\ \varphi_{nib.28.36500} \\ \varphi_{nib.3.10950} \\ \varphi_{nib.3.36500} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \varphi_{nib.2} \\ \varphi_{nib_0} \\ \varphi_{nib_1} \\ \varphi_{nib_2} \\ \varphi_{nib_3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.833 \\ 1.316 \\ 1.329 \\ 2.002 \\ 2.022 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \varphi'_{nib.28.10950} \\ \varphi'_{nib.28.36500} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \varphi_{nib.3.10950} - \varphi_{nib.2} \\ \varphi_{nib.3.36500} - \varphi_{nib.2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.170 \\ 1.189 \end{pmatrix}$$

Kryptall for påstøp over hhv. innerbjelke og ytterbjelke

Geometri påstøp (hentet fra vedlegg: Effektive bredder, T-tverrsnitt)

$$b_{\text{eff},y} := 1650\text{mm} \quad b_{\text{eff},i} := 2000\text{mm} \quad h_{\text{pl}} := 250\text{mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelser:

$$h_{0,\text{pl},y} := 2 \cdot \frac{h_{\text{pl}} \cdot b_{\text{eff},y}}{2 \cdot b_{\text{eff},y} + h_{\text{pl}} - 500\text{mm}} = 270.5\text{mm} \quad (\text{EK 2 (B.6)})$$

$$h_{0,\text{pl},i} := 2 \cdot \frac{h_{\text{pl}} \cdot b_{\text{eff},i}}{2 \cdot b_{\text{eff},i} - 500\text{mm}} = 285.7\text{mm}$$

Relativ fuktighet:

$$\text{RH} = 80 \quad \%$$

Kryptall:

$$\alpha_{1,\text{C45}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm,paastøp}}} \right)^{0.7}, 1 \right] = 0.866$$

$$\alpha_{2,\text{C45}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm,paastøp}}} \right)^{0.2}, 1 \right] = 0.960 \quad (\text{EK 2 (B.8c)})$$

$$\alpha_{3,\text{C45}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm,paastøp}}} \right)^{0.5}, 1 \right] = 0.902$$

$$t_{0,\text{pl}} := 28$$

$$t_{1,\text{pl}} := (10950 \quad 36500)$$

$$\beta_{h,y} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right], h_{0,\text{pl},y} \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_{3,\text{C45}}, 1500 \cdot \alpha_{3,\text{C45}} \right] = 825.9$$

$$\beta_{h,i} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right], h_{0,\text{pl},i} \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_{3,\text{C45}}, 1500 \cdot \alpha_{3,\text{C45}} \right] = 859.7 \quad (\text{EK 2 (B.8b)})$$

$$\beta_{c,\text{pl},y} := \left[\frac{t_{1,\text{pl}} - t_{0,\text{pl}}}{\beta_{h,y} + t_{1,\text{pl}} - t_{0,\text{pl}}} \right]^{0.3} = \begin{pmatrix} 0.978 \\ 0.993 \end{pmatrix} \quad (\text{EK 2 (B.7)})$$

$$\beta_{c,\text{pl},i} := \left[\frac{t_{1,\text{pl}} - t_{0,\text{pl}}}{\beta_{h,i} + t_{1,\text{pl}} - t_{0,\text{pl}}} \right]^{0.3} = \begin{pmatrix} 0.978 \\ 0.993 \end{pmatrix}$$

$$\beta_{t0,\text{pl}} := \frac{1}{0.1 + t_{0,\text{pl}} \cdot 0.2} = 0.488 \quad (\text{EK 2 (B.5)})$$

$$\beta_{fcm,pl} := \frac{16.8 \cdot \sqrt{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{cm,paastoep}}} = 2.562 \quad (\text{EK 2 (B.4)})$$

$$\varphi_{RH,pl,y} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0,pl,y}} \div \sqrt[3]{\text{mm}}} \cdot \alpha_{1,C45} \right) \cdot \alpha_{2,C45} = 1.217 \quad (\text{EK 2 (B.3b)})$$

$$\varphi_{RH,pl,i} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0,pl,i}} \div \sqrt[3]{\text{mm}}} \cdot \alpha_{1,C45} \right) \cdot \alpha_{2,C45} = 1.212$$

$$\varphi_{pl,y,0} := \varphi_{RH,pl,y} \cdot \beta_{fcm,pl} \cdot \beta_{t0,pl} = 1.522 \quad (\text{EK 2 (B.2)})$$

$$\varphi_{pl,i,0} := \varphi_{RH,pl,i} \cdot \beta_{fcm,pl} \cdot \beta_{t0,pl} = 1.517$$

$$\varphi_{pl,y} := \overrightarrow{(\varphi_{pl,y,0} \cdot \beta_{c,pl,y})} = \begin{pmatrix} 1.490 \\ 1.512 \end{pmatrix} \quad (\text{EK 2 (B.1)})$$

$$\varphi_{pl,i} := \overrightarrow{(\varphi_{pl,i,0} \cdot \beta_{c,pl,i})} = \begin{pmatrix} 1.483 \\ 1.506 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \varphi_{pl,y,28.10950} \\ \varphi_{pl,i,28.10950} \\ \varphi_{pl,y,28.36500} \\ \varphi_{pl,i,28.36500} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \varphi_{pl,y_0} \\ \varphi_{pl,i_0} \\ \varphi_{pl,y_1} \\ \varphi_{pl,i_1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.490 \\ 1.483 \\ 1.512 \\ 1.506 \end{pmatrix}$$

Oppsummering av kryptall:

Kryptall for NIB-bjelkene

| | |
|--|------------------------------------|
| Fra 3døgn - 28døgn, belastet dag 3: | $\varphi_{nib,3.28} := 0.833$ |
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 3: | $\varphi'_{nib,28.10950} := 1.170$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 3: | $\varphi'_{nib,28.36500} := 1.189$ |
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 28: | $\varphi_{nib,28.10950} := 1.316$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 28: | $\varphi_{nib,28.36500} := 1.329$ |
| Fra 3døgn - 30år dager, belastet dag 3: | $\varphi_{nib,3.10950} := 2.002$ |
| Fra 3døgn - 100år dager, belastet dag 3: | $\varphi_{nib,3.36500} := 2.022$ |

Kryptall for påstøp i samvirke over NIB-bjelkene:

| | |
|---|------------------------------------|
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 28, ytterbjelke: | $\varphi_{pl,y,28.10950} := 1.490$ |
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 28, innerbjelke: | $\varphi_{pl,i,28.10950} := 1.483$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 28, ytterbjelke: | $\varphi_{pl,y,28.36500} := 1.512$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 28, innerbjelke: | $\varphi_{pl,i,28.36500} := 1.506$ |

C.3 E-moduler og Materialstivhedsforhold

Grunnalg:

NS 3473, 2.utg, tabell 4.4.1):

Betong, C55 i NIB-bjelker

$$f_{ck,b} := 55 \text{MPa}$$

$$E_{c,b} := 5000 \cdot \sqrt{f_{ck,b}} \cdot \text{MPa} = 37081 \cdot \text{MPa}$$

Betong, C45 i plate:

$$f_{ck,p} := 45 \text{MPa}$$

$$E_{c,p} := 5000 \cdot \sqrt{f_{ck,p}} \cdot \text{MPa} = 33541 \cdot \text{MPa}$$

Stål, 1900ST i spennarmering:

$$E_p := 195000 \text{MPa}$$

Stål, K500TS (Ø16) i slakkarmering:

$$E_s := 210000 \text{MPa}$$

Kryttall (hentet fra kryttall-vedlegget):

Kryttall for NIB-bjelkene

| | |
|--|------------------------------------|
| Fra 3døgn - 28døgn, belastet dag 3: | $\varphi_{nib.3.28} := 0.833$ |
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 3: | $\varphi'_{nib.28.10950} := 1.170$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 3: | $\varphi'_{nib.28.36500} := 1.189$ |
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 28: | $\varphi_{nib.28.10950} := 1.316$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 28: | $\varphi_{nib.28.36500} := 1.329$ |
| Fra 3døgn - 30år dager, belastet dag 3: | $\varphi_{nib.3.10950} := 2.002$ |
| Fra 3døgn - 100år dager, belastet dag 3: | $\varphi_{nib.3.36500} := 2.022$ |

Kryttall for påstøp i samvirke over NIB-bjelkene:

| | |
|---|------------------------------------|
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 28, ytterbjelke: | $\varphi_{pl.y.28.10950} := 1.490$ |
| Fra 28døgn - 30år, belastet dag 28, innerbjelke: | $\varphi_{pl.i.28.10950} := 1.483$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 28, ytterbjelke: | $\varphi_{pl.y.28.36500} := 1.512$ |
| Fra 28døgn - 100år, belastet dag 28, innerbjelke: | $\varphi_{pl.i.28.36500} := 1.506$ |

Kortids elastisitetsmoduler

Spennarmeringens elastisitetsmodul

NS 3473 3.3.2

$$E_p = 195000 \cdot \text{MPa}$$

Slakkarmeringens elastisitetsmodul

$$E_s = 210000 \cdot \text{MPa}$$

Påstøpets elastisitetsmodul

$$E_{c,p} = 33541 \cdot \text{MPa}$$

Bjelkens elastisitetmodul

$$E_{c,b} = 37081 \cdot \text{MPa}$$

Bjelkens elastisitetsmodul ved belastning etter 3 dager

Antar klasse R betong

$$s := 0.20$$

$$\beta_{cc,3} := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{3} \right)^{0.5} \right] \right] = 0.663$$

EK-2-1-1, (3.2)

$$f_{cm} := 53 \text{MPa}$$

$$f_{cm,3} := \beta_{cc,3} \cdot f_{cm} = 35.138 \cdot \text{MPa}$$

EK-2-1-1, (3.1)

$$f_{ck,3} := f_{cm,3} - 8 \text{MPa}$$

EK-2-1-1, 3.1.1(5)

$$E_{c,b,3} := 5000 \cdot \sqrt{f_{ck,3}} \cdot \text{MPa} = 26047.1 \cdot \text{MPa}$$

NS 3473 utg.2, 3.3.1

Elastisitetsmoduler for langtidslaster (NS 3473 2.utg, T.3.4.2)

Bjelkens elastisitetmodul etter 28 dager ved belastning etter 3 dager

$$E_{c,b,3,28} := \frac{E_{c,b}}{1 + \varphi_{nib,3,28}} = 20229.7 \cdot \text{MPa}$$

Bjelkens elastisitetmodul etter 30 år ved belastning etter 28 dager

$$E_{c,b,28,10950} := \frac{E_{c,b}}{1 + \varphi_{nib,28,10950}} = 16010.8 \cdot \text{MPa}$$

Bjelkens elastisitetmodul etter 100år ved belastning etter 28 dager

$$E_{c,b,28,36500} := \frac{E_{c,b}}{1 + \varphi_{nib,28,36500}} = 15921.4 \cdot \text{MPa}$$

Bjelkens elastisitetmodul etter 30 år ved belastning etter 3 dager

$$E_{c,b,3,10950} := \frac{E_{c,b}}{1 + \varphi_{nib,3,10950}} = 12352.1 \cdot \text{MPa}$$

Bjelkens elastisitetmodul etter 100 år ved belastning etter 3 dager

$$E_{c.b.3.36500} := \frac{E_{c,b}}{1 + \varphi_{nib.3.36500}} = 12270.3 \cdot \text{MPa}$$

Påstøpets elastisitetmodul i samvirke med ytterbjelke etter 100 år ved belastning etter 28 dager.

$$E_{c.pl.y.28.36500} := \frac{E_{c,p}}{1 + \varphi_{pl.y.28.36500}} = 13352.3 \cdot \text{MPa}$$

Påstøpets elastisitetmodul i samvirke med innerbjelke etter 100 år ved belastning etter 28 dager.

$$E_{c.pl.i.28.36500} := \frac{E_{c,p}}{1 + \varphi_{pl.i.28.36500}} = 13384.3 \cdot \text{MPa}$$

Materialstivhetsforhold

Korttids transformasjonskoeffisienter

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p,k} := \frac{E_p}{E_{c,b}} = 5.259$$

materialstivhetsforhold mellom slakkarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{s,k} := \frac{E_s}{E_{c,b}} = 5.663$$

materialstivhetsforhold mellom C45 betong i påstøp og C55 betong i bjelke

$$\eta_{pl,k} := \frac{E_{c,p}}{E_{c,b}} = 0.905$$

Materialstivhets forhold ved betraktning etter 3 dagers E-modul

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p,3} := \frac{E_p}{E_{c,b.3}} = 7.486$$

Materialstivhets forhold ved betraktning etter 30 år og belastning etter 3 dager

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p,3.10950} := \frac{E_p}{E_{c,b.3.10950}} = 15.787$$

Materialstivhets forhold ved betraktning etter 100 år og belastning etter 3 dager

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p,3.36500} := \frac{E_p}{E_{c,b.3.36500}} = 15.892$$

Materialstivhets forhold ved betraktning etter 30 år og belastning etter 28 dager

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p.28.10950} := \frac{E_p}{E_{c.b.28.10950}} = 12.179$$

Materialstivhets forhold ved betraktning etter 28 dager og belastning etter 3 dager

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p.3.28} := \frac{E_p}{E_{c.b.3.28}} = 9.639$$

materialstivhetsforhold mellom slakkarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{s.3.28} := \frac{E_s}{E_{c.b.3.28}} = 10.381$$

Materialstivhets forhold ved betraktning etter 100 år og belastning etter 3 dager

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p.3.36500} := \frac{E_p}{E_{c.b.3.36500}} = 15.892$$

materialstivhetsforhold mellom slakkarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{s.3.10950} := \frac{E_s}{E_{c.b.3.10950}} = 17.001$$

Materialstivhets forhold ved betraktning etter 100 år og belastning etter 28 dager

materialstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{p.28.36500} := \frac{E_p}{E_{c.b.28.36500}} = 12.248$$

materialstivhetsforhold mellom slakkarmering og C55 betong i bjelke

$$\eta_{s.28.10950} := \frac{E_s}{E_{c.b.28.10950}} = 13.116$$

materialstivhetsforhold mellom C45 betong i påstøpet og C55 betong i ytterbjelke

$$\eta_{pl.y.28.36500} := \frac{E_{c.pl.y.28.36500}}{E_{c.b.28.36500}} = 0.839$$

materialstivhetsforhold mellom C45 betong i påstøpet og C55 betong i innerbjelke

$$\eta_{pl.i.28.36500} := \frac{E_{c.pl.i.28.36500}}{E_{c.b.28.36500}} = 0.841$$

Middlere E-modul for samvirketverrsnittet etter lang tid

Grunndata:

$$\begin{aligned}
 E_{c,b.3.10950} &= 12352 \cdot \text{MPa} & b_{\text{eff}} &:= \left(\begin{array}{c} 1650 \\ 2000 \end{array} \right) \text{mm} \\
 E_{c,b.28.10950} &= 16011 \cdot \text{MPa} & h_{\text{pl}} &:= 250 \text{mm} \\
 E_{c,p} &= 33541 \cdot \text{MPa} & A_{c,p} &:= b_{\text{eff}} \cdot h_{\text{pl}} = \left(\begin{array}{c} 4.125 \times 10^5 \\ 5 \times 10^5 \end{array} \right) \cdot \text{mm}^2 \\
 E_{c,b} &= 37081 \cdot \text{MPa} & A_{c,\text{nib}} &:= 251500 \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Kombinert E-modul for samvirket, vektet etter areal.

$$E_{\text{komb}} := \frac{A_{c,\text{nib}} \cdot E_{c,b} + A_{c,p} \cdot E_{c,p}}{A_{c,\text{nib}} + A_{c,p}} = \left(\begin{array}{c} 34882 \\ 34726 \end{array} \right) \cdot \text{MPa}$$

Oppredende langtidsmomenter:

$$M_1 := 2120.7 \text{kN} \cdot (1269 - 139.1) \text{mm} = 2396 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := 2120.7 \text{kN} \cdot (1405 - 1269) \text{mm} = 288 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := 555.5 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 := 1379 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 := 803.6 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Middlere E-modul

$$E_{c,\text{mid}} := \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5}{\left(\frac{M_1 + M_2 + M_3}{E_{c,b.3.10950}} \right) + \left(\frac{M_4}{E_{c,b.28.10950}} \right) + \left(\frac{M_5}{E_{\text{komb}}} \right)} = \left(\begin{array}{c} 14598 \\ 14594 \end{array} \right) \cdot \text{MPa}$$

C.4 Stivheter

Grunnlag:

$h := 1685\text{mm}$ (total høyde på bjelke + påstøp)

Materialstivhetsforhold (hentet fra E-moduler & Materialstivhetsforhold-vedlegget):**Materialsstivhetsforhold mellom spennarmering og C55 betong**

$$\eta_{p,k} := 5.259$$

$$\eta_{p,l,k} := 0.905$$

$$\eta_{p,3} := 7.486$$

$$\eta_{p,3.28} := 9.639$$

$$\eta_{p,3.10950} := 15.787$$

$$\eta_{p,3.36500} := 15.892$$

$$\eta_{p,28.10950} := 12.179$$

$$\eta_p := (\eta_{p,k} \ \eta_{p,3} \ \eta_{p,3.28} \ \eta_{p,3.10950} \ \eta_{p,3.36500} \ \eta_{p,28.10950})^T$$

E-moduler (hentet fra E-moduler & Materialstivhetsforhold-vedlegget):

$$E_{c,b} := 37081\text{MPa}$$

$$E_{c,b,3} := 26047.1\text{MPa}$$

$$E_{c,b,3.28} := 20229.7\text{MPa}$$

$$E_{c,b,3.10950} := 12532.1\text{MPa}$$

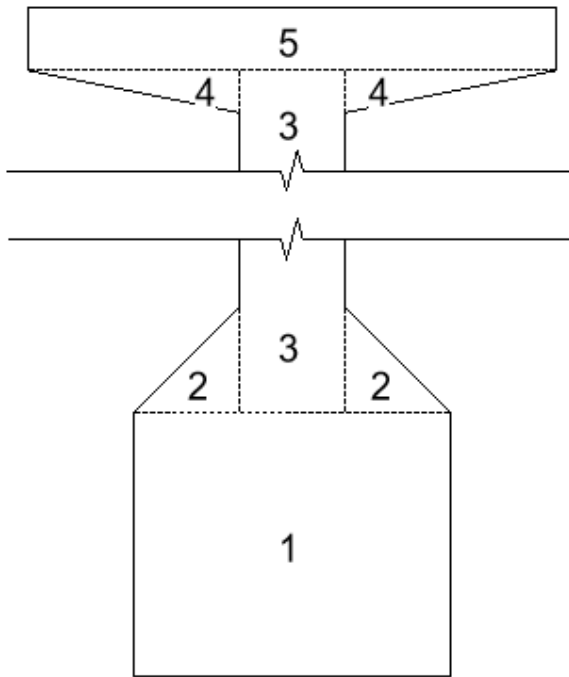
$$E_{c,b,28.10950} := 16010.8\text{MPa}$$

$$E_{c,b,3.36500} := 12270.3\text{MPa}$$

Effektive bredder i samvirketverrsnitt (hentet fra Effektive bredder, T-tverrsnitt):

$$b_{\text{eff},y} := 1650\text{mm}$$

$$b_{\text{eff},i} := 2000\text{mm}$$

NIB 500/1435 bjelker - Type D

Tverrsnittsareal

$$A_{c1} := 270\text{mm} \cdot 300\text{mm}$$

$$A_{c2} := \left[\frac{1}{2} \cdot (100\text{mm})^2 \right] \cdot 2$$

$$A_{c3} := 1090\text{mm} \cdot 100\text{mm}$$

$$A_{c4} := \left(\frac{1}{2} \cdot 200\text{mm} \cdot 70\text{mm} \right) \cdot 2$$

$$A_{c5} := 500\text{mm} \cdot 75\text{mm}$$

$$A_c := A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} + A_{c4} + A_{c5} = 251500 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnittets tyngdepunkt

$$y_c := \frac{\left[A_{c1} \cdot 135 + A_{c2} \cdot \left(270 + \frac{1}{3} \cdot 100 \right) + A_{c3} \cdot 815 + A_{c4} \cdot \left(1290 + \frac{2}{3} \cdot 70 \right) + A_{c5} \cdot 1397.5 \right] \cdot \text{mm}}{A_c} = 691.5 \cdot \text{mm}$$

Tversnittets andre arealmoment

$$I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot 300\text{mm} \cdot (270\text{mm})^3 + A_{c1} \cdot (y_c - 135\text{mm})^2$$

$$I_{c2} := 2 \cdot \frac{1}{36} \cdot 100\text{mm} \cdot (100\text{mm})^3 + A_{c2} \cdot \left[y_c - \left(270\text{mm} + \frac{1}{3} \cdot 100\text{mm} \right) \right]^2$$

$$I_{c3} := \frac{1}{12} \cdot 100\text{mm} \cdot (1090\text{mm})^3 + A_{c3} \cdot (y_c - 815\text{mm})^2$$

$$I_{c4} := 2 \cdot \frac{1}{36} \cdot 200\text{mm} \cdot (70\text{mm})^3 + A_{c4} \cdot \left[y_c - \left(1290\text{mm} + \frac{2}{3} \cdot 70\text{mm} \right) \right]^2$$

$$I_{c5} := \frac{1}{12} \cdot 500\text{mm} \cdot (75\text{mm})^3 + A_{c5} \cdot (y_c - 1397.5\text{mm})^2$$

$$I_c := I_{c1} + I_{c2} + I_{c3} + I_{c4} + I_{c5} = 6.408 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Spennarmering

Tversnittsareal/spennkabel

$$A_p := 100\text{mm}^2$$

Antall spennkabler ved underkant

$$n_{p.uk} := 22$$

Antall spennkabler ved overkant

$$n_{p.ok} := 4$$

Underkantsarmering

$$A_{p.uk} := A_p \cdot n_{p.uk} = 2200 \cdot \text{mm}^2$$

Overkantsarmering

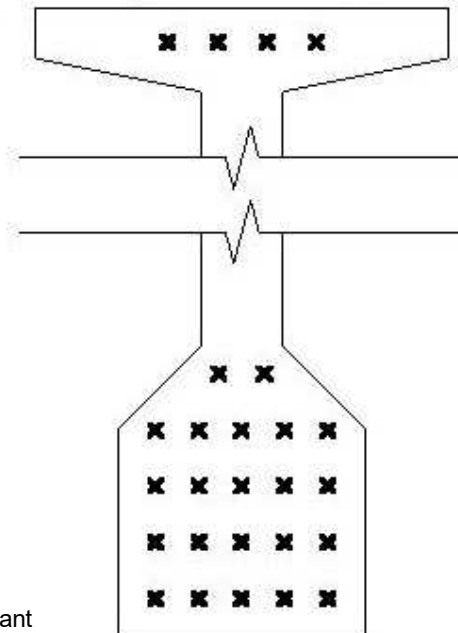
$$A_{p.ok} := A_p \cdot n_{p.ok} = 400 \cdot \text{mm}^2$$

Underkantsarmeringens tyngdepunkt fra bjelkens underkant

$$y_{p.uk} := \frac{A_p \cdot (5 \cdot 70\text{mm} + 5 \cdot 110\text{mm} + 5 \cdot 150\text{mm} + 5 \cdot 190\text{mm} + 2 \cdot 230\text{mm})}{(n_{p.uk} \cdot A_p)} = 139.1 \cdot \text{mm}$$

Overkantsarmeringens tyngdepunkt fra bjelkens underkant

$$y_{p.ok} := 1405\text{mm}$$



Ekvivalent tverrsnittsareal i bjelke for ulike tidspunkt.

$$A_{\text{ekv}} := A_c + (\eta_p - 1)(A_{\text{p.uk}} + A_{\text{p.ok}})$$

$$\begin{pmatrix} A_{\text{ekv.nib.korttid}} \\ A_{\text{ekv.nib.3}} \\ A_{\text{ekv.nib.3.28}} \\ A_{\text{ekv.nib.3.10950}} \\ A_{\text{ekv.nib.3.36500}} \\ A_{\text{ekv.nib.28.10950}} \end{pmatrix} := A_{\text{ekv}} = \begin{pmatrix} 2.626 \times 10^5 \\ 2.684 \times 10^5 \\ 2.74 \times 10^5 \\ 2.899 \times 10^5 \\ 2.902 \times 10^5 \\ 2.806 \times 10^5 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}^2$$

Det ekvivalente bjelketverrsnittets tyngdepunkt fra bjelkens underkant for forskjellige tidspunkt.

$$y_{\text{ekv}} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta_p - 1) \cdot y_{\text{p.uk}} \cdot A_{\text{p.uk}} + (\eta_p - 1) \cdot y_{\text{p.ok}} \cdot A_{\text{p.ok}}}{A_{\text{ekv}}}$$

$$\begin{pmatrix} y_{\text{ekv.nib.korttid}} \\ y_{\text{ekv.nib.3}} \\ y_{\text{ekv.nib.3.28}} \\ y_{\text{ekv.nib.3.10950}} \\ y_{\text{ekv.nib.3.36500}} \\ y_{\text{ekv.nib.28.10950}} \end{pmatrix} := y_{\text{ekv}} = \begin{pmatrix} 676.457 \\ 669.065 \\ 662.216 \\ 644.113 \\ 643.821 \\ 654.487 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Ekvivalent annet areamoment i bjelke

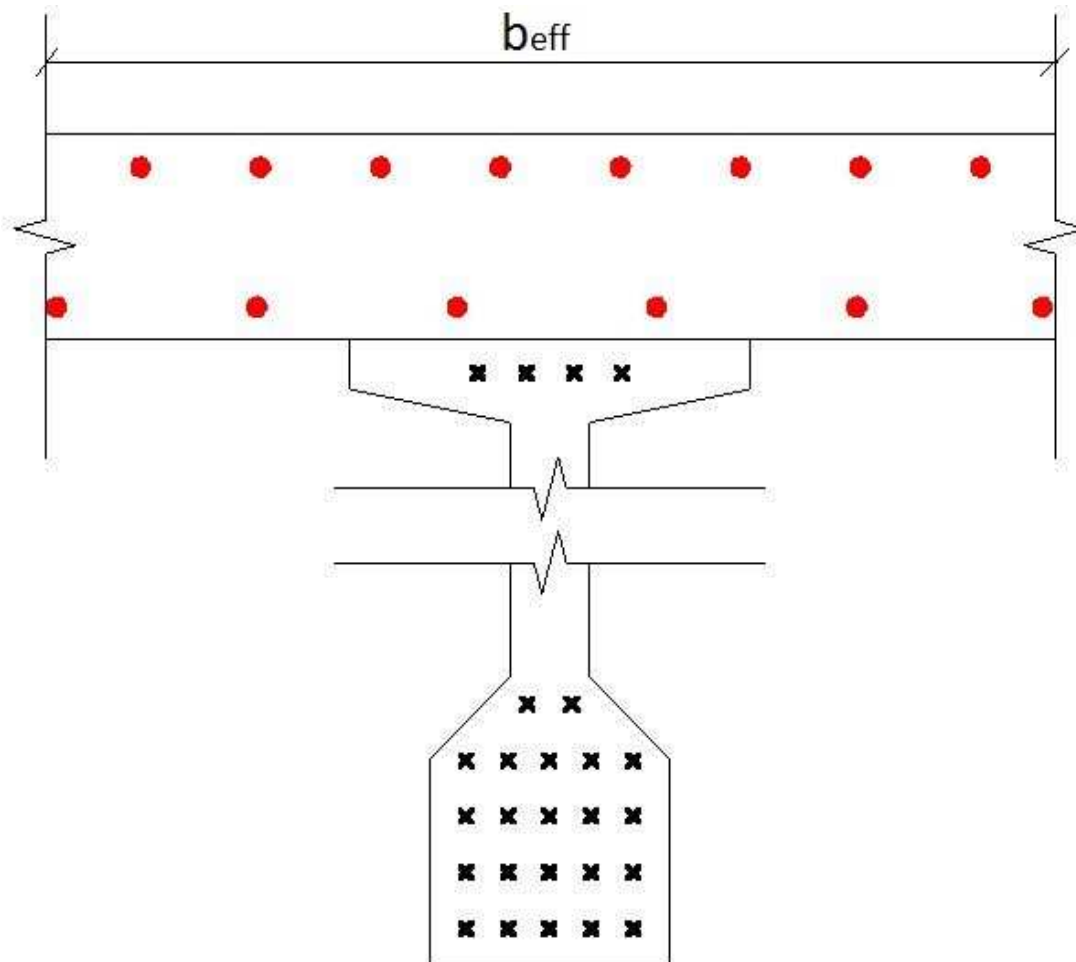
$$I_{\text{ekv}} := I_c + A_c \cdot (y_c - y_{\text{ekv}})^2 + [(\eta_p - 1) \cdot A_{\text{p.uk}} \cdot (y_{\text{ekv}} - y_{\text{p.uk}})^2] + [(\eta_p - 1) \cdot A_{\text{p.ok}} \cdot (y_{\text{ekv}} - y_{\text{p.ok}})^2]$$

$$\begin{pmatrix} I_{\text{ekv.nib.korttid}} \\ I_{\text{ekv.nib.3}} \\ I_{\text{ekv.nib.3.28}} \\ I_{\text{ekv.nib.3.10950}} \\ I_{\text{ekv.nib.3.36500}} \\ I_{\text{ekv.nib.28.10950}} \end{pmatrix} := I_{\text{ekv}} = \begin{pmatrix} 6.775 \times 10^{10} \\ 6.962 \times 10^{10} \\ 7.141 \times 10^{10} \\ 7.637 \times 10^{10} \\ 7.645 \times 10^{10} \\ 7.348 \times 10^{10} \end{pmatrix} \cdot \text{mm}^4$$

Bjelkestivheter

$$\begin{pmatrix} EI_{\text{nib.korttid}} \\ EI_{\text{nib.3}} \\ EI_{\text{nib.3.28}} \\ EI_{\text{nib.3.10950}} \\ EI_{\text{nib.3.36500}} \\ EI_{\text{nib.28.10950}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} E_{\text{c.b}} \\ E_{\text{c.b.3}} \\ E_{\text{c.b.3.28}} \\ E_{\text{c.b.3.10950}} \\ E_{\text{c.b.3.36500}} \\ E_{\text{c.b.28.10950}} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} I_{\text{ekv.nib.korttid}} \\ I_{\text{ekv.nib.3}} \\ I_{\text{ekv.nib.3.28}} \\ I_{\text{ekv.nib.3.10950}} \\ I_{\text{ekv.nib.3.36500}} \\ I_{\text{ekv.nib.28.10950}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.512 \times 10^{15} \\ 1.814 \times 10^{15} \\ 1.445 \times 10^{15} \\ 9.571 \times 10^{14} \\ 9.381 \times 10^{14} \\ 1.176 \times 10^{15} \end{pmatrix} \cdot \text{N}\cdot\text{mm}^2$$

Tversnitt ved samvirke mellom påstøp og bjelker



Geometri påstøp

Påstøpens bredde

$$b_{pl} := 7300\text{mm}$$

Påstøpens tykkelse

$$h_{pl} := 250\text{mm}$$

Overdekkning

$$c_{\text{nom.uk}} := 40\text{mm}$$

$$c_{\text{nom.ok}} := 70\text{mm}$$

Slakkarmering i påstøpets tverretning

$$\Phi_{s.uk.t} := 16\text{mm}$$

$$c_{uk.t} := 200\text{mm}$$

$$\Phi_{s.ok.t} := 12\text{mm}$$

$$c_{ok.t} := 125\text{mm}$$

Underkantsarmering/meter i tverretning

$$A_{s.uk.t} := \frac{\pi \cdot \Phi_{s.uk.t}^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{c_{uk.t}} = 1005.3 \cdot \text{mm}^2$$

Overkantsarmering/meter i tverretning

$$A_{s.ok.t} := \frac{\pi \cdot \Phi_{s.ok.t}^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{c_{ok.t}} = 904.8 \cdot \text{mm}^2$$

Slakkarmering i påstøp over NIB-bjelkene

Effektiv underkantsarmering, over ytterbjelke

$$A_{s,eff.uk.y} := A_{s.uk.l} \cdot \frac{b_{eff,y}}{1000\text{mm}} = 1327.0 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv underkantsarmering, over innerbjelke

$$A_{s,eff.uk.i} := A_{s.uk.l} \cdot \frac{b_{eff,i}}{1000\text{mm}} = 1608.5 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv overkantsarmering, over ytterbjelke

$$A_{s,eff.ok.y} := A_{s.ok.l} \cdot \frac{b_{eff,y}}{1000\text{mm}} = 1244.1 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv overkantsarmering, over innerbjelke

$$A_{s,eff.ok.i} := A_{s.ok.l} \cdot \frac{b_{eff,i}}{1000\text{mm}} = 1508.0 \cdot \text{mm}^2$$

Påstøpets tyngdepunkt fra bjelkens underkant

$$y_{pl} := 1435\text{mm} + \frac{h_{pl}}{2}$$

Underkantarmeringens tyngdepunkt fra bjelkens underkant

$$y_{s.uk} := 1435\text{mm} + c_{nom.uk} + \Phi_{s.uk.t} + \frac{\Phi_{s.uk.l}}{2} = 1499 \cdot \text{mm}$$

Overkantarmeringens tyngdepunkt fra bjelkens underkant

$$y_{s.ok} := 1435\text{mm} + h_{pl} - c_{nom.ok} - \Phi_{s.ok.t} - \frac{\Phi_{s.ok.l}}{2} = 1597 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering i påstøpets lengderetning

$$\Phi_{s.uk.l} := 16\text{mm}$$

$$c_{uk.l} := 250\text{mm}$$

$$\Phi_{s.ok.l} := 12\text{mm}$$

$$c_{ok.l} := 150\text{mm}$$

Underkantsarmering/meter i lengderetning

$$A_{s.uk.l} := \frac{\pi \cdot \Phi_{s.uk.l}^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{c_{uk.l}} = 804.2 \cdot \text{mm}^2$$

Overkantsarmering/meter i lengderetning

$$A_{s.ok.l} := \frac{\pi \cdot \Phi_{s.ok.l}^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{c_{ok.l}} = 754.0 \cdot \text{mm}^2$$

Materialstivhetsforhold slakkarmering og C55 betong i bjelker

$$\eta_{s,k} := 5.663$$

$$\eta_{s,28.10950} := 13.116$$

$$\eta_s := (\eta_{s,k} \quad \eta_{s,k} \quad \eta_{s,28.10950} \quad \eta_{s,28.10950})^T$$

Materialstivhetsforhold mellom C45 betong i plate og C55 betong i bjelker

$$\eta_{pl,k} := 0.905$$

$$\eta_{pl,y.28.36500} := 0.839$$

$$\eta_{pl,i.28.36500} := 0.841$$

$$\eta_{pl} := (\eta_{pl,k} \quad \eta_{pl,k} \quad \eta_{pl,y.28.36500} \quad \eta_{pl,i.28.36500})^T$$

Effektive bredder i T-bjelkene

$$b_{eff} := (b_{eff,y} \quad b_{eff,i} \quad b_{eff,y} \quad b_{eff,i})^T$$

Effektiv underkantsarmering i T-bjelkens flens

$$A_{s,eff,uk} := (A_{s,eff,uk,y} \quad A_{s,eff,uk,i} \quad A_{s,eff,uk,y} \quad A_{s,eff,uk,i})^T$$

Effektiv overkantsarmering i T-bjelkens flens

$$A_{s,eff,ok} := (A_{s,eff,ok,y} \quad A_{s,eff,ok,i} \quad A_{s,eff,ok,y} \quad A_{s,eff,ok,i})^T$$

Transformert areal i T-bjelkens steg

$$A_{nib} := (A_{ekv,nib,korttid} \quad A_{ekv,nib,korttid} \quad A_{ekv,nib,28.10950} \quad A_{ekv,nib,28.10950})^T$$

Annet areal moment i T-bjelkens steg (NIB-bjelker)

$$I_{nib} := (I_{ekv,nib,korttid} \quad I_{ekv,nib,korttid} \quad I_{ekv,nib,28.10950} \quad I_{ekv,nib,28.10950})^T$$

Stegets tyngdepunkt

$$y_{nib} := (y_{ekv,nib,korttid} \quad y_{ekv,nib,korttid} \quad y_{ekv,nib,28.10950} \quad y_{ekv,nib,28.10950})^T$$

Ekvivalent tverrsnittsareal ved samvirke

$$A_{\text{samvirke}} := A_{\text{nib}} + (\eta_{\text{pl}} \cdot b_{\text{eff}}) \cdot h_{\text{pl}} + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.uk}} \right] + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.ok}} \right]$$

$$\begin{pmatrix} A_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} \\ A_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} \\ A_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} \\ A_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} \end{pmatrix} := A_{\text{samvirke}} = \begin{pmatrix} 647875 \\ 729605 \\ 657804 \\ 738824 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}^2$$

Tyngdepunkt ved samvirke

$$y_{\text{samvirke}} := \frac{\left[\begin{aligned} & \left(A_{\text{nib}} \cdot y_{\text{nib}} \right) + (\eta_{\text{pl}} \cdot b_{\text{eff}}) \cdot h_{\text{pl}} \cdot y_{\text{pl}} \dots \\ & + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.uk}} \right] \cdot y_{\text{s.uk}} + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.ok}} \right] \cdot y_{\text{s.ok}} \end{aligned} \right]}{A_{\text{nib}} + (\eta_{\text{pl}} \cdot b_{\text{eff}}) \cdot h_{\text{pl}} + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.uk}} \right] + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.ok}} \right]}$$

$$\begin{pmatrix} y_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} \\ y_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} \\ y_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} \\ y_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} \end{pmatrix} := y_{\text{samvirke}} = \begin{pmatrix} 1201.7 \\ 1241.8 \\ 1173.1 \\ 1215.4 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Annet arealmoment ved samvirke

$$I_{\text{samvirke}} := I_{\text{nib}} + \left[A_{\text{nib}} \cdot (y_{\text{nib}} - y_{\text{samvirke}})^2 \right] + \frac{(\eta_{\text{pl}} \cdot b_{\text{eff}}) \cdot h_{\text{pl}}^3}{12} + \left[\eta_{\text{pl}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_{\text{pl}} \cdot (y_{\text{pl}} - y_{\text{samvirke}})^2 \right] \dots \\ + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.uk}} \cdot (y_{\text{s.uk}} - y_{\text{samvirke}})^2 \right] + \left[(\eta_{\text{s}} - 1) \cdot A_{\text{s,eff.ok}} \cdot (y_{\text{s.ok}} - y_{\text{samvirke}})^2 \right]$$

$$\begin{pmatrix} I_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} \\ I_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} \\ I_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} \\ I_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} \end{pmatrix} := I_{\text{samvirke}} = \begin{pmatrix} 1.915 \times 10^{11} \\ 2.012 \times 10^{11} \\ 2.070 \times 10^{11} \\ 2.181 \times 10^{11} \end{pmatrix} \cdot \text{mm}^4$$

Stivheter ved samvirke

$$\begin{pmatrix} EI_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} \\ EI_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} \\ EI_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} \\ EI_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid.28.10950}} \end{pmatrix} := E_{\text{c.b}} \cdot I_{\text{samvirke}} = \begin{pmatrix} 7.101 \times 10^{15} \\ 7.462 \times 10^{15} \\ 7.675 \times 10^{15} \\ 8.088 \times 10^{15} \end{pmatrix} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Robot modellering av samvirke

Setter en ønsket bredde og finner nødvendige høyder ut i fra det

$$b_{\text{ytterbjelke}} := 400\text{mm}$$

Bestemmer nødvendig høyde på ytterbjelken gitt en bredde på 200mm for å få en rektangulær bjelke med korrekt stivhet i robot modellen.

$$h_{\text{ytterbjelke}} := \sqrt[3]{\frac{12 \cdot \left(I_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} - \frac{1}{12} \cdot b_{\text{eff.y}} \cdot h_{\text{pl}}^3 \right)}{b_{\text{ytterbjelke}}}} = 1784.3 \cdot \text{mm}$$

Bestemmer nødvendig bredde på innerbjelken gitt en høyde på på 1784.3 mm for å få en rektangulær bjelke med korrekt stivhet i robot modellen.

$$b_{\text{innerbjelke}} := \frac{12 \cdot \left(I_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} - \frac{1}{12} \cdot b_{\text{eff.i}} \cdot h_{\text{pl}}^3 \right)}{h_{\text{ytterbjelke}}^3} = 419.6 \cdot \text{mm}$$

$$h_{\text{innerbjelke}} := h_{\text{ytterbjelke}} = 1784.3 \cdot \text{mm}$$

C.5 Tap av spennkraft

Grunnlag:

Bjelkens spennvidde:

$$L := 23000\text{mm}$$

Spenntau:

$$E_p := 195000\text{MPa}$$

$$f_{pk} := 1900\text{MPa}$$

Oppspenningskraft pr. tau :

$$P_{jekk.uk} := 134\text{kN}$$

$$P_{jekk.ok} := 126\text{kN}$$

Temperaturforskjell under herding:

$$\Delta T := 40^\circ$$

Temperaturutvidelseskoeffisient:

$$\alpha_{ts} := 10^{-5}$$

Avstand fra uk. bjelke til underkantarmeringens tyngdepunkt:

$$y_u := 139.1\text{mm}$$

Avstand fra ok. bjelke til overkantarmeringens tyngdepunkt:

$$y_o := 30\text{mm}$$

Antall spenntau:

$$n_{ok} := 4$$

$$n_{uk} := 22$$

Areal pr. spenntau:

$$a_p := 100\text{mm}^2$$

Armeringsmengde:

$$A_{p.uk} := n_{uk} \cdot a_p = 2200 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.ok} := n_{ok} \cdot a_p = 400 \cdot \text{mm}^2$$

Låsegledning:

$$\Delta L_{lås} := 0\text{mm}$$

Fri svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := -0.0003$$

Relativ fuktighet:

$$RH := 80\%$$

Langtidsmoment:

$$M := 2000\text{kN}\cdot\text{m}$$

Materialdata for betong (hentet fra E-modul-vedlegget)

E-modul: $E_c := 37081\text{MPa}$

E-modul, etter 3 dager: $E_{c,b.3} := 26047.1\text{MPa}$

E-modul, etter 30 år: $E_{c,b.30} := 12352.1\text{MPa}$

E-modul, etter 100 år: $E_{c,b.100} := 12270.3\text{MPa}$

Trykkfasthet: $f_{cm} := 53\text{MPa}$

Geometri for NIB-bjelken (hentet fra Stivheter-vedlegget)

Ekvivalent tverrsnittsareal

$$A_{ekv} := 2.626 \cdot 10^5 \text{mm}^2$$

Ekvivalent treghetsmoment:

$$I_{ekv} := 6.775 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra uk:

$$y_{tp.uk} := 676.5\text{mm}$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra ok:

$$y_{tp.ok} := 1435\text{mm} - y_{tp.uk} = 758.5\text{mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet:

$$e_{uk} := y_{tp.uk} - y_u = 537.4\text{mm}$$

$$e_{ok} := y_{tp.ok} - y_o = 728.5\text{mm}$$

Initielle tap

Geometri for NIB-bjelken etter 3 dager (hentet fra Stivheter-vedlegget)

Ekvivalent tverrsnittsareal

$$A_{\text{ekv.3}} := 2.684 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra uk:

$$y_{\text{ekv.3}} := 669.1 \text{ mm}$$

Ekvivalent treghetsmoment:

$$I_{\text{ekv.3}} := 6.962 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra ok:

$$y_{\text{tp.ok.3}} := 1435 \text{ mm} - y_{\text{ekv.3}} = 765.9 \text{ mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet:

$$e_{\text{uk.3}} := y_{\text{ekv.3}} - y_{\text{u}} = 530 \text{ mm}$$

$$e_{\text{ok.3}} := y_{\text{tp.ok.3}} - y_{\text{o}} = 735.9 \text{ mm}$$

Jekkekraft:

$$P_{\text{jekk.uk}} := P_{\text{jekk.uk}} \cdot n_{\text{uk}} = 2948 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{jekk.ok}} := P_{\text{jekk.ok}} \cdot n_{\text{ok}} = 504 \cdot \text{kN}$$

Låsetap:

$$\Delta P_{\text{jekk.uk}} := \frac{P_{\text{jekk.uk}} \cdot L}{A_{\text{p.uk}} \cdot E_{\text{p}}} = 158.051 \cdot \text{mm}$$

(Lign. (5.2) Sørensen)

$$\Delta P_{\text{jekk.ok}} := \frac{P_{\text{jekk.ok}} \cdot L}{A_{\text{p.ok}} \cdot E_{\text{p}}} = 148.615 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta P_{\text{lås.uk}} := \frac{\Delta L_{\text{lås}}}{\Delta P_{\text{jekk.uk}}} \cdot P_{\text{jekk.uk}} = 0 \cdot \text{kN}$$

(Lign. (5.4) Sørensen)

$$\Delta P_{\text{lås.ok}} := \frac{\Delta L_{\text{lås}}}{\Delta P_{\text{jekk.ok}}} \cdot P_{\text{jekk.ok}} = 0 \cdot \text{kN}$$

Spennkraft etter låsetap:

$$P_{0.\text{uk}} := P_{\text{jekk.uk}} - \Delta P_{\text{lås.uk}} = 2948 \cdot \text{kN}$$

$$P_{0.\text{ok}} := P_{\text{jekk.ok}} - \Delta P_{\text{lås.ok}} = 504 \cdot \text{kN}$$

Temperaturtap:

$$\Delta P_{\text{T.uk}} := \alpha_{\text{ts}} \cdot \Delta T \cdot E_{\text{p}} \cdot A_{\text{p.uk}} = 171.6 \cdot \text{kN}$$

(Lign. (5.15) Sørensen)

$$\Delta P_{\text{T.ok}} := \alpha_{\text{ts}} \cdot \Delta T \cdot E_{\text{p}} \cdot A_{\text{p.ok}} = 31.2 \cdot \text{kN}$$

Spennkraft etter temperaturtap:

$$P'_{0.uk} := P_{0.uk} - \Delta P_{T.uk} = 2776.4 \cdot \text{kN}$$

$$P'_{0.ok} := P_{0.ok} - \Delta P_{T.ok} = 472.8 \cdot \text{kN}$$

Tap fra sammentrykning av betongen:

Spenning i nivå med spennarmering:

$$\sigma_{s.uk} := \frac{-(P'_{0.uk} + P'_{0.ok})}{A_{ekv.3}} - \frac{P'_{0.uk} \cdot e_{uk.3}^2}{I_{ekv.3}} + \frac{P'_{0.ok} \cdot e_{ok.3} \cdot e_{uk.3}}{I_{ekv.3}} = -20.659 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s.ok} := \frac{-(P'_{0.uk} + P'_{0.ok})}{A_{ekv.3}} - \frac{P'_{0.ok} \cdot e_{ok.3}^2}{I_{ekv.3}} + \frac{P'_{0.uk} \cdot e_{uk.3} \cdot e_{ok.3}}{I_{ekv.3}} = -0.23 \cdot \text{MPa}$$

Sammentrykning:

$$\Delta_{trykk.uk} := \frac{\sigma_{s.uk} \cdot L}{E_{c.b.3}} = -18.2 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta_{trykk.ok} := \frac{\sigma_{s.ok} \cdot L}{E_{c.b.3}} = -0.2 \cdot \text{mm}$$

Tap:

$$\Delta P_{trykk.uk} := \frac{\Delta_{trykk.uk}}{\Delta_{jekk.uk}} \cdot P_{jekk.uk} = -340.26 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{trykk.ok} := \frac{\Delta_{trykk.ok}}{\Delta_{jekk.ok}} \cdot P_{jekk.ok} = -0.687 \cdot \text{kN}$$

Spennkraft etter alle umiddelbare tap:

$$P_{m0.uk} := P'_{0.uk} + \Delta P_{trykk.uk} = 2436.1 \cdot \text{kN}$$

$$P_{m0.ok} := P'_{0.ok} + \Delta P_{trykk.ok} = 472.1 \cdot \text{kN}$$

Langtidstap, 30 år

Geometri for NIB-bjelkene etter 30 år (hentet fra Stivheter-vedlegget)

Ekvivalent tverrsnittsareal

$$A_{\text{ekv.30}} := 2.899 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra uk:

$$y_{\text{tp.uk.30}} := 644.1 \text{ mm}$$

Ekvivalent treghetsmoment:

$$I_{\text{ekv.30}} := 7.637 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra ok etter 30 år:

$$y_{\text{tp.ok.30}} := 1435 \text{ mm} - y_{\text{tp.uk.30}} = 790.9 \text{ mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet etter 30 år:

$$e_{\text{uk.30}} := y_{\text{tp.uk.30}} - y_u = 505 \text{ mm}$$

$$e_{\text{ok.30}} := y_{\text{tp.ok.30}} - y_o = 760.9 \text{ mm}$$

Betongspenninger etter 30 år:

$$\sigma_{\text{uk.30}} := \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv.30}}} + \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok.30}} \cdot y_{\text{tp.uk.30}}}{I_{\text{ekv.30}}} \dots = -0.51 \cdot \text{MPa}$$

$$+ (-1) \cdot \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk.30}} \cdot y_{\text{tp.uk.30}}}{I_{\text{ekv.30}}} + \frac{M \cdot y_{\text{tp.uk.30}}}{I_{\text{ekv.30}}}$$

$$\sigma_{\text{ok.30}} := \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv.30}}} - \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok.30}} \cdot y_{\text{tp.ok.30}}}{I_{\text{ekv.30}}} \dots = -21.724 \cdot \text{MPa}$$

$$+ \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk.30}} \cdot y_{\text{tp.ok.30}}}{I_{\text{ekv.30}}} - \frac{M \cdot y_{\text{tp.ok.30}}}{I_{\text{ekv.30}}}$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$\sigma_{\text{uk.k}} := \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv}}} + \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok}} \cdot y_{\text{tp.uk}}}{I_{\text{ekv}}} \dots = -0.743 \cdot \text{MPa}$$

$$+ (-1) \cdot \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk}} \cdot y_{\text{tp.uk}}}{I_{\text{ekv}}} + \frac{M \cdot y_{\text{tp.uk}}}{I_{\text{ekv}}}$$

$$\sigma_{\text{ok.k}} := \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv}}} - \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok}} \cdot y_{\text{tp.ok}}}{I_{\text{ekv}}} \dots = -22.99 \cdot \text{MPa}$$

$$+ \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk}} \cdot y_{\text{tp.ok.30}}}{I_{\text{ekv}}} - \frac{M \cdot y_{\text{tp.ok.30}}}{I_{\text{ekv}}}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter 30 år:

$$\epsilon_{uk.30} := \frac{\sigma_{uk.30} - \frac{(\sigma_{uk.30} - \sigma_{ok.30}) \cdot y_u}{1435mm}}{E_{c.b.30}} = -2.078 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ok.30} := \frac{\sigma_{uk.30} - \frac{(\sigma_{uk.30} - \sigma_{ok.30}) \cdot (1435mm - y_o)}{1435mm}}{E_{c.b.30}} = -1.723 \times 10^{-3}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter kort tid:

$$\epsilon_{uk.k} := \frac{\sigma_{uk.k} - \frac{(\sigma_{uk.k} - \sigma_{ok.k}) \cdot y_u}{1435mm}}{E_c} = -7.818 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ok.k} := \frac{\sigma_{uk.k} - \frac{(\sigma_{uk.k} - \sigma_{ok.k}) \cdot (1400mm - y_o)}{1435mm}}{E_c} = -5.928 \times 10^{-4}$$

Tap av spennkraft pga. kryp etter 30 år:

Tøyningsdifferanse:

$$\Delta\epsilon_{kryp.uk.30} := \epsilon_{uk.30} - \epsilon_{uk.k} = -1.296 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\epsilon_{kryp.ok.30} := \epsilon_{ok.30} - \epsilon_{ok.k} = -1.13 \times 10^{-3}$$

Tap:

$$\Delta P_{kryp.uk.30} := \Delta\epsilon_{kryp.uk.30} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = -55.6 \cdot kN$$

$$\Delta P_{kryp.ok.30} := \Delta\epsilon_{kryp.ok.30} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = -88.1 \cdot kN$$

Tap av spennkraft pga. svinn etter 30 år:

$$N_{s.uk} := -\epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 128.7 \cdot kN$$

$$N_{s.ok} := -\epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 23.4 \cdot kN$$

(Lign. (6.15) Sørensen)

$$\Delta\epsilon_{p.svinn.uk.30} := -\epsilon_{cs} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.30} \cdot A_{ekv.30}} + \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.30}^2}{E_{c.b.30} \cdot I_{ekv.30}} - \frac{N_{s.ok} \cdot e_{ok.30} \cdot e_{uk.30}}{E_{c.b.30} \cdot I_{ekv.30}} = 3.677 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\epsilon_{p.svinn.ok.30} := -\epsilon_{cs} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.30} \cdot A_{ekv.30}} - \frac{N_{s.uk} \cdot e_{ok.30} \cdot e_{uk.30}}{E_{c.b.30} \cdot I_{ekv.30}} + \frac{N_{s.ok} \cdot e_{ok}^2}{E_{c.b.30} \cdot I_{ekv.30}} = 3.032 \times 10^{-4}$$

(Lign. (6.16) Sørensen)

$$\Delta P_{svinn.uk.30} := -\Delta\epsilon_{p.svinn.uk.30} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = -157.8 \cdot kN$$

(Lign. (6.17) Sørensen)

$$\Delta P_{svinn.ok.30} := -\Delta\epsilon_{p.svinn.ok.30} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = -23.7 \cdot kN$$

Tap av spennkraft pga. relaksasjon etter 30 år:

$$\sigma_{pi.uk} := \frac{P_{0.uk}}{A_{p.uk}} = 1340 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{pi.ok} := \frac{P_{0.ok}}{A_{p.ok}} = 1260 \cdot \text{MPa}$$

$$\mu_{uk} := \frac{\sigma_{pi.uk}}{f_{pk}} = 0.705$$

$$\mu_{ok} := \frac{\sigma_{pi.ok}}{f_{pk}} = 0.663$$

Antar relaksasjonsklasse 2 (lav relaksasjon):

$$\rho_{1000} := 2.5 \% \quad t := 10950 \quad (30 \text{ år})$$

(pkt 3.3.2(6) EK 2)

$$\Delta\sigma_{pr.uk.30} := \sigma_{pi.uk} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot \exp(9.1 \cdot \mu_{uk}) \cdot \left(\frac{t \cdot 24}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{uk})} \cdot 10^{-5} = 46.42 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.ok.30} := \sigma_{pi.ok} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot \exp(9.1 \cdot \mu_{ok}) \cdot \left(\frac{t \cdot 24}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{ok})} \cdot 10^{-5} = 35.48 \cdot \text{MPa}$$

(Lign. (3.28) EK 2)

$$\Delta P_{rel.uk.30} := -\Delta\sigma_{pr.uk.30} \cdot A_{p.uk} = -102.1 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{rel.ok.30} := -\Delta\sigma_{pr.ok.30} \cdot A_{p.ok} = -14.2 \cdot \text{kN}$$

Spennkraft etter 30 år:

$$P_{30.uk} := P_{m0.uk} + \Delta P_{kryp.uk.30} + \Delta P_{svinn.uk.30} + \Delta P_{rel.uk.30} = 2120.7 \cdot \text{kN}$$

$$P_{30.ok} := P_{m0.ok} + \Delta P_{kryp.ok.30} + \Delta P_{svinn.ok.30} + \Delta P_{rel.ok.30} = 346.1 \cdot \text{kN}$$

Langtidstap, 100 år

Geometri for NIB-bjelkene etter 30 år (hentet fra Stivheter-vedlegget)

Ekvivalent tverrsnittsareal

$$A_{\text{ekv.100}} := 2.902 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra uk:

$$y_{\text{tp.uk.100}} := 643.8 \text{ mm}$$

Ekvivalent tregghetsmoment:

$$I_{\text{ekv.100}} := 7.645 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Ekvivalent tyngdepunkt målt fra ok etter 100 år:

$$y_{\text{tp.ok.100}} := 1435 \text{ mm} - y_{\text{tp.uk.100}} = 791.2 \text{ mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet etter 100 år:

$$e_{\text{uk.100}} := y_{\text{tp.uk.100}} - y_u = 504.7 \text{ mm}$$

$$e_{\text{ok.100}} := y_{\text{tp.ok.100}} - y_o = 761.2 \text{ mm}$$

Betongspenninger etter 100 år:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{uk.100}} := & \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv.100}}} + \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok.100}} \cdot y_{\text{tp.uk.100}}}{I_{\text{ekv.100}}} \dots = -0.507 \cdot \text{MPa} \\ & + (-1) \cdot \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk.100}} \cdot y_{\text{tp.uk.100}}}{I_{\text{ekv.100}}} + \frac{M \cdot y_{\text{tp.uk.100}}}{I_{\text{ekv.100}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ok.100}} := & \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv.100}}} - \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok.100}} \cdot y_{\text{tp.ok.100}}}{I_{\text{ekv.100}}} \dots = -21.715 \cdot \text{MPa} \\ & + \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk.100}} \cdot y_{\text{tp.ok.100}}}{I_{\text{ekv.100}}} - \frac{M \cdot y_{\text{tp.ok.100}}}{I_{\text{ekv.100}}} \end{aligned}$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{uk.k}} := & \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv}}} + \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok}} \cdot y_{\text{tp.uk}}}{I_{\text{ekv}}} \dots = -0.743 \cdot \text{MPa} \\ & + (-1) \cdot \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk}} \cdot y_{\text{tp.uk}}}{I_{\text{ekv}}} + \frac{M \cdot y_{\text{tp.uk}}}{I_{\text{ekv}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ok.k}} := & \frac{-(P_{\text{m0.ok}} + P_{\text{m0.uk}})}{A_{\text{ekv}}} - \frac{P_{\text{m0.ok}} \cdot e_{\text{ok}} \cdot y_{\text{tp.ok}}}{I_{\text{ekv}}} \dots = -22.659 \cdot \text{MPa} \\ & + \frac{P_{\text{m0.uk}} \cdot e_{\text{uk}} \cdot y_{\text{tp.ok}}}{I_{\text{ekv}}} - \frac{M \cdot y_{\text{tp.ok}}}{I_{\text{ekv}}} \end{aligned}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter 100 år:

$$\epsilon_{uk.100} := \frac{\sigma_{uk.100} - \frac{(\sigma_{uk.100} - \sigma_{ok.100}) \cdot y_u}{1400mm}}{E_{c.b.100}} = -2.13 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ok.100} := \frac{\sigma_{uk.100} - \frac{(\sigma_{uk.100} - \sigma_{ok.100}) \cdot (1400mm - y_o)}{1400mm}}{E_{c.b.100}} = -1.733 \times 10^{-3}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter kort tid:

$$\epsilon_{uk.k} := \frac{\sigma_{uk.k} - \frac{(\sigma_{uk.k} - \sigma_{ok.k}) \cdot y_u}{1400mm}}{E_c} = -7.875 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ok.k} := \frac{\sigma_{uk.k} - \frac{(\sigma_{uk.k} - \sigma_{ok.k}) \cdot (1400mm - y_o)}{1400mm}}{E_c} = -5.984 \times 10^{-4}$$

Tap av spennkraft pga. kryp etter 100 år:

Tøyningsdifferanse:

$$\Delta\epsilon_{kryp.uk.100} := \epsilon_{uk.100} - \epsilon_{uk.k} = -1.343 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\epsilon_{kryp.ok.100} := \epsilon_{ok.100} - \epsilon_{ok.k} = -1.134 \times 10^{-3}$$

Tap:

$$\Delta P_{kryp.uk.100} := \Delta\epsilon_{kryp.uk.100} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = -57.6 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{kryp.ok.100} := \Delta\epsilon_{kryp.ok.100} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = -88.5 \cdot \text{kN}$$

Tap av spennkraft pga. svinn etter 100 år:

$$N_{s.uk} := -\epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 128.7 \cdot \text{kN}$$

(Lign. (6.15) Sørensen)

$$N_{s.ok} := -\epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 23.4 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta\epsilon_{p.svinn.uk.100} := -\epsilon_{cs} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.100} \cdot A_{ekv.100}} + \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.100}^2}{E_{c.b.100} \cdot I_{ekv.100}} - \frac{N_{s.ok} \cdot e_{ok.100} \cdot e_{uk.100}}{E_{c.b.100} \cdot I_{ekv.100}} = 3.681 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\epsilon_{p.svinn.ok.100} := -\epsilon_{cs} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.100} \cdot A_{ekv.100}} - \frac{N_{s.uk} \cdot e_{ok.100} \cdot e_{uk.100}}{E_{c.b.100} \cdot I_{ekv.100}} + \frac{N_{s.ok} \cdot e_{ok.100}^2}{E_{c.b.100} \cdot I_{ekv.100}} = 3.032 \times 10^{-4}$$

(Lign. (6.16) Sørensen)

$$\Delta P_{svinn.uk.100} := -\Delta\epsilon_{p.svinn.uk.100} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = -157.9 \cdot \text{kN}$$

(Lign. (6.17) Sørensen)

$$\Delta P_{svinn.ok.100} := -\Delta\epsilon_{p.svinn.ok.100} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = -23.7 \cdot \text{kN}$$

Tap av spennkraft pga. relaksasjon etter 100 år:

$$\sigma_{pi.uk} := \frac{P_{0.uk}}{A_{p.uk}} = 1340 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{pi.ok} := \frac{P_{0.ok}}{A_{p.ok}} = 1260 \cdot \text{MPa}$$

$$\mu_{uk} := \frac{\sigma_{pi.uk}}{f_{pk}} = 0.705$$

$$\mu_{ok} := \frac{\sigma_{pi.ok}}{f_{pk}} = 0.663$$

Antar relaksasjonsklasse 2 (lav relaksasjon):

$$\rho_{1000} := 2.5\% \quad t := 36500 \text{ døgn} \quad (100\text{år})$$

(pkt 3.3.2(6) EK 2)

$$\Delta\sigma_{pr.uk.100} := \sigma_{pi.uk} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot \exp(9.1 \cdot \mu_{uk}) \cdot \left(\frac{t \cdot 24}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{uk})} \cdot 10^{-5} = 60.575 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.ok.100} := \sigma_{pi.ok} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot \exp(9.1 \cdot \mu_{ok}) \cdot \left(\frac{t \cdot 24}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{ok})} \cdot 10^{-5} = 48.092 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta P_{rel.uk.100} := -\Delta\sigma_{pr.uk.100} \cdot A_{p.uk} = -133.3 \cdot \text{kN}$$

(Lign. (3.28) EK 2)

$$\Delta P_{rel.ok.100} := -\Delta\sigma_{pr.ok.100} \cdot A_{p.ok} = -19.2 \cdot \text{kN}$$

Spennkraft etter 30 år:

$$P_{100.uk} := P_{m0.uk} + \Delta P_{kryp.uk.100} + \Delta P_{svinn.uk.100} + \Delta P_{rel.uk.100} = 2087.4 \cdot \text{kN}$$

$$P_{100.ok} := P_{m0.ok} + \Delta P_{kryp.ok.100} + \Delta P_{svinn.ok.100} + \Delta P_{rel.ok.100} = 340.8 \cdot \text{kN}$$

Kreftene oppsummert:

Jekkekraft:

$$P_{jekk.uk} = 2948 \cdot \text{kN}$$

$$P_{jekk.ok} = 504 \cdot \text{kN}$$

Etter låsetap:

$$P_{0.uk} = 2948 \cdot \text{kN}$$

$$P_{0.ok} = 504 \cdot \text{kN}$$

Etter temp.tap:

$$P'_{0.uk} = 2776.4 \cdot \text{kN}$$

$$P'_{0.ok} = 472.8 \cdot \text{kN}$$

Etter sammentrykkning:

$$P_{m0.uk} = 2436.1 \cdot \text{kN}$$

$$P_{m0.ok} = 472.1 \cdot \text{kN}$$

Etter 30 år:

$$P_{30.uk} = 2120.7 \cdot \text{kN}$$

$$P_{30.ok} = 346.1 \cdot \text{kN}$$

Etter 100 år:

$$P_{100.uk} = 2087.4 \cdot \text{kN}$$

$$P_{100.ok} = 340.8 \cdot \text{kN}$$

C.6 Omlagring av moment

Beregningene baserer seg på Norsk Betongforenings publikasjon nr. 10 "Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer" fra 1981 og NS 3473.

Beregningsgrunnlag:

Spennvidde bjelker:

$$L := 23000 \cdot \text{mm}$$

Lasthistorikk:

Spennkrefter påføres bjelker:

$$t_1 := 3 \text{ døgn}$$

Broplate støpes og kontinuitet over støtte etableres:

$$t_2 := 28 \text{ døgn}$$

Betraktningstidspunkt:

$$t_3 := 10950 \text{ døgn og } 36500 \text{ døgn}$$

Spennarmering:

Antall tau: Oppspenningskraft pr tau: Areal:

$$n_{uk} := 22 \quad p'_{u1} := 134 \text{ kN} \quad A_{p.u} := n_{uk} \cdot 100 \text{ mm}^2 = 2200 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_{ok} := 4 \quad p'_{o1} := 126 \text{ kN} \quad A_{p.o} := n_{ok} \cdot 100 \text{ mm}^2 = 400 \cdot \text{mm}^2$$

Dekketykkelse:

$$h_{pl} := 250 \text{ mm}$$

Asfalttykkelse:

$$h_a := 120 \text{ mm}$$

Egenvekter:

NIB 500/1400:

$$g_1 := 6.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Påstøp:

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Asfalt:

$$\rho_a := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Effektive bredder i samvirketverrsnitt (hentet fra vedlegg: Effektive bredder, T-tverrsnitt):

$$b_{\text{eff.y}} := 1650 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff.i}} := 2000 \text{ mm}$$

E-moduler (hentet fra vedlegg: E-moduler & Materialstivhetsforhold):

$$E_{c,p} := 33541 \text{ MPa}$$

Tyngdepunkt (hentet fra vedlegg: Stivheter):

$$y_{p.uk} := 139.1 \text{ mm}$$

$$y_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} := 1201.7 \text{ mm}$$

$$y_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} := 1241.8 \text{ mm}$$

Stivheter (hentet fra vedlegg: Stivheter)

$$EI_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} := 2.594 \times 10^{15} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} := 2.733 \times 10^{15} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{nib.3.28}} := 1.445 \times 10^{15} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{nib.3.10950}} := 9.571 \times 10^{14} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{nib.28.10950}} := 1.176 \times 10^{15} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{nib.korttid}} := 2.512 \times 10^{15} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Kryptall (hentet fra vedlegg: Kryptal):

| | |
|------------------------------------|------------------------------------|
| Etter 30 år: | Etter 100 år: |
| $\varphi_{nib.28.10950} := 1.316$ | $\varphi_{nib.28.36500} := 1.329$ |
| $\varphi'_{nib.28.10950} := 1.170$ | $\varphi'_{nib.28.36500} := 1.189$ |
| $\varphi_{pl.y.28.10950} := 1.490$ | $\varphi_{pl.y.28.36500} := 1.512$ |
| $\varphi_{pl.i.28.10950} := 1.483$ | $\varphi_{pl.i.28.36500} := 1.506$ |

Spennkrefter (hentet fra vedlegg: Tap av spennkraft):

| | |
|------------------------------|---------------------------------|
| Spennkraft før kapping: | $P'_{0.uk} := 2776.4\text{kN}$ |
| Spennkraft ok. etter 30 år: | $P_{30.ok} := 346.1\text{kN}$ |
| Spennkraft ok. etter 100 år: | $P_{100.ok} := 340.8\text{kN}$ |
| Spennkraft uk. etter 30 år: | $P_{30.uk} := 2120.7\text{kN}$ |
| Spennkraft uk. etter 100 år: | $P_{100.uk} := 2087.4\text{kN}$ |

I uk. umiddelbart før samvirke etableres:

$$P_I := P'_{0.uk} = 2776.4 \cdot \text{kN}$$

I ok. med red. pga. svinn, kryp og relaksasjon:

$$P_{o2.30} := P_{30.ok} = 346.1 \cdot \text{kN}$$

$$P_{o2.100} := P_{100.ok} = 340.8 \cdot \text{kN}$$

$$P_{o2} := (P_{o2.30} \ P_{o2.100})^T$$

Endring i uk. etter etablert samvirke:

$$\Delta P_{2.30} := P_{30.uk} - P'_{0.uk} = -655.7 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{2.100} := P_{100.uk} - P'_{0.uk} = -689 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_2 := (\Delta P_{2.30} \ \Delta P_{2.100})^T$$

Fastinnspenningsmoment fra kryp, svinn og relaksasjon for ytterbjelker etter:

Effektiv bredde av påstøp:

$$b := b_{\text{eff},y} = 1650 \cdot \text{mm}$$

Egenlaster:

NIB 500/1400:

$$g_1 = 6.29 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Påstøp:

$$g_2 := b \cdot h_{\text{pl}} \cdot \rho_c = 10.313 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Asfalt:

$$g_4 := b \cdot h_a \cdot \rho_a = 3.96 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kryptall for bjelke for tidsintervallet t2 til t3, belastning påført ved t2:

$$\varphi_2 := (\varphi_{\text{nib},28.10950} \quad \varphi_{\text{nib},28.36500})^T$$

Kryptall for platen for tidsintervallet t2 til t3, belastning påført ved t1:

$$\varphi'_2 := (\varphi'_{\text{nib},28.10950} \quad \varphi'_{\text{nib},28.36500})^T$$

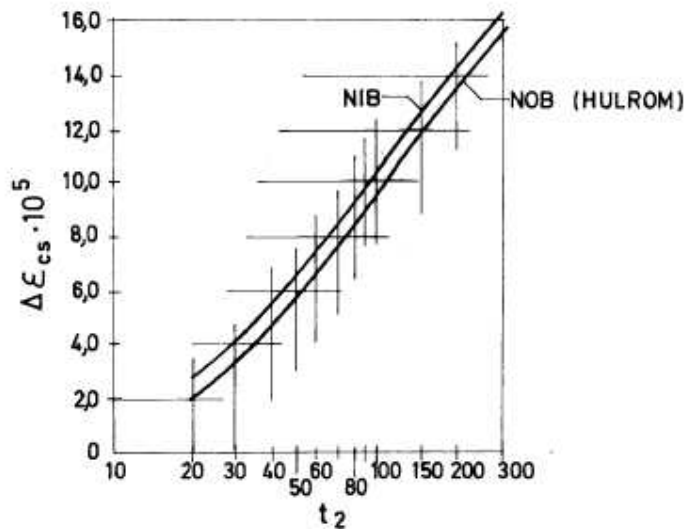
Kryptall for platen for tidsintervallet t2 til t3, belastning påført ved t2:

$$\varphi_{\text{pl}} := (\varphi_{\text{pl},y,28.10950} \quad \varphi_{\text{pl},y,28.36500})^T$$

Relaksasjonskoeffisient:

$$\kappa := 0.8$$

Differansen mellom bjelkens og påstøpens svinn i tidsintervallet t2 til t3:



NIB-BJELKEBROER OG NOB-BROER MED HULROMSTVERRSNITT

Terje Kanstad NTNU 5des2016

DIAGRAM 3.5 $\Delta \epsilon_{cs}$ for NOB- og NIB-broer

$$t_2 = 28$$

$$\Delta \epsilon_{cs} := \frac{-3.8}{10^5} = -0.000038 \quad (\text{Pub.10 diagram 3.5})$$

Påstøpens 28-døgns E-modul:

$$E_{c3} := E_{c,p} = 33541 \cdot \text{MPa}$$

Areal av påstøp:

$$A^{\circ}_{c3} := b \cdot h_{pl} = 412500 \cdot \text{mm}^2$$

Kraft fra tøyningsdifferanse:

$$F_{o3} := \Delta \varepsilon_{cs} \cdot E_{c3} \cdot A^{\circ}_{c3} = -525.755 \cdot \text{kN}$$

Samvirkets tyngdepunkt:

$$y_{tp} := y_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}}$$

Spennarmeringens eksentrisitet uk:

$$e'_{u2} := y_{tp} - y_{p.uk} = 1062.6 \cdot \text{mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet ok:

$$e'_{o2} := 1435 \text{mm} - y_{tp} - 30 \text{mm} = 203.3 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra ok. påstøp til tyngdepunkt:

$$y'_{o2} := 1435 \text{mm} + h_{pl} - y_{tp} = 483.3 \cdot \text{mm}$$

Fastinnspenningsmoment:

$$M_{s.ytter} := \frac{-g_1 \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} - \frac{(g_2 + g_4) \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} \dots = \begin{pmatrix} 297.3 \\ 277.8 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ \left[\frac{(P_{I'} \cdot e'_{u2} - P_{o2} \cdot e'_{o2}) \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2}}{\dots} \right]$$

$$+ \Delta P_2 \cdot e'_{u2} + F_{o3} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_{pl}}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl}}$$

Fastinnspenningsmoment fra kryp, svinn og relaksasjon for innerbjelker:
Effektiv bredde av påstøp:

$$b := b_{\text{eff.i}} = 2000 \cdot \text{mm}$$

Egenlaster:

NIB 500/1400:

Påstøp:

Asfalt:

$$g_1 = 6.29 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_2 := b \cdot h_{pl} \cdot \rho_c = 12.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_4 := b \cdot h_a \cdot \rho_a = 4.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kryptall for platen for tidsintervallet t2 til t3, belastning påført ved t2:

$$\varphi_{pl} := \left(\varphi_{pl.i.28.10950} \quad \varphi_{pl.i.28.36500} \right)^T$$

Areal av påstøp:

$$A^{\circ}_{c3} := b \cdot h_{pl} = 500000 \cdot \text{mm}^2$$

Kraft fra tøyingsdifferanse:

$$F_{o3} := \Delta \varepsilon_{cs} \cdot E_{c3} \cdot A^{\circ}_{c3} = -637.279 \cdot \text{kN}$$

Samvirkets tyngdepunkt:

$$y_{tp} := y_{\text{samvirke}} \cdot \text{innerbjelke.korttid} = 1241.8 \cdot \text{mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet uk:

$$e'_{u2} := y_{tp} - y_{p.uk} = 1102.7 \cdot \text{mm}$$

Spennarmeringens eksentrisitet ok:

$$e'_{o2} := 1435 \text{mm} - y_{tp} - 30 \text{mm} = 163.2 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra ok. påstøp til tyngdepunkt:

$$y'_{o2} := 1435 \text{mm} + h_{pl} - y_{tp} = 443.2 \cdot \text{mm}$$

Fastinnspenningsmoment:

$$M_{s.\text{inner}} := \frac{-g_1 \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} - \frac{(g_2 + g_4) \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} \dots = \begin{pmatrix} 250 \\ 229.5 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ \left[\overbrace{(P_I \cdot e'_{u2} - P_{o2} \cdot e'_{o2})} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} \right] \dots$$

$$+ \Delta P_2 \cdot e'_{u2} + F_{o3} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_{pl}}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl}}$$

Omlagringfaktorer etter publikasjonen sammenlignet med omlagringfaktorer etter nedbøyningsbetraktning for egenlast etter 30 år

Omlagringfaktor etter 30 år for bjelkens egenlast etter NB 10

med relaksasjonskoeffisient

$$\Delta_{10950} := \frac{\varphi'_{nib.28.10950}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{nib.28.10950}} = 0.57$$

uten relaksasjonskoeffisient

$$\Delta_{10950} := \frac{\varphi_{nib.28.10950}}{1 + \varphi_{nib.28.10950}} = 0.505$$

Omlagringsfaktor etter 30 år for dekkets egenlast etter NB 10

med relaksasjonskoeffisient

$$\Delta_{10950} := \frac{\varphi_{\text{nib.28.10950}}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{\text{nib.28.10950}}} = 0.641$$

uten relaksasjonskoeffisient

$$\Delta_{10950} := \frac{\varphi_{\text{nib.28.10950}}}{1 + \varphi_{\text{nib.28.10950}}} = 0.568$$

Omlagringsfaktor etter 30 år for bjelkens egenlast etter nedbøyningsbetraktning

$$\Delta_{10950} := \frac{\frac{1}{EI_{\text{nib.3.10950}}} - \frac{1}{EI_{\text{nib.3.28}}}}{\frac{1}{EI_{\text{nib.28.10950}}} + \frac{1}{5EI_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}}}} = 0.382$$

Omlagringsfaktor etter 30 år for dekkets egenlast etter nedbøyningsbetraktning

$$\Delta_{10950} := \frac{\frac{1}{EI_{\text{nib.28.10950}}} - \frac{1}{EI_{\text{nib.korttid}}}}{\frac{1}{EI_{\text{nib.28.10950}}} + \frac{1}{5EI_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}}}} = 0.49$$

C.7 Momentkapasitet samvirketverrsnitt

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand for Samvirketverrsnittet

Kapasiteter er regnet etter NS 3473 utg.2. med unntak av krav til tøyingsbegresning.

Tverrsnittdata: (hentet fra arbeids-/armeringstegninger og vedlegg Effektiv bredde og vedlegg E-moduler)

$$\begin{aligned}
 h_{pl} &:= 250\text{mm} & A_{c,b} &:= 251500\text{mm}^2 & E_{c,b} &:= 37081\text{MPa} \\
 h_b &:= 1435\text{mm} & b_{\text{eff},y} &:= 1650\text{mm} & E_{c,pl} &:= 33541\text{MPa} \\
 h &:= h_b + h_{pl} = 1685\text{mm} & b_{\text{eff},i} &:= 2000\text{mm} & \eta_{pl,k} &:= \frac{E_{c,pl}}{E_{c,b}} = 0.905 \\
 b_b &:= 300\text{mm} & b_{\text{eff}} &:= (b_{\text{eff},y} \ b_{\text{eff},i})^T \\
 y_b &:= 691.5\text{mm} & y &:= (1201.7\text{mm} \ 1241.8\text{mm})^T
 \end{aligned}$$

Materialdata: (hentet i NS 3473 2.utg..)

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{cu} &:= 3.5 \cdot 10^{-3} & \gamma_m &:= 1.25 \\
 f_{cn,b} &:= 28\text{MPa} & f_{cn,pl} &:= 24\text{MPa} \\
 f_{cd,b} &:= \frac{f_{cn,b}}{\gamma_m} = 22.4\text{MPa} & f_{cd,pl} &:= \frac{f_{cn,pl}}{\gamma_m} = 19.2\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Armeringsdata: (Hentet fra vedlegg: Stivheter og vedlegg E-moduler)

Slakkarmering i påstøp:

$$\begin{aligned}
 A_{s,\text{eff},uk,y} &:= 1327\text{mm}^2 & f_{pl} &:= 1 & \text{Reduksjonsfaktor(rust)} \\
 A_{s,\text{eff},uk,i} &:= 1608.5\text{mm}^2 & y_{s,uk} &:= 1499\text{mm} \\
 A_{s,\text{eff},ok,y} &:= 1244.1\text{mm}^2 & y_{s,ok} &:= 1597\text{mm} \\
 A_{s,\text{eff},ok,i} &:= 1508\text{mm}^2 \\
 A_{s,\text{eff},i} &:= A_{s,\text{eff},uk,i} + A_{s,\text{eff},ok,i} = 3116.5\text{mm}^2 \\
 A_{s,\text{eff},y} &:= A_{s,\text{eff},uk,y} + A_{s,\text{eff},ok,y} = 2571.1\text{mm}^2 \\
 A_{s,\text{eff}} &:= f_{pl} (A_{s,\text{eff},y} \ A_{s,\text{eff},i})^T \\
 y_s &:= \frac{A_{s,\text{eff},uk,i} \cdot y_{s,uk} + A_{s,\text{eff},ok,i} \cdot y_{s,ok}}{A_{s,\text{eff},i}} = 1546.42\text{mm}
 \end{aligned}$$

Spennarmering i NIB-bjelke:

$$\begin{aligned}
 f_{ok} &:= 1 & \text{Reduksjonsfaktor(rust)} \\
 f_{uk} &:= 1 & \text{Reduksjonsfaktor(rust)} \\
 A_{p,uk} &:= f_{uk} \cdot 2200\text{mm}^2 = 2200\text{mm}^2 \\
 A_{p,ok} &:= f_{ok} \cdot 400\text{mm}^2 = 400\text{mm}^2 \\
 y_{p,uk} &:= 139.1\text{mm} \\
 y_{p,ok} &:= 1405\text{mm}
 \end{aligned}$$

$f_y := 400\text{MPa}$ Konservativt forenklet ses all armering i dekket på som Ks40.

$$f_s := \frac{f_y}{\gamma_m} = 320\text{MPa}$$

$$E_s := 210000\text{MPa}$$

$$\epsilon_{s0} := \frac{f_s}{E_s} = 1.524 \times 10^{-3}$$

$$f_{02,k} := 1700\text{MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{02,k}}{\gamma_m} = 1360\text{MPa}$$

$$E_p := 195000\text{MPa}$$

$$\epsilon_{p0} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 6.974 \times 10^{-3}$$

Tøyning i spennarmering

$$P_{30.ok} := 346.2\text{kN} \quad P_{100.ok} := 340.8\text{kN}$$

(Hentet fra vedlegg: Tap av spennkraft)

$$P_{30.uk} := 2120.7\text{kN} \quad P_{100.uk} := 2087.4\text{kN}$$

$$\Delta P_{2.uk} := 340.3\text{kN} \quad \Delta P_{2.ok} := 0.7\text{kN}$$

(Sammentrykkning av betongen etter kapping)

$$\epsilon'_{p0.ok.30} := \frac{P_{30.ok} + \Delta P_{2.ok}}{\frac{A_{p.ok}}{f_{ok}} \cdot E_p} = 4.447 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon'_{p0.ok.100} := \frac{P_{100.ok} + \Delta P_{2.ok}}{\frac{A_{p.ok}}{f_{ok}} \cdot E_p} = 4.378 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon'_{p0.ok} := (\epsilon'_{p0.ok.30} \quad \epsilon'_{p0.ok.100})^T$$

$$\epsilon'_{p0.uk.30} := \frac{P_{30.uk} + \Delta P_{2.uk}}{\frac{A_{p.uk}}{f_{uk}} \cdot E_p} = 5.737 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon'_{p0.uk.100} := \frac{P_{100.uk} + \Delta P_{2.uk}}{\frac{A_{p.uk}}{f_{uk}} \cdot E_p} = 5.659 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon'_{p0.uk} := (\epsilon'_{p0.uk.30} \quad \epsilon'_{p0.uk.100})^T$$

$$\Delta \epsilon_{p0.ok} := \epsilon_{p0} - \epsilon'_{p0.ok} = \begin{pmatrix} 2.527 \times 10^{-3} \\ 2.596 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

$$\Delta \epsilon_{p0.uk} := \epsilon_{p0} - \epsilon'_{p0.uk} = \begin{pmatrix} 1.238 \times 10^{-3} \\ 1.315 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Momentkapasitet i felt

Effektiv tverrsnitthøyder:

$$d := h - y_{p.uk} = 1545.9 \cdot \text{mm}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \Delta\epsilon_{p0.uk}} = \begin{pmatrix} 0.739 \\ 0.727 \end{pmatrix}$$

Verdien av α med gitt tverrsnittdata:

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.uk}}{0.8 f_{cd.pl} \cdot b_{eff} \cdot d} = \begin{pmatrix} 0.076 \\ 0.063 \end{pmatrix} < \alpha_b = \begin{pmatrix} 0.739 \\ 0.727 \end{pmatrix} \quad \text{Svært underarmert!}$$

$$x := \alpha \cdot d = \begin{pmatrix} 118.1 \\ 97.4 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Påstøpet som trykksone er ikke fullt utnyttet. Regner kapasitet som rektangulær bjelke med b_{eff} som bredde. Ser bort fra bidraget til armering i påstøpet.

Momentkapasitet i felt:

$$M_{d.f} := \left[f_{cd.pl} \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b_{eff} \cdot (d - 0.4 \cdot \alpha \cdot d) \right] = \begin{pmatrix} 4484 \\ 4509 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningskontroll av spennarmeringen:

$$\Delta\epsilon_{p.uk} := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = \begin{pmatrix} 42.3 \times 10^{-3} \\ 52.1 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

$$\epsilon_{p.uk.y} := \epsilon'_{p0.uk} + \Delta\epsilon_{p.uk_0} = \begin{pmatrix} 48.1 \times 10^{-3} \\ 48.0 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Over 1 % grensa som blir nevnt i NS3473, men ser vekk i fra dette da kravet er falt bort i EK2.

$$\epsilon_{p.uk.i} := \epsilon'_{p0.uk} + \Delta\epsilon_{p.uk_1} = \begin{pmatrix} 57.8 \times 10^{-3} \\ 57.7 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

M-N diagram, i felt

Tyøningstilstand 1, Rent trykk 2 ‰ tøying

$$T_{c1.pl} := f_{cd.pl} \cdot h_{pl} \cdot b_{eff} = \begin{pmatrix} 7920 \\ 9600 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$T_{c1.b} := f_{cd.b} \cdot \eta_{pl.k} \cdot A_{c.b} = 5096 \cdot \text{kN}$$

$$S_{s1.pl} := f_s \cdot A_{s.eff} = \begin{pmatrix} 823 \\ 997 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$P_{p1.ok} := 2 \cdot 10^{-3} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 156 \cdot \text{kN}$$

$$P_{p1.uk} := 2 \cdot 10^{-3} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 858 \cdot \text{kN}$$

$$N_1 := T_{c1.pl} + T_{c1.b} + S_{s1.pl} + P_{p1.uk} + P_{p1.ok} = \begin{pmatrix} 14853 \\ 16707 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_1 := \left[T_{c1.pl} \cdot \left(h - \frac{h_{pl}}{2} - y \right) \right] + T_{c1.b} \cdot (y_b - y) \dots = \begin{pmatrix} -359 \\ -366 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ \left[S_{s1.pl} \cdot (y_s - y) \right] + P_{p1.ok} \cdot (y_{p.ok} - y) + P_{p1.uk} \cdot (y_{p.uk} - y)$$

Tyøningstilstand 2, Kombinert trykk og strekk, hhv. 3.5 ‰ trykktøying i betong og flyttøying i spennarmering i uk..

Trykksonehøyde

$$\alpha := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{p0}} = 0.334$$

$$x := \alpha \cdot d = 516.561 \cdot \text{mm}$$

$$h_t := 0.8 \cdot x = 413.249 \cdot \text{mm} \quad (\text{Trykksonen går ned i NIB-bjelken!})$$

$$h_{t.b.steg} := h_t - h_{pl} - 75 \text{mm} = 88.249 \cdot \text{mm}$$

Tøying i slakkarmering i dekket.

$$\epsilon_s := \frac{x - (h - y_s)}{x} \cdot \epsilon_{cu} = 2.561 \times 10^{-3} > \text{flyttøying bruker: } f_s$$

Tøying i spennarmering i ok.

$$\epsilon_{p.ok} := \frac{x - (h - y_{p.ok})}{x} \cdot \epsilon_{cu} = 1.603 \times 10^{-3} < \text{flyttøying bruker: } \epsilon_{p.ok} \cdot E_p$$

Krefter

$$T_{c2.pl} := f_{cd.pl} \cdot h_{pl} \cdot b_{eff} = \begin{pmatrix} 7920 \\ 9600 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$T_{c2.b.fl1} := \eta_{pl.k} \cdot f_{cd.b} \cdot 500 \cdot 75 \cdot \text{mm}^2 = 760 \cdot \text{kN}$$

$$T_{c2.b.fl2} := \eta_{pl.k} \cdot f_{cd.b} \cdot (200 \cdot 70) \cdot \text{mm}^2 = 284 \cdot \text{kN}$$

$$T_{c2.b.steg} := \eta_{pl.k} \cdot f_{cd.b} \cdot h_{t.b.steg} \cdot 100 \text{mm} = 179 \cdot \text{kN}$$

$$S_{s2} := f_s \cdot A_{s,eff} = \begin{pmatrix} 823 \\ 997 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$P_{p2.ok} := \epsilon_{p.ok} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 125 \cdot \text{kN}$$

$$P_{p2.uk} := -(f_{pd}) \cdot A_{p.uk} = -2992 \cdot \text{kN}$$

$$N_2 := T_{c2.pl} + T_{c2.b.fl1} + T_{c2.b.fl2} + T_{c2.b.steg} + S_{s2} + P_{p2.ok} + P_{p2.uk} = \begin{pmatrix} 7098 \\ 8953 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_2 := \left[T_{c2.pl} \left(h - \frac{h_{pl}}{2} - y \right) \right] + T_{c2.b.fl1} \left(h_b - \frac{75\text{mm}}{2} - y \right) \dots = \begin{pmatrix} 6534 \\ 6837 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ T_{c2.b.fl2} \left(h_b - 75\text{mm} - \frac{70\text{mm}}{3} - y \right) + T_{c2.b.steg} \left(h_b - 75\text{mm} - \frac{h_{t.b.steg}}{2} - y \right) \dots$$

$$+ \left[S_{s2} \cdot (y_s - y) \right] + P_{p2.ok} \cdot (y_{p.ok} - y) + P_{p2.uk} \cdot (y_{p.uk} - y)$$

Tøyningstilstand 3, Kombinert trykk og strekk, hhv. 3.5 % trykktøyning i betong og 5 ganger flyttøyning i spennarmering i uk.

Trykksonehøyde

$$\alpha := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 5 \cdot \epsilon_{p0}} = 0.091$$

$$x := \alpha \cdot d = 141.006 \cdot \text{mm}$$

$$h_t := 0.8 \cdot x = 112.805 \cdot \text{mm}$$

Tøyning i slakkarmering i dekket.

$$\epsilon_s := \frac{x - (h - y_s)}{x} \cdot \epsilon_{cu} = 6.021 \times 10^{-5} > \text{flyttøyning, bruker: } f_s$$

Tøyning i spennarmering i ok.

$$\epsilon_{p.ok} := \frac{x - (h - y_{p.ok})}{x} \cdot \epsilon_{cu} = -3.45 \times 10^{-3} < \text{flyttøyning bruker: } \epsilon_{p.ok} \cdot E_p$$

Krefter

$$T_{c3.pl} := f_{cd.pl} \cdot h_t \cdot b_{eff} = \begin{pmatrix} 3574 \\ 4332 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$S_{s3} := \epsilon_s \cdot E_s \cdot A_{s,eff} = \begin{pmatrix} 33 \\ 39 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$P_{p3.ok} := \epsilon_{p.ok} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = -269 \cdot \text{kN}$$

$$P_{p3.uk} := -(f_{pd}) \cdot A_{p.uk} = -2992 \cdot \text{kN}$$

$$N_3 := T_{c3.pl} + S_{s3} + P_{p3.ok} + P_{p3.uk} = \begin{pmatrix} 345 \\ 1110 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_3 := \left[T_{c3.pl} \left(h - \frac{h_t}{2} - y \right) \right] + \left[S_{s3} \cdot (y_s - y) \right] + P_{p3.ok} \cdot (y_{p.ok} - y) + P_{p3.uk} \cdot (y_{p.uk} - y) = \begin{pmatrix} 4661 \\ 4943 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet ved støtte

Effektiv tverrsnitthøyder:

$$d := y_s = 1546.42 \cdot \text{mm}$$

$$h' := y_s - y_{p.uk} = 1407.3 \cdot \text{mm}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = 0.983$$

Verdien av α med gitt tverrsnittdata:

$$\alpha := \frac{f_s \cdot A_{s,eff}}{0.8 f_{cd,b} \cdot b_b \cdot d} = \begin{pmatrix} 0.099 \\ 0.12 \end{pmatrix} < \alpha_b = 0.983 \quad \text{Underarmert!}$$

$$x_{uk} := \alpha \cdot d = \begin{pmatrix} 153 \\ 185.5 \end{pmatrix} \cdot \text{mm} \quad \text{Trykksone i NIB-bjelken ligger i den rektangulære delen}$$

Trykktøyning i spennarmeringen i uk.

$$\epsilon_{p.uk} := \frac{\overrightarrow{x_{uk} - y_{p.uk}}}{x_{uk}} \cdot \epsilon_{cu} = \begin{pmatrix} 3.188 \times 10^{-4} \\ 8.756 \times 10^{-4} \end{pmatrix} < \text{flyttøyning, bruker: } \epsilon_{p.uk} \cdot E_p$$

Momentkapasitet over støtte:

$$M_{d,s} := \left[\overrightarrow{f_{cd,b} \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b_b \cdot (d - 0.4 \cdot \alpha \cdot d)} \right] + A_{p.uk} \cdot \epsilon_{p.uk} \cdot E_p \cdot h' = \begin{pmatrix} 1414 \\ 1997 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ekstra

Tøyningskontroll av slakkarmeringen:

$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = \begin{pmatrix} 31.9 \times 10^{-3} \\ 25.7 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \quad \text{Over 10 ‰ grensa som blir nevnt i NS3473, men ser vekk i fra dette da kravet er falt bort i EK2.}$$

M-N diagram, ved støtte

Tyøningstilstand 1, Rent trykk 2 ‰ tøying over hele tverrsnittet

$$T_{c1.pl} := f_{cd.pl} \cdot h_{pl} \cdot b_{eff} = \left(\frac{7920}{9600} \right) \cdot \text{kN}$$

$$T_{c1.b} := f_{cd.b} \cdot \eta_{pl.k} \cdot A_{c.b} = 5096 \cdot \text{kN}$$

$$S_{s1.pl} := f_s \cdot A_{s.eff} = \left(\frac{823}{997} \right) \cdot \text{kN}$$

$$P_{p1.ok} := 2 \cdot 10^{-3} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 156 \cdot \text{kN}$$

$$P_{p1.uk} := 2 \cdot 10^{-3} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 858 \cdot \text{kN}$$

$$N_1 := T_{c1.pl} + T_{c1.b} + S_{s1.pl} + P_{p1.uk} + P_{p1.ok} = \left(\frac{14853}{16707} \right) \cdot \text{kN}$$

$$M_1 := \left[T_{c1.pl} \cdot \left(h - \frac{h_{pl}}{2} - y \right) \right] + T_{c1.b} \cdot (y_b - y) \dots = \left(\frac{-359}{-366} \right) \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ \left[S_{s1.pl} \cdot (y_s - y) \right] + P_{p1.ok} \cdot (y_{p.ok} - y) + P_{p1.uk} \cdot (y_{p.uk} - y)$$

Tøyingstilstand 2, Kombinert trykk og strekk, hhv. 3.5 ‰ trykktøying i betong og flyttøying i slakkarmeringen i påstøpet.

Trykksonehøyde

$$\alpha := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s0}} = 0.697$$

$$x := \alpha \cdot d = 1.077 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$h_t := 0.8 \cdot x = 861.891 \cdot \text{mm}$$

Trykksone i NIB-bjelken ligger i steget

Tøying i spennarmering i ok..

$$\epsilon_{p.ok} := \frac{x - y_{p.ok}}{x} \cdot \epsilon_{cu} = -1.064 \times 10^{-3} < \text{flyttøying, bruker: } \epsilon_{p.ok} \cdot E_p$$

Tøying i spennarmering i uk..

$$\epsilon_{p.uk} := \frac{x - y_{p.uk}}{x} \cdot \epsilon_{cu} = 3.048 \times 10^{-3} < \text{flyttøying, bruker: } \epsilon_{p.uk} \cdot E_p$$

Krefter

$$T_{c2.b1} := f_{cd.b} \cdot (300 \cdot 250) \cdot \text{mm}^2 = 1680 \cdot \text{kN}$$

$$T_{c2.b2} := f_{cd.b} \cdot (100 \cdot 100) \cdot \text{mm}^2 = 224 \cdot \text{kN}$$

$$T_{c2.b3} := f_{cd.b} \cdot (h_t - 250 \text{mm}) \cdot 100 \cdot \text{mm} = 1371 \cdot \text{kN}$$

$$S_{s2} := -f_s \cdot A_{s,eff} = \begin{pmatrix} -823 \\ -997 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$P_{p2.uk} := \epsilon_{p.uk} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 1308 \cdot \text{kN}$$

$$P_{p2.ok} := \epsilon_{p.ok} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = -83 \cdot \text{kN}$$

$$N_2 := T_{c2.b1} + T_{c2.b2} + T_{c2.b3} + S_{s2} + P_{p2.ok} + P_{p2.uk} = \begin{pmatrix} 3677 \\ 3502 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_2 := \left[T_{c2.b1} \cdot \left(\frac{250}{2} \text{mm} - y \right) \right] + T_{c2.b2} \cdot \left[\left(250 + \frac{100}{3} \right) \text{mm} - y \right] \dots = \begin{pmatrix} -4590 \\ -4790 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ T_{c2.b3} \cdot \left(\frac{h_t + 250 \text{mm}}{2} - y \right) \dots$$

$$+ \left[S_{s2} \cdot (y_s - y) \right] + P_{p2.ok} \cdot (y_{p.ok} - y) + P_{p2.uk} \cdot (y_{p.uk} - y)$$

Tøyningstilstand 3, Kombinert trykk og strekk, hhv. 3.5 ‰ trykktøyning i betong og 5 ganger spenn spennarmering i ok.

Trykksonehøyde

$$\alpha := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 10 \cdot \epsilon_{s0}} = 0.187$$

$$x := \alpha \cdot d = 288.848 \cdot \text{mm}$$

$$h_t := 0.8 \cdot x = 231.079 \cdot \text{mm}$$

Trykksone i NIB-bjelken ligger i den rektangulære delen

Tøyning i spennarmering i ok..

$$\epsilon_{p.ok} := \frac{x - y_{p.ok}}{x} \cdot \epsilon_{cu} = -13.524 \times 10^{-3} > \text{flyttøyning, bruker: } f_{pd}$$

Tøyning i spennarmering i uk..

$$\epsilon_{p.uk} := \frac{x - y_{p.uk}}{x} \cdot \epsilon_{cu} = 1.815 \times 10^{-3} < \text{flyttøyning, bruker: } \epsilon_{p.uk} \cdot E_p$$

Krefter

$$T_{c3.b} := f_{cd,b} \cdot h_t \cdot 300 \text{mm} = 1553 \cdot \text{kN}$$

$$S_{s3} := -f_s \cdot A_{s,eff} = \begin{pmatrix} -823 \\ -997 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$P_{p3.ok} := -f_{pd} \cdot A_{p.ok} = -544 \cdot \text{kN}$$

$$P_{p3.uk} := \epsilon_{p.uk} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 778 \cdot \text{kN}$$

$$N_3 := T_{c3.b} + S_{s3} + P_{p3.ok} + P_{p3.uk} = \begin{pmatrix} 965 \\ 790 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_3 := \left[T_{c3.b} \cdot \left(\frac{h_t}{2} - y \right) \right] + \left[S_{s3} \cdot (y_s - y) \right] + P_{p3.ok} \cdot (y_{p.ok} - y) + P_{p3.uk} \cdot (y_{p.uk} - y) = \begin{pmatrix} -2908 \\ -3000 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

C.8 Skjærkapasitet samvirketverrsnitt

Grunnlag:

Bredde som opptar skjærkrefter:

$$b := 100\text{mm}$$

Høyde som opptar skjærkrefter:

$$h := 1435\text{mm} + 250\text{mm} = 1685\text{mm}$$

Areal av betong:

$$A_c := 251500\text{mm}^2 + 250\text{mm} \cdot 1650\text{mm} = 0.664\text{m}^2$$

Betongfastheter (C55):

$$f_{cn} := 28\text{MPa}$$

$$f_{vn} := 0.7\text{MPa}$$

$$\gamma_m := 1.25$$

$$f_c := \frac{f_{cn}}{\gamma_m} = 22.4\text{MPa}$$

$$f_v := \frac{f_{vn}}{\gamma_m} = 0.56\text{MPa}$$

Stålfastheter:

$$f_{y,400} := 400\text{MPa}$$

$$f_{y,500} := 500\text{MPa}$$

$$f_{s,400} := \frac{f_{y,400}}{\gamma_m} = 320\text{MPa}$$

$$f_{s,500} := \frac{f_{y,500}}{\gamma_m} = 400\text{MPa}$$

Effektiv høyde for A.p.ok:

$$d_{A.p.ok} := 1405\text{mm}$$

Middlere effektiv høyde (vektet):

$$d_{\text{eff}} := \frac{d_{A.p.ok} \cdot A_{p.ok} + d_{A.s} \cdot A_s}{A_{p.ok} + A_s} = 1527.016\text{mm}$$

Effektiv høyde skjærarmring:

$$h' := 0.9 \cdot d_{\text{eff}} = 1374.315\text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for korrosjon:

$$f := 1$$

Lengdermering:

$$a_p := 100\text{mm}^2$$

$$n_{uk} := 22$$

$$n_{ok} := 4$$

$$A_{p.uk} := n_{uk} \cdot a_p = 2200\text{mm}^2$$

$$A_{p.ok} := n_{ok} \cdot a_p = 400\text{mm}^2$$

$$A_s := 1244\text{mm}^2 + f \cdot 1327\text{mm}^2 = 2571\text{mm}^2$$

Skjærarmring:

$$A_{sv} := f \cdot 2 \cdot \frac{(12\text{mm})^2 \cdot \pi}{4 \cdot 150\text{mm}} = 1.508\text{mm} \quad (\text{K400TS})$$

Spennkraft:

$$P_{100.uk} := 2087\text{kN}$$

$$P_{100.ok} := 341\text{kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft (gunstig):

$$N_{\gamma.uk} := 0.9 \cdot P_{100.uk} = 1878.3\text{kN}$$

$$N_{\gamma.ok} := 0.9 \cdot P_{100.ok} = 306.9\text{kN}$$

$$N_{\gamma} := N_{\gamma.uk} + N_{\gamma.ok} = 2185.2\text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{\gamma} := 753\text{kN}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{\gamma} := 4491\text{kN}\cdot\text{m}$$

Effektiv høyde for A.s:

$$d_{A.s} := 1546\text{mm}$$

Skjærkraftkapasitet:

Strekbrudd:

Kapasitet:

$$V_{d,s} := \min \left[\begin{array}{l} f_v \cdot [b \cdot d_{\text{eff}} + 75 \cdot (A_{p,ok} + A_s)] \dots, 2 \cdot f_v \cdot b \cdot d_{\text{eff}} \dots \\ + f_{s,400} \cdot A_{sv} \cdot h' \dots \\ + \frac{0.2 \cdot V_\gamma \cdot h \cdot N_\gamma}{M_\gamma} \end{array} \dots \left. \begin{array}{l} + f_{s,400} \cdot A_{sv} \cdot h' \dots \\ + \frac{0.2 \cdot N_\gamma \cdot b \cdot d_{\text{eff}}}{A_c} \end{array} \right] = 934.707 \cdot \text{kN} \quad (5.2.3)$$

(5.2.4)

Andel som tas av skjærarmering:

$$F_{A,sv} := f_{s,400} \cdot A_{sv} \cdot h' = 663.174 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{F_{A,sv}}{V_\gamma} = 0.881 \quad (\text{Større enn } 0,5 \rightarrow \text{OK})$$

Trykkbrudd:

Kapasitet:

$$V_{d,t} := 0.3 \cdot f_c \cdot b \cdot d_{\text{eff}} = 1026.155 \cdot \text{kN} \quad (5.2.2)$$

Kontroll:

$$V_d := \min(V_{d,s}, V_{d,t}) = 934.7 \cdot \text{kN}$$

$$V_\gamma = 753 \cdot \text{kN}$$

$$V_d > V_\gamma \quad \text{kapasitet OK}$$

Utnyttelsesgrad:

$$n := \frac{V_\gamma}{V_d} = 0.806$$

C.9 Kapasitet Forankring

Kontroll av forankring av spennarmering i NIB-bjelken

Forankringslengdene er regnet ut i fra EK 2 og Betongementboken bind C. Med unntak av kapasiteten til tilleggsarmering og kreftene i spennarmeringen som er basert på NS 3473. Dette er en kontroll om ofte er kritisk rett etter avspenning, mens her blir den brukt til å sjekke nåværende status.

Materialdata

Betong

$$f_{ctk.0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd(t)} := \frac{0.85}{1.5} \cdot f_{ctk.0.05} = 1.53 \cdot \text{MPa}$$

Geometri opplegg:

$$a_1 := 200 \text{ mm} \quad \text{bredde av oppleggspute}$$

$$a_u := 139.1 \text{ mm} \quad \text{tp. spennarmering}$$

Fri ende

$$c := 50 \text{ mm} \quad \text{konservativt antatt ut i fra bilde av opplegg}$$

Spennarmering

$$A_s := 100 \text{ mm}^2 / \text{per tau}$$

$$\varnothing_p := 12.8 \text{ mm}$$

$$P_{30.uk} := 2120.7 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter 30 år}$$

$$P_{100.uk} := 2087.4 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter 100 år}$$

$$n_{uk} := 22 \quad \text{Antall tau i uk.}$$

$$\gamma_p := 0.9 \quad \text{Lastfaktor for spennkraften}$$

$$P_{30} := \frac{P_{30.uk}}{n_{uk}} = 96.395 \cdot \text{kN} / \text{per tau}$$

$$P_{100} := \frac{P_{100.uk}}{n_{uk}} = 94.882 \cdot \text{kN} / \text{per tau}$$

$$F_{pd} := 170 \text{ kN} \quad \text{basert på } f_{02} \text{-verdie}$$

$$P := \begin{pmatrix} P_{30} & P_{100} \end{pmatrix}^T$$

Tilleggsarmering, Ø8 bøyle

$$\varnothing_8 := 8 \text{ mm}$$

$$A_{sb} := 2 \frac{\varnothing_8^2}{4} \cdot \pi = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$\gamma_m := 1.25$$

$$f_s := \frac{400 \text{ MPa}}{\gamma_m} = 320 \cdot \text{MPa} \quad \text{/per bøyle basert på NS 3473}$$

Opptredende krefter: (Hentet fra Kapittel: Dimensjonerende krefter.)

$$V_{Ed} := 753 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} := 0 \text{ kN}$$

Kontroll

Forankring av spenntau

$\eta_{p1} := 3.2$ spenntauet har syv tråder

$\eta_1 := 1.0$ Antar gode heftforhold

$$f_{bpt.EK} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd(t)} = 4.896 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2 1992-1-1 (8.15)}$$

Grunnverdi av overføringslengden

$\alpha_1 := 1.25$ antar plutselig avspenning

$$l_{pt} := \alpha_1 \frac{P}{\pi \cdot \varnothing_p \cdot f_{bpt.EK}} = \left(\frac{612.02}{602.409} \right) \cdot \text{mm} \quad \text{EK2 1992-1-1 (8.16)}$$

Nødvendig forankringslengde for kontroll av forankringskapasiteten

$$l_{pt2} := 1.2 \cdot l_{pt} = \left(\frac{734.423}{722.891} \right) \cdot \text{mm} \quad \text{EK2 1992-1-1 (8.18)}$$

Ekstra forankringslengde for å nå opp i dimensjonerende kraft:

$\eta_2 := 1.2$ spenntauet har 7 tråder

$$f_{bpt} := \eta_2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd(t)} = 1.836 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2 1992-1-1 (8.20)}$$

$$l_{pt3} := \frac{F_{pd} - P_{30}}{\pi \cdot \varnothing_p \cdot f_{bpt}} = 996.947 \cdot \text{mm}$$

Total kraftinføringslengde

$$l_{bpd} := l_{pt2} + l_{pt3} = \left(\frac{1.731 \times 10^3}{1.72 \times 10^3} \right) \cdot \text{mm} \quad \text{EK2 1992-1-1 (8.21)}$$

Virkelig forankringslengde:

$$l_1 := c + a_1 + 0.5a_u = 319.55 \cdot \text{mm}$$

Betongelementboken bind C,
eksempel C8.2

Forankringskapasitet til 22 tau:

$$F_{sp} := \gamma_p \cdot 22 \cdot \left(P \cdot \frac{l_1}{l_{pt2}} \right) = \left(\frac{830.451}{830.451} \right) \cdot \text{kN}$$

Betongelementboken bind C,
eksempel C8.2

Nødvendig forankringskraft for 22 tau:

$$\vartheta := 21.8 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180}$$

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot(\vartheta) - \cot(\alpha)) = 941.317 \cdot \text{kN}$$

EK2 1992-1-1 (6.18)

$$S := \Delta F_{td} + H_{Ed} = 941.317 \cdot \text{kN}$$

Betongelementboken bind C,
eksempel C8.2

Tilleggsarmeringen må ta:

$$F_{se} := S - F_{sp} = \begin{pmatrix} 110.866 \\ 110.866 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Betongelementboken bind C,
eksempel C8.2

Nødvendig mengde tilleggsarmering:

$$A_{se.nød} := \frac{F_{se}}{f_s} = \begin{pmatrix} 346.457 \\ 346.457 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{se} := 8 \cdot A_{sb} = 804.248 \cdot \text{mm}^2$$

$$F_s := A_{se} \cdot f_s = 257.359 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse:

$$U_{forankring} := \frac{F_{se}}{F_s} = \begin{pmatrix} 0.431 \\ 0.431 \end{pmatrix}$$

C.10 Spenningsberegninger

Grunnlag

Spennets lengde

$$L_5 := 26.56\text{m}$$

Samvirketversnittets høyde

$$h := 1685\text{ mm}$$

Betongtverrsnittets areal

$$A_c := 251500\text{mm}^2$$

Bjelketversnittets høyde

$$h_{nib} := 1435\text{mm}$$

Påstøpens tykkelse

$$h_{pl} := 250\text{mm}$$

Effektive bredder innerbjelker

$$b_{eff,i} := 2000\text{mm}$$

Effektive bredder ytterbjelker

$$b_{eff,y} := 1650\text{mm}$$

Matrilstivhets forhold mellom
spennarming og C55 betong

$$\eta_{p,k} := 5.259$$

Matrilstivhets forhold mellom
slakkarming og C55 betong

$$\eta_{s,k} := 5.663$$

Tydepunkt til spennarmeringen i underkant

$$y_{p,uk} := 139.1\text{mm}$$

Tydepunkt til spennarmeringen i overkant

$$y_{p,ok} := 1405\text{mm}$$

Tydepunkt til slakkarmeringen i underkant

$$y_{s,uk} := 1499\text{ mm}$$

Tydepunkt til slakkarmeringen i overkant

$$y_{s,ok} := 1597\text{ mm}$$

Spennkraft etter alle umiddelbare tap

$$P_{m0,uk} := 2436.1\text{ kN}$$

Spennkraft etter alle umiddelbare tap

$$P_{m0,ok} := 472.1\text{ kN}$$

Spennkraft etter 30 år fra spennarmeringen
i underkant

$$P_{30,uk} := 2121\text{ kN} \quad P_{L,uk} := P_{30,uk} = 2121 \cdot \text{kN}$$

Spennkraft etter 30 år fra spennarmeringen i
overkant

$$P_{30,ok} := 346.1\text{ kN} \quad P_{L,ok} := P_{30,ok} = 346.1 \cdot \text{kN}$$

Mengde spennarming i uk (NIB-bjelke)

$$A_{p,uk} := 2200\text{mm}^2$$

Mengde spennarming i ok (NIB-bjelke)

$$A_{p,ok} := 400\text{mm}^2$$

Mengde effektiv slakkarming i uk (Påstøp)

$$A_{s,eff,uk,y} := 1005.3\text{ mm}^2$$

$$A_{s,eff,uk,i} := 1608.5\text{ mm}^2$$

Mengde effektiv slakkarming i ok (Påstøp)

$$A_{s,eff,ok,y} := 1244.1\text{ mm}^2$$

$$A_{s,eff,ok,i} := 1508.0\text{ mm}^2$$

Ytterbjelke

$$A_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} := 647875 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} := 1201.7 \text{ mm}$$

$$I_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} := 1.915 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} := 6.578 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} := 1.173 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$I_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} := 2.07 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Innerbjelke

$$A_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} := 729605 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} := 1241.8 \text{ mm}$$

$$I_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} := 2.012 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} := 7.388 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} := 1.215 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$I_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} := 2.181 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

NIB-bjelke

$$A_{\text{ekv.nib.korttid}} := 2.626 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{ekv.nib.korttid}} := 676.457 \text{ mm}$$

$$I_{\text{ekv.nib.korttid}} := 6.775 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{ekv.nib.3}} := 2.684 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{ekv.nib.3}} := 669.065 \text{ mm}$$

$$I_{\text{ekv.nib.3}} := 6.962 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{ekv.nib.3.28}} := 2.74 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{ekv.nib.3.28}} := 662.216 \text{ mm}$$

$$I_{\text{ekv.nib.3.28}} := 7.141 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Langtidstverrsnitt ytterbjelke

Areal

$$A_{L,y} := A_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} = 6.578 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Annet arealmoment

$$I_{L,y} := I_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} = 2.07 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Tyngdepunkt

$$y_{L,y} := y_{\text{samvirke.ytterbjelke.28.10950}} = 1173 \cdot \text{mm}$$

Motstandsmoment i underkant av tverrsnitt

$$W_{L,y.uk} := \frac{I_{L,y}}{y_{L,y}} = 1.765 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

Motstandsmoment i overkant av tverrsnitt

$$W_{L,y.ok} := \frac{I_{L,y}}{h - y_{L,y}} = 4.043 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

Langtidstverrsnitt innerbjelke

Areal

$$A_{L,i} := A_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} = 7.388 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Annet arealmoment

$$I_{L,i} := I_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} = 2.181 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Tyngdepunkt

$$y_{L,i} := y_{\text{samvirke.innerbjelke.28.10950}} = 1215 \cdot \text{mm}$$

Motstandsmoment i underkant av tverrsnitt

$$W_{L,i.uk} := \frac{I_{L,i}}{y_{L,i}}$$

Motstandsmoment i overkant av tverrsnitt

$$W_{L,i.ok} := \frac{I_{L,i}}{h - y_{L,i}} = 4.64 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

Kortidstverrsnitt ytterbjelke

Areal

$$A_{K,y} := A_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} = 6.479 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Annet arealmoment

$$I_{K,y} := I_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} = 1.915 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Tyngdepunkt

$$y_{K,y} := y_{\text{samvirke.ytterbjelke.korttid}} = 1201.7 \cdot \text{mm}$$

Motstandsmoment underkant

$$W_{K,y.uk} := \frac{I_{K,y}}{y_{K,y}} = 1.594 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

Motstandsmoment overkant

$$W_{K.y.ok} := \frac{I_{K.y}}{h - y_{K,y}} = 3.962 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

Korttidstverrsnitt innerbjelke

Areal

$$A_{K,i} := A_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} = 7.296 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Annet arealmoment

$$I_{K,i} := I_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} = 2.012 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Tyngdepunkt

$$y_{K,i} := y_{\text{samvirke.innerbjelke.korttid}} = 1241.8 \cdot \text{mm}$$

Motstandsmoment underkant

$$W_{K.i.uk} := \frac{I_{K,i}}{y_{K,i}} = 1.62 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

Motstandsmoment overkant

$$W_{K.i.ok} := \frac{I_{K,i}}{h - y_{K,i}} = 4.54 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

NIB bjelke

Motstandsmoment etter 3 dager

$$W_{\text{nib.ekv.3.28.uk}} := \frac{I_{\text{ekv.nib.3.28}}}{y_{\text{ekv.nib.3.28}}} = 1.078 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{\text{nib.ekv.3.28.ok}} := \frac{I_{\text{ekv.nib.3.28}}}{h_{\text{nib}} - y_{\text{ekv.nib.3.28}}} = 9.241 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{\text{nib.ekv.korttid.uk}} := \frac{I_{\text{ekv.nib.korttid}}}{y_{\text{ekv.nib.korttid}}} = 1.002 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{\text{nib.ekv.korttid.ok}} := \frac{I_{\text{ekv.nib.korttid}}}{h_{\text{nib}} - y_{\text{ekv.nib.korttid}}} = 8.932 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{\text{nib.ekv.3.uk}} := \frac{I_{\text{ekv.nib.3}}}{y_{\text{ekv.nib.3}}} = 1.041 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{\text{nib.ekv.3.ok}} := \frac{I_{\text{ekv.nib.3}}}{h_{\text{nib}} - y_{\text{ekv.nib.3}}} = 9.09 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

Krefter i bruksgrensetilstanden lastkombinasjon b)

Ytterbjelke

Aksialkraft

$$N := -(P_{L.ok} + P_{L.uk}) = -2467.1 \cdot \text{kN}$$

Langtids moment fra eksentrisk spennkraft

$$M_{p.L.y} := -P_{L.uk} \cdot (y_{L.y} - y_{p.uk}) + P_{L.ok} \cdot (y_{p.ok} - y_{L.y}) = -2112.607 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Langtids feltmoment i fritt opplagt system

$$M_{f.L.y} := (1464 + 23 + 448) \cdot \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p.L.y} = -177.607 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Korttids feltmoment i fritt opplagt sytem

$$M_{f.K.y} := (0.5 \cdot 1465 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot 203) \text{kN} \cdot \text{m} = 803.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Langtids støttemoment i kontinuerlig system

$$M_{o.L.y} := -(273 + 24) \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p.L.y} = -2409.607 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Korttids støttemoment i kontinuerlig system

$$M_{o.K.y} := -[0.5 \cdot 727 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot (127 + 336)] \text{kN} \cdot \text{m} = -525.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Innerbjelke

Aksialkraft

$$N := -(P_{L.ok} + P_{L.uk}) = -2467.1 \cdot \text{kN}$$

Langtidsmoment fra eksentrisk spennkraft

$$M_{p.L.i} := -P_{L.uk} \cdot (y_{L.i} - y_{p.uk}) + P_{L.ok} \cdot (y_{p.ok} - y_{L.i}) = -2216.225 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Langtids feltmoment i fritt opplagt system

$$M_{f.L.i} := (1658 + 21 + 476) \cdot \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p.L.i} = -61.225 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Korttids feltmoment i fritt opplagt sytem

$$M_{f.K.i} := (0.5 \cdot 1478 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot 214) \text{kN} \cdot \text{m} = 813.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Langtids støttemoment i kontinuerlig system

$$M_{o.L.i} := -(338 + 5) \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p.L.i} = -2559.225 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Korttids støttemoment i kontinuerlig system

$$M_{o.K.i} := -[0.5 \cdot 806 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot (146 + 353)] \text{kN} \cdot \text{m} = -577.65 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendige tverrsnittparametre

$$A_L := (A_{L.y} \ A_{L.i} \ A_{L.y} \ A_{L.i})^T$$

$$W_L := (W_{L.y.uk} \ W_{L.i.uk} \ W_{L.y.ok} \ W_{L.i.ok})^T$$

$$W_K := (W_{K.y.uk} \ W_{K.i.uk} \ W_{K.y.ok} \ W_{K.i.ok})^T$$

Spenninger i bruksgrensetilstand

Kontroll av spenninger ved støtte i kontinuerlig system

$$M_{o.L} := (M_{o.L.y} \ M_{o.L.i} \ -M_{o.L.y} \ -M_{o.L.i})^T$$

$$M_{o.K} := (M_{o.K.y} \ M_{o.K.i} \ -M_{o.K.y} \ -M_{o.K.i})^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk.ytterbjelke.støtte} \\ \sigma_{uk.innerbjelke.støtte} \\ \sigma_{ok.ytterbjelke.støtte} \\ \sigma_{ok.innerbjelke.støtte} \end{pmatrix} := \frac{N}{A_L} + \frac{M_{o.L}}{W_L} + \frac{M_{o.K}}{W_K} = \begin{pmatrix} -20.703 \\ -21.162 \\ 3.536 \\ 3.448 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

I nivå med spennarmering i overkant ved ytterbjelke

$$\sigma_{uk.ytterbjelke.støtte} + \frac{\sigma_{ok.ytterbjelke.støtte} - \sigma_{uk.ytterbjelke.støtte}}{h} \cdot (y_{p.ok}) = -0.492 \cdot \text{MPa}$$

I nivå med spennarmering i overkant ved innerbjelke

$$\sigma_{uk.innerbjelke.støtte} + \frac{\sigma_{ok.innerbjelke.støtte} - \sigma_{uk.innerbjelke.støtte}}{h} \cdot (y_{p.ok}) = -0.641 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll av spenninger i felt i fritt opplagt system

$$M_{f.L} := (-M_{f.L.y} \ -M_{f.L.i} \ M_{f.L.y} \ M_{f.L.i})^T$$

$$M_{f.K} := (M_{f.K.y} \ M_{f.K.i} \ -M_{f.K.y} \ -M_{f.K.i})^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk.ytterbjelke.felt} \\ \sigma_{uk.innerbjelke.felt} \\ \sigma_{ok.ytterbjelke.felt} \\ \sigma_{ok.innerbjelke.felt} \end{pmatrix} := \frac{N}{A_L} + \frac{M_{f.L}}{W_L} + \frac{M_{f.K}}{W_K} = \begin{pmatrix} 2.298 \\ 2.025 \\ -6.218 \\ -5.264 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i nivå med nederste armeringslag i NIB-bjelke

$$\sigma_{\text{uk,ytterbjelke.felt}} + \frac{\sigma_{\text{ok,ytterbjelke.felt}} - \sigma_{\text{uk,ytterbjelke.felt}}}{h} \cdot 70\text{mm} = 1.945 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{ok,innerbjelke.felt}} + \frac{\sigma_{\text{ok,innerbjelke.felt}} - \sigma_{\text{uk,innerbjelke.felt}}}{h} \cdot 70\text{mm} = 1.722 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll av spenninger i bruksgrensetilstanden i henhold til NB publikasjon 10

NB publikasjon 10 legger til grunn for kontroll av spenninger i bruksgrensetilstanden ved å anta at all last virker i korttidstvernsnittet for samvirke. I bruksgrensetilstanden ses det i publikasjonen bort fra momentomlagringen.

Krefter i bruksgrensetilstanden lastkombinasjon b

Ytterbjelke

Aksialkraft

$$N := -(P_{L,ok} + P_{L,uk}) = -2467.1 \cdot \text{kN}$$

Langtidsmoment fra eksentrisk spennkraft

$$M_{p,y} := -P_{L,uk} \cdot (y_{K,y} - y_{p,uk}) + P_{L,ok} \cdot (y_{p,ok} - y_{K,y}) = -2183.412 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Feltmoment i fritt opplagt system

$$M_{f,y} := (1464 + 23 + 448 + 0.5 \cdot 1465 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot 203) \cdot \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p,y} = 555.138 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Støttemoment i kontinuerlig system

$$M_{o,y} := -[273 + 24 + 0.5 \cdot 727 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot (127 + 336)] \cdot \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p,y} = -3005.962 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Innerbjelke

Aksialkraft

$$N := -(P_{L,ok} + P_{L,uk}) = -2467.1 \cdot \text{kN}$$

Langtidsmoment fra eksentrisk spennkraft

$$M_{p,i} := -P_{L,uk} \cdot (y_{K,i} - y_{p,uk}) + P_{L,ok} \cdot (y_{p,ok} - y_{K,i}) = -2282.343 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Feltmoment i fritt opplagt system

$$M_{f,i} := (1658 + 21 + 476 + 0.5 \cdot 1478 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot 214) \cdot \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p,i} = 686.557 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Støttemoment i kontinuerlig system

$$M_{o,i} := -[338 + 5 + 0.5 \cdot 806 + 0.7 \cdot 0.5 \cdot (146 + 353)] \cdot \text{kN} \cdot \text{m} + M_{p,i} = -3202.993 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendige tverrsnittparametre

$$W_K := (W_{K,y.uk} \quad W_{K,i.uk} \quad W_{K,y.ok} \quad W_{K,i.ok})^T$$

$$A_K := (A_{K,y} \quad A_{K,i} \quad A_{K,y} \quad A_{K,i})^T$$

Kontroll av spenninger ved støtte i kontinuerlig system

$$M_o := (M_{o,y} \quad M_{o,i} \quad -M_{o,y} \quad -M_{o,i})^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk.ytterbjelke.støtte} \\ \sigma_{uk.innerbjelke.støtte} \\ \sigma_{ok.ytterbjelke.støtte} \\ \sigma_{ok.innerbjelke.støtte} \end{pmatrix} := \frac{N}{A_K} + \frac{M_o}{W_K} = \begin{pmatrix} -22.671 \\ -23.15 \\ 3.778 \\ 3.674 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Overkant NIB-bjelke

$$\sigma_{uk.ytterbjelke.støtte} + \frac{\sigma_{ok.ytterbjelke.støtte} - \sigma_{uk.ytterbjelke.støtte}}{h} \cdot (h_{nib}) = -0.146 \cdot \text{MPa}$$

I nivå med spennarmering i overkant ved ytterbjelke

$$\sigma_{uk.ytterbjelke.støtte} + \frac{\sigma_{ok.ytterbjelke.støtte} - \sigma_{uk.ytterbjelke.støtte}}{h} \cdot (y_{p.ok}) = -0.617 \cdot \text{MPa}$$

I nivå med spennarmering i overkant ved innerbjelke

$$\sigma_{uk.innerbjelke.støtte} + \frac{\sigma_{ok.innerbjelke.støtte} - \sigma_{uk.innerbjelke.støtte}}{h} \cdot (y_{p.ok}) = -0.783 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll av spenninger i felt i fritt opplagt system

$$M_f := (M_{f,y} \quad M_{f,i} \quad -M_{f,y} \quad -M_{f,i})^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk.ytterbjelke.felt} \\ \sigma_{uk.innerbjelke.felt} \\ \sigma_{ok.ytterbjelke.felt} \\ \sigma_{ok.innerbjelke.felt} \end{pmatrix} := \frac{N}{A_K} + \frac{M_f}{W_K} = \begin{pmatrix} -0.324 \\ 0.856 \\ -5.209 \\ -4.894 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{uk.ytterbjelke.felt} + \frac{\sigma_{ok.ytterbjelke.felt} - \sigma_{uk.ytterbjelke.felt}}{h} \cdot 70\text{mm} = -0.527 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{uk.innerbjelke.felt} + \frac{\sigma_{ok.innerbjelke.felt} - \sigma_{uk.innerbjelke.felt}}{h} \cdot 70\text{mm} = 0.617 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll av spenninger under bygging

Aksialkraft

$$N_3 := -(P_{m0.ok} + P_{m0.uk}) = -2908.2 \cdot \text{kN}$$

Konstant moment fra eksentrisk spennkraft etter 28 dager

$$M_{p.3.28} := -P_{m0.uk} \cdot (y_{ekv.nib.3.28} - y_{p.uk}) + P_{m0.ok} \cdot (y_{p.ok} - y_{ekv.nib.3.28}) = -923.695 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Konstant moment fra eksentrisk spennkraft etter 3 dager

$$M_{p.3} := -P_{m0.uk} \cdot (y_{ekv.nib.3} - y_{p.uk}) + P_{m0.ok} \cdot (y_{p.ok} - y_{ekv.nib.3}) = -943.613 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra bjelkens egenlast

i felt:

$$M_{g1.f} := \frac{\left(25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_c\right) \cdot L_5^2}{8} = 554.427 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ved støtte:

$$M_{g1.s} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra dekkets egenlast

i felt i ytre NIB-bjelke:

$$M_{g2.f.y} := \frac{25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{pl} \cdot b_{eff.y} \cdot L_5^2}{8} = 909.348 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

i felt i indre NIB-bjelke:

$$M_{g2.f.i} := \frac{25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{pl} \cdot b_{eff.i} \cdot L_5^2}{8} = 1102.24 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ved støtte:

$$M_{g2.s} := 0$$

Nødvendige tverrsnittsparmetre

$$W_{ekv.nib.3} := (W_{nib.ekv.3.28.uk} \quad W_{nib.ekv.3.28.uk} \quad W_{nib.ekv.3.28.ok} \quad W_{nib.ekv.3.28.ok})^T$$

$$W_{ekv.nib.3.28} := (W_{nib.ekv.3.28.uk} \quad W_{nib.ekv.3.28.uk} \quad W_{nib.ekv.3.28.ok} \quad W_{nib.ekv.3.28.ok})^T$$

$$W_{ekv.nib.28} := (W_{nib.ekv.korttid.uk} \quad W_{nib.ekv.korttid.uk} \quad W_{nib.ekv.korttid.ok} \quad W_{nib.ekv.korttid.ok})^T$$

Spenninger etter 3 dager fra eksentrisk spennkraft påført etter 3 dager

Ved støtte

$$M_{o,3} := (M_{p,3} \quad M_{p,3} \quad -M_{p,3} \quad -M_{p,3})^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{3.st\ddot{o}tte.uk} \\ \sigma_{3.st\ddot{o}tte.uk} \\ \sigma_{3.st\ddot{o}tte.ok} \\ \sigma_{3.st\ddot{o}tte.ok} \end{pmatrix} := \frac{N_3}{A_{ekv.nib.3}} + \frac{M_{o,3}}{W_{ekv.nib.3}} = \begin{pmatrix} -19.586 \\ -19.586 \\ -0.624 \\ -0.624 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Ved felt

$$M_{f,3} := [(M_{g1.f} + M_{p,3}) \quad (M_{g1.f} + M_{p,3}) \quad (-M_{p,3} - M_{g1.f}) \quad (-M_{p,3} - M_{g1.f})]^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk.felt.3} \\ \sigma_{uk.felt.3} \\ \sigma_{ok.felt.3} \\ \sigma_{ok.felt.3} \end{pmatrix} := \frac{N_3}{A_{ekv.nib.3}} + \frac{M_{f,3}}{W_{ekv.nib.3}} = \begin{pmatrix} -14.444 \\ -14.444 \\ -6.624 \\ -6.624 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Spenninger etter 28 dager fra eksentrisk spennkraft påført etter 3 dager

Ved støtte

$$M_{o,3.28} := (M_{p,3.28} \quad M_{p,3.28} \quad -M_{p,3.28} \quad -M_{p,3.28})^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk.3.28.st\ddot{o}tte.uk} \\ \sigma_{uk.3.28.st\ddot{o}tte.uk} \\ \sigma_{ok.3.28.st\ddot{o}tte.ok} \\ \sigma_{ok.3.28.st\ddot{o}tte.ok} \end{pmatrix} := \frac{N_3}{A_{ekv.nib.3.28}} + \frac{M_{o,3.28}}{W_{ekv.nib.3.28}} = \begin{pmatrix} -19.18 \\ -19.18 \\ -0.618 \\ -0.618 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Ved felt

$$M_{f,3.28} := [(M_{g1.f} + M_{p,3.28}) \quad (M_{g1.f} + M_{p,3.28}) \quad (-M_{p,3.28} - M_{g1.f}) \quad (-M_{p,3.28} - M_{g1.f})]^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk.felt.3.28} \\ \sigma_{uk.felt.3.28} \\ \sigma_{ok.felt.3.28} \\ \sigma_{ok.felt.3.28} \end{pmatrix} := \frac{N_3}{A_{ekv.nib.3.28}} + \frac{M_{f,3.28}}{W_{ekv.nib.3.28}} = \begin{pmatrix} -14.038 \\ -14.038 \\ -6.618 \\ -6.618 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Spenninger etter 28 dager etter utstøping av dekket

Ved støtte

$$\sigma_{28,s} := \begin{pmatrix} \sigma_{\text{uk.felt.3.28}} \\ \sigma_{\text{uk.felt.3.28}} \\ \sigma_{\text{ok.felt.3.28}} \\ \sigma_{\text{ok.felt.3.28}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -14.038 \\ -14.038 \\ -6.618 \\ -6.618 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa} \quad (\text{Ingen endringer ved støtte siden dekkets egenlast påsettes et fritt opplagt system})$$

Ved felt

$$M_{28,\text{felt}} := (M_{g2,f.y} \quad M_{g2,f.i} \quad -M_{g2,f.y} \quad -M_{g2,f.i})^T$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\text{uk.NIB.ytter.felt.28}} \\ \sigma_{\text{uk.NIB.inner.felt.28}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.ytter.felt.28}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.inner.felt.28}} \end{pmatrix} := \frac{M_{28,\text{felt}}}{W_{\text{ekv.nib.28}}} = \begin{pmatrix} 9.079 \\ 11.005 \\ -10.181 \\ -12.341 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Totale spenninger rett etter utstøping av dekke

Ved støtte

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\text{uk.NIB.ytter.støtte}} \\ \sigma_{\text{uk.NIB.inner.støtte}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.ytter.støtte}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.inner.støtte}} \end{pmatrix} := \sigma_{28,s} = \begin{pmatrix} -14.038 \\ -14.038 \\ -6.618 \\ -6.618 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Ved felt

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\text{uk.NIB.ytter.felt}} \\ \sigma_{\text{uk.NIB.inner.felt}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.ytter.felt}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.inner.felt}} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \sigma_{\text{uk.felt.3.28}} \\ \sigma_{\text{uk.felt.3.28}} \\ \sigma_{\text{ok.felt.3.28}} \\ \sigma_{\text{ok.felt.3.28}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_{\text{uk.NIB.ytter.felt.28}} \\ \sigma_{\text{uk.NIB.inner.felt.28}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.ytter.felt.28}} \\ \sigma_{\text{ok.NIB.inner.felt.28}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -4.959 \\ -3.033 \\ -16.799 \\ -18.959 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Gjøres oppmerksom på at det med NIB.inner og NIB.ytter menes indre og ytre NIB-bjelke ikke indre og ytre samvirkebjelke.

Spenninger i bruddgrensetilstand fra langtidslaster

Lastfaktorer i bruddgrensetilstanden

$$\gamma_g := 1.15$$

$$\gamma_p := 1.1$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{uk,ytterbjelke.felt} \\ \sigma_{uk,innerbjelke.felt} \\ \sigma_{ok,ytterbjelke.felt} \\ \sigma_{ok,innerbjelke.felt} \end{pmatrix} := \frac{\gamma_p \cdot N}{A_L} + \frac{\gamma_g M_{fL}}{W_L} = \begin{pmatrix} -2.968 \\ -3.281 \\ -4.631 \\ -3.825 \end{pmatrix} \text{MPa}$$

Absolutt verdier av spenninger

$$\sigma_{uk,y} := |\sigma_{uk,ytterbjelke.felt}| = 2.968 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{uk,i} := |\sigma_{uk,innerbjelke.felt}| = 3.281 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{ok,y} := |\sigma_{ok,ytterbjelke.felt}| = 4.631 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{ok,i} := |\sigma_{ok,innerbjelke.felt}| = 3.825 \cdot \text{MPa}$$

Fiktive aksialkrefter

$$\begin{aligned} N'_y := & (\sigma_{ok,y} + \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{A_c}{2} + \eta_{p,k} \cdot A_{p,uk} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{p,uk})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] \dots = 1053.85 \cdot \text{kN} \\ & + \eta_{p,k} \cdot A_{p,ok} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{p,ok})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] \dots \\ & + \eta_{s,k} \cdot A_{s,eff,uk,y} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{s,uk})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] \dots \\ & + \eta_{s,k} \cdot A_{s,eff,ok,y} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{s,ok})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N'_i := & (\sigma_{ok,i} + \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{A_c}{2} + \eta_{p,k} \cdot A_{p,uk} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{p,uk})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] \dots = 986.747 \cdot \text{kN} \\ & + \eta_{p,k} \cdot A_{p,ok} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{p,ok})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] \dots \\ & + \eta_{s,k} \cdot A_{s,eff,uk,y} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{s,uk})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] \dots \\ & + \eta_{s,k} \cdot A_{s,eff,ok,y} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{s,ok})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] \end{aligned}$$

Spenninger i nivå med spennarmering i NIB-bjelkens underkant (absolutt verdier)

$$\sigma_{p,y} := \left| \sigma_{uk,ytterbjelke.felt} + \frac{\sigma_{ok,ytterbjelke.felt} - \sigma_{uk,ytterbjelke.felt}}{h} \cdot 70\text{mm} \right| = 3.037 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{p,i} := \left| \sigma_{uk,innerbjelke.felt} + \frac{\sigma_{ok,innerbjelke.felt} - \sigma_{uk,innerbjelke.felt}}{h} \cdot 70\text{mm} \right| = 3.304 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i overkant sone 1

$$\sigma_{1,y} := \sigma_{uk,y} + \frac{\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}}{h} \cdot 270\text{mm} = 3.235 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{1,i} := \sigma_{uk,i} + \frac{\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}}{h} \cdot 270\text{mm} = 3.368 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i overkant sone 2

$$\sigma_{2,y} := \sigma_{uk,y} + \frac{\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}}{h} \cdot 370\text{mm} = 3.333 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{2,i} := \sigma_{uk,i} + \frac{\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}}{h} \cdot 370\text{mm} = 3.4 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i overkant sone 3

$$\sigma_{3,y} := \sigma_{uk,y} + \frac{\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}}{h} \cdot 1360\text{mm} = 4.31 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{3,i} := \sigma_{uk,i} + \frac{\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}}{h} \cdot 1360\text{mm} = 3.72 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i underkant sone 4

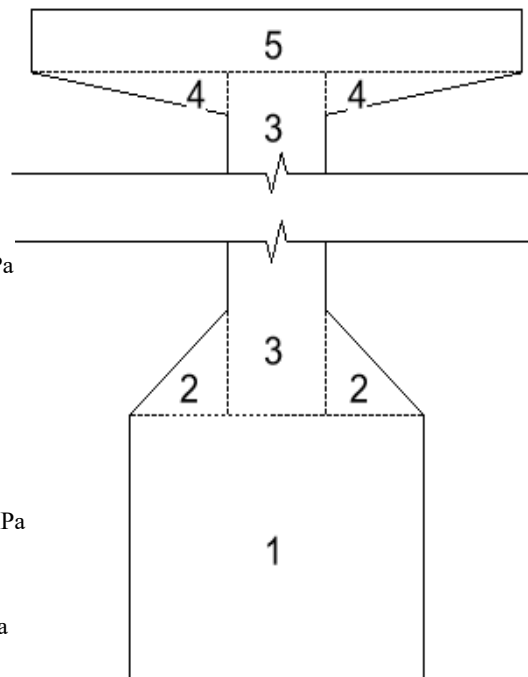
$$\sigma_{4,y} := \sigma_{uk,y} + \frac{\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}}{h} \cdot 1290\text{mm} = 4.241 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{4,i} := \sigma_{uk,i} + \frac{\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}}{h} \cdot 1290\text{mm} = 3.697 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i overkant sone 5

$$\sigma_{5,y} := \sigma_{uk,y} + \frac{\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}}{h} \cdot 1435\text{mm} = 4.384 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{5,i} := \sigma_{uk,i} + \frac{\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}}{h} \cdot 1435\text{mm} = 3.744 \cdot \text{MPa}$$



Momentbidrag fra sone 1 om underkantsarmeringens tyngdepunkt

$$M'_{1,y} := \frac{-1}{6} \cdot 300\text{mm} \cdot 270\text{mm} \cdot (y_{p.uk} \cdot \sigma_{p,y} + 2y_{p.uk} \cdot \sigma_{uk,y}) \dots = -0.052 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ \frac{1}{6} \cdot 300\text{mm} \cdot 270\text{mm} \cdot [2(270\text{mm} - y_{p.uk})\sigma_{1,y} + (270\text{mm} - y_{p.uk})\sigma_{p,y}]$$

$$M'_{1,i} := \frac{-1}{6} \cdot 300\text{mm} \cdot 270\text{mm} \cdot (y_{p.uk} \cdot \sigma_{p,i} + 2y_{p.uk} \cdot \sigma_{p,i}) \dots = -0.869 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ \frac{1}{6} \cdot 300\text{mm} \cdot 270\text{mm} \cdot [2 \cdot (270\text{mm} - y_{p.uk})\sigma_{1,i} + (270\text{mm} - y_{p.uk})\sigma_{p,i}]$$

Momentbidrag fra sone 2 om underkantsarmeringens tyngdepunkt

Middelspenning i triangulær del av tverrsnittet i sone 2:

$$\sigma_{m,2,y} := \frac{\sigma_{1,y} + \sigma_{2,y}}{2} = 3.284 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{m,2,i} := \frac{\sigma_{1,i} + \sigma_{2,i}}{2} = 3.384 \cdot \text{MPa}$$

$$M'_{2,y} := 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 100\text{mm} \cdot 100\text{mm} \cdot \sigma_{m,2,y} \left(270\text{mm} + \frac{2}{3} \cdot 100\text{mm} - y_{p.uk} \right) = 6.488 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{2,i} := 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 100\text{mm} \cdot 100\text{mm} \cdot \sigma_{m,2,i} \left(270\text{mm} + \frac{2}{3} \cdot 100\text{mm} - y_{p.uk} \right) = 6.686 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra sone 3 om underkantsarmeringens tyngdepunkt

$$M'_{3,y} := \frac{1}{6} \cdot 500\text{mm} \cdot 75\text{mm} \cdot \left[\begin{aligned} & [3 \cdot (270\text{mm} - y_{p.uk}) + 2 \cdot 75\text{mm}] \cdot \sigma_{3,y} \dots \\ & + [3 \cdot (1360\text{mm} - y_{p.uk}) + 75\text{mm}] \cdot \sigma_{1,y} \end{aligned} \right] = 90.181 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{3,i} := \frac{1}{6} \cdot 500\text{mm} \cdot 75\text{mm} \cdot \left[\begin{aligned} & [3 \cdot (270\text{mm} - y_{p.uk}) + 2 \cdot 75\text{mm}] \cdot \sigma_{3,i} \dots \\ & + [3 \cdot (1360\text{mm} - y_{p.uk}) + 75\text{mm}] \cdot \sigma_{1,i} \end{aligned} \right] = 91.301 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra sone 4 om underkantsarmeringens tyngdepunkt

Middelspenning i triangulær del av tverrsnittet i sone 4

$$\sigma_{m,4,y} := \frac{\sigma_{3,y} + \sigma_{4,y}}{2} = 4.276 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{m,4,i} := \frac{\sigma_{3,i} + \sigma_{4,i}}{2} = 3.709 \cdot \text{MPa}$$

$$M'_{4,y} := 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 100\text{mm} \cdot 100\text{mm} \cdot \sigma_{m,4,y} \left(270\text{mm} + \frac{1}{3} \cdot 70\text{mm} - y_{p.uk} \right) = 6.594 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{4,i} := 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 100\text{mm} \cdot 100\text{mm} \cdot \sigma_{m,4,i} \left(270\text{mm} + \frac{1}{3} \cdot 70\text{mm} - y_{p.uk} \right) = 5.72 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra sone 5 om underkantsarmeringens tyngdepunkt

$$M'_{5,y} := \frac{1}{6} \cdot 500\text{mm} \cdot 75\text{mm} \cdot \left[\begin{aligned} &3 \cdot (1360\text{mm} - y_{p.uk}) + 2 \cdot 75\text{mm} \\ &+ [3 \cdot (1360\text{mm} - y_{p.uk}) + 75\text{mm}] \end{aligned} \cdot \sigma_{5,y} \dots \right] = 205.157 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{5,i} := \frac{1}{6} \cdot 500\text{mm} \cdot 75\text{mm} \cdot \left[\begin{aligned} &3 \cdot (1360\text{mm} - y_{p.uk}) + 2 \cdot 75\text{mm} \\ &+ [3 \cdot (1360\text{mm} - y_{p.uk}) + 75\text{mm}] \end{aligned} \cdot \sigma_{5,i} \dots \right] = 176.127 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra påstøp om underkantsarmeringens tyngdepunkt

$$M'_{6,y} := \frac{1}{6} \cdot 200\text{mm} \cdot 2000\text{mm} \cdot \left[\begin{aligned} &3 \cdot (1435\text{mm} - y_{p.uk}) + 2 \cdot 250\text{mm} \\ &+ [3 \cdot (1435\text{mm} - y_{p.uk}) + 250\text{mm}] \end{aligned} \cdot \sigma_{ok,y} \dots \right] = 2563.904 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{6,i} := \frac{1}{6} \cdot 200\text{mm} \cdot 2000\text{mm} \cdot \left[\begin{aligned} &3 \cdot (1435\text{mm} - y_{p.uk}) + 2 \cdot 250\text{mm} \\ &+ [3 \cdot (1435\text{mm} - y_{p.uk}) + 250\text{mm}] \end{aligned} \cdot \sigma_{ok,i} \dots \right] = 2151.712 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Trykkrefter i armeringen som følge av tøyningstilstanden fra permanente laster

Spennarmering i uk (NIB-bjelke)

$$N'_{p,y} := \eta_{p.k} \cdot A_{p.uk} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{p.uk})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] = 51.989 \cdot \text{kN}$$

$$N'_{p,i} := \eta_{p.k} \cdot A_{p.uk} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{p.uk})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] = 43.735 \cdot \text{kN}$$

Spennarmering i ok (NIB-bjelke)

$$N_{p,y} := \eta_{p.k} \cdot A_{p.ok} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{p.ok})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] = 6.825 \cdot \text{kN}$$

$$N_{p,i} := \eta_{p.k} \cdot A_{p.ok} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{p.ok})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] = 7.092 \cdot \text{kN}$$

Slakkarmering i uk (påstøp)

$$N_{s.uk,y} := \eta_{s.k} \cdot A_{s.eff.uk,y} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{s.uk})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] = 17.943 \cdot \text{kN}$$

$$N_{s.uk,i} := \eta_{s.k} \cdot A_{s.eff.uk,i} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{s.uk})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] = 30.434 \cdot \text{kN}$$

Slakkarmering i ok (påstøp)

$$N_{s.ok,y} := \eta_{s.k} \cdot A_{s.eff.ok,y} \cdot \left[(\sigma_{ok,y} - \sigma_{uk,y}) \cdot \frac{(h - y_{s.ok})}{h} + \sigma_{uk,y} \right] = 21.524 \cdot \text{kN}$$

$$N_{s.ok,i} := \eta_{s.k} \cdot A_{s.eff.ok,i} \cdot \left[(\sigma_{ok,i} - \sigma_{uk,i}) \cdot \frac{(h - y_{s.ok})}{h} + \sigma_{uk,i} \right] = 28.262 \cdot \text{kN}$$

Totalt fiktivt moment

$$M'_y := M'_{1,y} + M'_{2,y} + M'_{3,y} + M'_{4,y} + M'_{5,y} + M'_{6,y} + N_{p,y} \cdot (y_{p.ok} - y_{p.uk}) \dots = 2936.692 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + N_{s.uk,y} \cdot (y_{s.uk} - y_{p.uk}) + N_{s.ok,y} \cdot (y_{s.ok} - y_{p.uk})$$

$$M'_i := M'_{1,i} + M'_{2,i} + M'_{3,i} + M'_{4,i} + M'_{5,i} + M'_{6,i} + N_{p,i} \cdot (y_{p.ok} - y_{p.uk}) \dots = 2525.412 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + N_{s.uk,i} \cdot (y_{s.uk} - y_{p.uk}) + N_{s.ok,i} \cdot (y_{s.ok} - y_{p.uk})$$

Korttidsmoment hentet fra ESMA for å oppnå flyt i spennarmering i uk

$$M_k := 1670 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momenkapasitet ved flyt i spennarmering

$$M := M_k + M'_i = 4195.412 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

C.11 Kapasiteter tverrbærer

Beregninger iht. NS 3473 2. utg. og Leif Nordgård: Betongkonstruksjoner, 1982.

Grunnlag for beregninger

Kreftene er hentet fra kapittel 9:

$$V_{\gamma} := 1276 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\gamma, \text{felt}} := 2366 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\gamma, \text{støtte}} := 99 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkedimensjoner:

$$h := 1500 \cdot \text{mm}$$

$$b := 980 \cdot \text{mm}$$

Overdekning:

$$c_{\text{nom.ok}} := 30 \cdot \text{mm}$$

$$c_{\text{nom.uk}} := 70 \cdot \text{mm}$$

Materialkoeffisienter:

$$\gamma_c := 1.25 \quad (\text{Betong}) \quad (4.3.3)$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad (\text{Stål})$$

Betong, C45:

$$f_{\text{cn}} := 24 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Tabell 4.4.1})$$

$$f_{\text{vn}} := 0.6 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{bn}} := 3.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ck}} := 45 \cdot \text{MPa}$$

$$E_c := 5000 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \sqrt{\text{MPa}} = 33541 \cdot \text{MPa} \quad (3.3.1)$$

$$\epsilon_c := \frac{3.5}{1000} = 0.0035$$

Stål, K400TS, K500TS (Ø32):

$$f_{y.400} := 400 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{y.500} := 500 \text{MPa}$$

$$E_s := 210000 \cdot \text{MPa} \quad (3.3.2)$$

$$\epsilon_{\text{sy.400}} := \frac{f_{y.400}}{E_s} = 0.0019$$

$$\epsilon_{\text{sy.500}} := \frac{f_{y.500}}{E_s} = 0.0024$$

Dimensjonerende verdier betong:

$$f_c := \frac{f_{\text{cn}}}{\gamma_c} = 19.2 \cdot \text{MPa} \quad (4.3.2)$$

$$f_v := \frac{f_{\text{vn}}}{\gamma_c} = 0.48 \cdot \text{MPa}$$

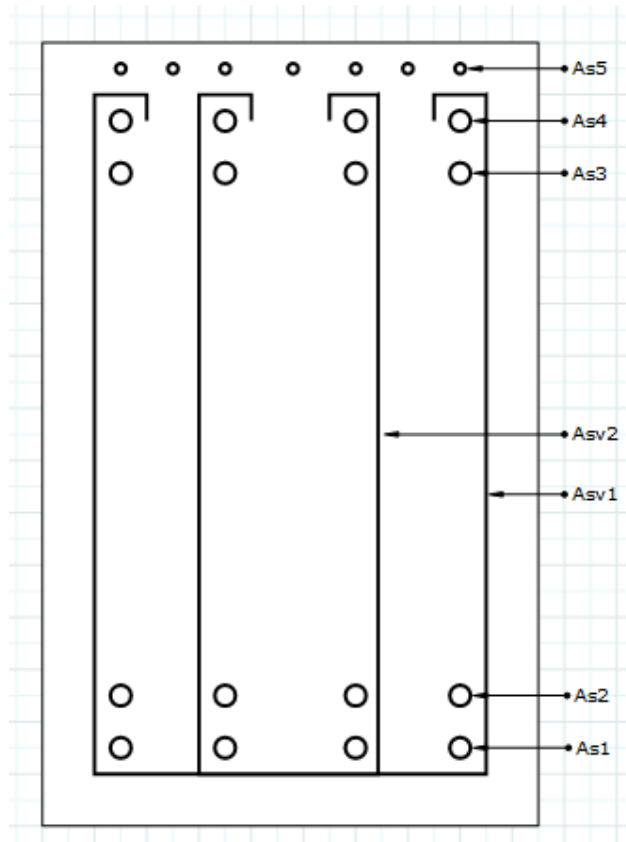
$$f_b := \frac{f_{\text{bn}}}{\gamma_c} = 2.8 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdier stål:

$$f_{s.400} := \frac{f_{y.400}}{\gamma_s} = 320 \cdot \text{MPa} \quad (4.3.2)$$

$$f_{s.500} := \frac{f_{y.500}}{\gamma_s} = 400 \cdot \text{MPa}$$

Lengdermering:



Underkant:

Diameter:

Antall jern:

Areal:

$$\varnothing_1 := 32\text{mm} \quad n_1 := 7 \quad A_{s1} := n_1 \cdot \left(\frac{\varnothing_1^2 \cdot \pi}{4} \right) = 5.63 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\varnothing_2 := 32\text{mm} \quad n_2 := 5 \quad A_{s2} := n_2 \cdot \left(\frac{\varnothing_2^2 \cdot \pi}{4} \right) = 4.021 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Overkant:

Diameter:

Antall jern:

Areal:

$$\varnothing_3 := 32\text{mm} \quad n_3 := 4 \quad A_{s3} := n_3 \cdot \left(\frac{\varnothing_3^2 \cdot \pi}{4} \right) = 3.217 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\varnothing_4 := 32\text{mm} \quad n_4 := 7 \quad A_{s4} := n_4 \cdot \left(\frac{\varnothing_4^2 \cdot \pi}{4} \right) = 5.63 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\varnothing_5 := 12\text{mm} \quad n_5 := 9 \quad A_{s5} := n_5 \cdot \left(\frac{\varnothing_5^2 \cdot \pi}{4} \right) = 1.018 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Samlet underkantarmering:

$$A_{s.uk} := A_{s1} + A_{s2} = 9.651 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Samlet overkantarmering:

$$A_{s.ok} := A_{s3} + A_{s4} + A_{s5} = 9.865 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmering:

Diameter:

Senteravstand:

Areal:

$$\varnothing_{v1} := 16 \cdot \text{mm} \quad c_{v1} := 100 \cdot \text{mm} \quad A_{sv1} := 2 \cdot \left(\frac{\varnothing_{v1}^2 \cdot \pi}{4} \right) = 402.124 \cdot \text{mm}^2$$

$$\varnothing_{v2} := 16 \cdot \text{mm} \quad c_{v2} := 200 \cdot \text{mm} \quad A_{sv2} := 2 \cdot \left(\frac{\varnothing_{v2}^2 \cdot \pi}{4} \right) = 402.124 \cdot \text{mm}^2$$

Armering uk. tyngdepunkt, målt fra uk. bjelke:

$$y_{tp.uk} := \frac{\left[A_{s1} \cdot \left(c_{nom.uk} + \varnothing_{v1} + \frac{\varnothing_1}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left(c_{nom.uk} + \varnothing_{v1} + \varnothing_1 + 70 \cdot \text{mm} + \frac{\varnothing_2}{2} \right) \right]}{A_{s.uk}} = 144.5 \cdot \text{mm}$$

Armering ok. tyngdepunkt, målt fra ok. bjelke:

$$y_{tp.ok} := \frac{\left[A_{s5} \cdot \left(c_{nom.ok} + 12 \cdot \text{mm} + \frac{\varnothing_5}{2} \right) \dots \right.}{A_{s.ok}} = 131.6 \cdot \text{mm}$$

$$\left. + A_{s4} \cdot \left(c_{nom.ok} + 12 \cdot \text{mm} + \varnothing_5 + 32 \cdot \text{mm} + \varnothing_{v1} + \frac{\varnothing_4}{2} \right) \dots \right.$$

$$\left. + A_{s3} \cdot \left(c_{nom.ok} + 12 \cdot \text{mm} + \varnothing_5 + 32 \cdot \text{mm} + \varnothing_{v1} + \varnothing_4 + 32 \cdot \text{mm} + \frac{\varnothing_3}{2} \right) \right]$$

Effektiv høyde:

$$d_{\text{felt}} := h - y_{\text{tp.uk}} = 1355.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{støtte}} := h - y_{\text{tp.ok}} = 1368.4 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet i felt

Balansert armering:

$$\epsilon_c = 0.0035$$

$$\epsilon_s := 2 \cdot \epsilon_{\text{sy}.500} = 0.0048$$

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} = 0.424 \quad (\text{Nordgård (3.3.24)})$$

$$M_{\text{d.b}} := 0.8 \cdot b \cdot d_{\text{felt}}^2 \cdot f_c \cdot \alpha_b \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_b) = 9.731 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Nordgård (3.3.30)})$$

$$A_{\text{s.b.uk}} := \frac{M_{\text{d.b}}}{f_{\text{s}.500} \cdot d_{\text{felt}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_b)} = 21609.498 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{Nordgård (3.3.31)})$$

$$A_{\text{s.uk}} = 9.651 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s.uk}} < A_{\text{s.b.uk}} \quad \text{tverrsnittet er underarmert}$$

Kapasitet for underarmert tverrsnitt:

Trykksoneens høyde:

$$x_{\text{felt}} := \frac{A_{\text{s.uk}} \cdot f_{\text{s}.500}}{0.8 \cdot b \cdot f_c} = 0.256 \text{ m} \quad (\text{Nordgård (3.3.21)})$$

Indre momentarm:

$$z_{\text{felt}} := d_{\text{felt}} - 0.4 \cdot x_{\text{felt}} = 1.253 \text{ m} \quad (\text{Nordgård (3.3.22)})$$

Momentkapasitet:

$$M_{\text{d.felt}} := A_{\text{s.uk}} \cdot f_{\text{s}.500} \cdot z_{\text{felt}} = 4.837 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Nordgård (3.3.23)})$$

Kontroll:

$$M_{\gamma.\text{felt}} = 2.366 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{d.felt}} > M_{\gamma.\text{felt}} \quad \text{kapasitet OK}$$

Momentkapasitet støtte

Balansert armering:

$$\epsilon_c = 0.0035$$

$$\epsilon_s := 2 \cdot \epsilon_{\text{sy}.500} = 0.0048$$

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} = 0.424 \quad (\text{Nordgård (3.3.24)})$$

$$M_{d,b} := 0.8 \cdot b \cdot d_{støtte}^2 \cdot f_c \cdot \alpha_b \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_b) = 9.917 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Nordgård (3.3.30)})$$

$$A_{s,b,ok} := \frac{M_{d,b}}{f_{s,500} \cdot d_{støtte} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_b)} = 21814.379 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{Nordgård (3.3.31)})$$

$$A_{s,ok} = 9.865 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,ok} < A_{s,b,ok} \quad \text{tverrsnittet er underarmert}$$

Kapasitet for underarmert tverrsnitt:

Trykksoneens høyde:

$$x_{støtte} := \frac{A_{s,uk} \cdot f_{s,500}}{0.8 \cdot b \cdot f_c} = 0.256 \text{ m} \quad (\text{Nordgård (3.3.21)})$$

Indre momentarm:

$$z_{støtte} := d_{støtte} - 0.4 \cdot x_{støtte} = 1.266 \text{ m} \quad (\text{Nordgård (3.3.22)})$$

Momentkapasitet:

$$M_{d,støtte} := A_{s,uk} \cdot f_{s,500} \cdot z_{støtte} = 4.886 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Nordgård (3.3.23)})$$

Kontroll:

$$M_{\gamma,støtte} = 99 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d,støtte} > M_{\gamma,støtte} \quad \text{kapasitet OK}$$

Skjærkapasitet

Strekkebrudd:

Ved beregning av V.d.s er det valgt å basere beregningene på strekkarmeringsmengden i underkant da det er mindre armering i uk enn ok. Beregningene er da konservative.

Samlet skjærarmering:

$$A_{sv} := \frac{A_{sv1}}{c_{v1}} + \frac{A_{sv2}}{c_{v2}} = 6.032 \cdot \text{mm} \quad (\text{Nordgård (3.3.23)})$$

$$h' := 0.9 \cdot d_{felt} = 1.22 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Kapasitet:

$$V_{d,s} := \min \left[f_v \cdot (b \cdot d_{felt} + 75 \cdot A_{s,uk}) + f_{s,400} \cdot A_{sv} \cdot h', 2 \cdot f_v \cdot b \cdot d_{felt} \dots \right] = 3339.8 \cdot \text{kN} \quad (5.2.3)$$

$$+ f_{s,400} \cdot A_{sv} \cdot h'$$

Andel som tas av bøylearmeringen:

$$F_{A,sv} := f_{s,400} \cdot A_{sv} \cdot h' = 2.355 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$n := \frac{F_{A,sv}}{V_{\gamma}} = 1.845 \quad (\text{større enn } 0,5 \rightarrow \text{OK})$$

Trykkbrudd:

Kapasitet:

$$V_{d,t} := 0.3 \cdot f_c \cdot b \cdot d_{\text{felt}} = 7.652 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad (5.2.2)$$

Kontroll:

$$V_d := \min(V_{d,s}, V_{d,t}) = 3339.8 \cdot \text{kN}$$

$$V_\gamma = 1.276 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_d > V_\gamma \quad \text{kapasitet OK}$$

C.12 Risskontroll tverrbærer

Beregningene baserer seg på regler gitt i NS-EN 1992-1-1 samt læreboken "Betongkonstruksjoner" av Svein I. Sørensen, 2012.

Grunnlag

Lasthistorikk:

Egenlast påføres etter:

$$t_1 := 28 \text{ døgn}$$

Nyttelast påføres etter:

$$t_2 := 40 \text{ døgn}$$

Belasting i felt:

Moment fra egenlast:

$$M_1 := 1219 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment fra nyttelast:

$$M_2 := 0.5 \cdot 380 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Totalt:

$$M := M_1 + M_2 = 1409 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Relativ fuktighet:

$$RH := 80 \%$$

Bjelkegeometri:

$$h := 1500 \text{ mm}$$

$$b := 980 \text{ mm}$$

$$d_{\text{felt}} := 1355.5 \text{ mm}$$

Betong C45 (B35):

$$E_{\text{cm}} := 34000 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{cm}} := 43 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ctm}} := 3.2 \text{ MPa}$$

Stål K500TS:

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

Overdekning:

$$c_{\text{nom.uk}} := 70 \text{ mm}$$

Armering:

Diameter:

Antall jern:

Areal:

$$\begin{array}{lll} \varnothing_1 := 32 \text{ mm} & n_1 := 7 & A_{s1} := n_1 \cdot \left(\frac{\varnothing_1^2 \cdot \pi}{4} \right) = 5.63 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \varnothing_2 := 32 \cdot \text{mm} & n_2 := 5 & A_{s2} := n_2 \cdot \left(\frac{\varnothing_2^2 \cdot \pi}{4} \right) = 4.021 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \end{array}$$

Samlet underkantarmering:

$$A_{s.uk} := A_{s1} + A_{s2} = 9.651 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Kryptall for egenlast

Omkrets av betong utsatt for uttørking:

$$U := b + 2 \cdot h = 3980 \cdot \text{mm}$$

Areal betong:

$$A_c := b \cdot h = 1.5 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{U} = 738.693 \cdot \text{mm} \quad (\text{Lign. (B.6) EK 2})$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthet:

$$\alpha_1 := \min \left[\left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7}, 1 \right] = 0.866 \quad (\text{Lign. (B.8c) EK 2})$$

$$\alpha_2 := \min \left[\left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2}, 1 \right] = 0.96$$

$$\alpha_3 := \min \left[\left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}, 1 \right] = 0.902$$

Betongens alder ved belastning:

$$t_0 := t_1 = 28 \text{ døgn}$$

Betongens alder:

$$t := 36500 \text{ døgn}$$

Kryptall:

$$\beta_h := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right] \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] = 1.353 \times 10^2 \quad (\text{Lign. (B.8b) EK 2})$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989 \quad (\text{Lign. (B.7) EK 2})$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.488 \quad (\text{Lign. (B.5) EK 2})$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8 \cdot \sqrt{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.562 \quad (\text{Lign. (B.4) EK 2})$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{\text{RH}}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot (h_0)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{1}{\text{mm} \left(\frac{1}{3} \right)}} \right] \cdot \alpha_2 = 1.143 \quad (\text{Lign. (B.3b) EK 2})$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t0} = 1.431 \quad (\text{Lign. (B.2) EK 2})$$

$$\varphi_1 := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.415 \quad (\text{Lign. (B.1) EK 2})$$

Kryptall for nyttelest

Betongens alder ved belastning:

$$t_{0k} := t_2 = 40 \text{ døgn}$$

Betongens alder:

$$t_v := 36500 \text{ døgn}$$

Kryptall:

$$\beta_{h_0} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] = 1.353 \times 10^3 \text{ (Lign. (B.8b) EK 2)}$$

$$\beta_{t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989 \quad \text{(Lign. (B.7) EK 2)}$$

$$\beta_{t_{0k}} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.456 \quad \text{(Lign. (B.5) EK 2)}$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8 \cdot \sqrt{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.562 \quad \text{(Lign. (B.4) EK 2)}$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot (h_0)^{\left(\frac{1}{3} \right)} \cdot \frac{1}{\text{mm} \left(\frac{1}{3} \right)}} \right] \cdot \alpha_2 = 1.143 \quad \text{(Lign. (B.3b) EK 2)}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.337 \quad \text{(Lign. (B.2) EK 2)}$$

$$\varphi_2 := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.322 \quad \text{(Lign. (B.1) EK 2)}$$

Bøvestivhet:

Langtids E-modul for egenlast:

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = 1.408 \times 10^{10} \text{ Pa} \quad \text{(Lign. (5.24) Sørensen)}$$

Langtids E-modul for nyttelest:

$$E_{c2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = 1.464 \times 10^{10} \text{ Pa} \quad \text{(Lign. (5.24) Sørensen)}$$

Middlere E-modul:

$$E_{c,\text{middel}} := \frac{M}{\frac{M_1}{E_{c1}} + \frac{M_2}{E_{c2}}} = 1.415 \times 10^{10} \text{ Pa} \quad \text{(Lign. (5.25) Sørensen)}$$

Stålets relative E-modul:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.middel}} = 14.841$$

Armeringsforhold:

$$\rho := \frac{A_{s.uk}}{b \cdot d_{felt}} = 7.265 \times 10^{-3}$$

Trykksonehøyde:

$$\eta\rho := \eta \cdot \rho = 0.108$$

$$\alpha := \sqrt{\eta\rho^2 + 2 \cdot \eta\rho} - \eta\rho = 0.369 \quad (\text{Lign. (5.5) Sørensen})$$

Ekvivalent arealtrehetsmoment:

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d_{felt}^3 = 1.457 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4 \quad (\text{Lign. (5.9) Sørensen})$$

Bøyestivhet:

$$EI := E_{c.middel} \cdot I_c = 2.061 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{Lign. (5.10) Sørensen})$$

Armeringsspenning:

$$\sigma_s := \frac{E_s \cdot M \cdot (1 - \alpha) \cdot d_{felt}}{EI} = 122.808 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Lign. (5.55) Sørensen})$$

Største rissavstand:

$$k_1 := 0.8 \quad \text{for kamstål} \quad (\text{Lign. (7.12) EK 2})$$

$$k_2 := 0.5 \quad \text{for ren bøyning}$$

$$k_3 := 3.4 \quad ((\text{NA 7.3.4) EK 2})$$

$$k_4 := 0.425$$

$$c := c_{\text{nom.uk}}$$

$$h_{c.ef} := \min \left[2.5 \cdot (h - d_{felt}), \frac{(h - \alpha \cdot d_{felt})}{3}, \frac{h}{2} \right] = 333.315 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c.eff} := b \cdot h_{c.ef} = 3.266 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_{s.uk}}{A_{c.eff}} = 0.03 \quad (\text{Lign. (7.10) EK 2})$$

$$\phi_{eq} := \frac{n_1 \cdot \sigma_1^2 + n_2 \cdot \sigma_2^2}{n_1 \cdot \sigma_1 + n_2 \cdot \sigma_2} = 32 \cdot \text{mm} \quad (\text{Lign. (7.12) EK 2})$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p.eff}} = 0.422 \text{ m} \quad (\text{Lign. (7.11) EK 2})$$

Tøyningsdifferanse mellom stål og betong:

$k_t := 0.4$ for langvarig last

$$\Delta \varepsilon_m := \min \left[\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \eta \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 2.88 \times 10^{-4} \quad (\text{Lign. (7.9) EK 2})$$

Beregnet rissvidde:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon_m = 0.122 \cdot \text{mm} \quad (\text{Lign. (7.8) EK 2})$$

Rissviddekrav:

$c_{min,dur} := 60 \text{mm}$ for eksponeringsklasse XS3 (Tab. NA.4.4N, EK 2)

$$k_c := \min \left(\frac{c}{c_{min,dur}}, 1.3 \right) = 1.167 \quad (\text{Lign. (NA.901) EK 2})$$

$w_{max} := 0.3 \text{mm} \cdot k_c = 0.35 \cdot \text{mm}$ for eksponeringsklasse XS3 (Tab. NA.7.1N, EK 2)

Kontroll:

$$w_k = 0.122 \cdot \text{mm}$$

$$w_{max} = 0.35 \cdot \text{mm}$$

$w_k < w_{max}$ krav til rissvidder innfridd

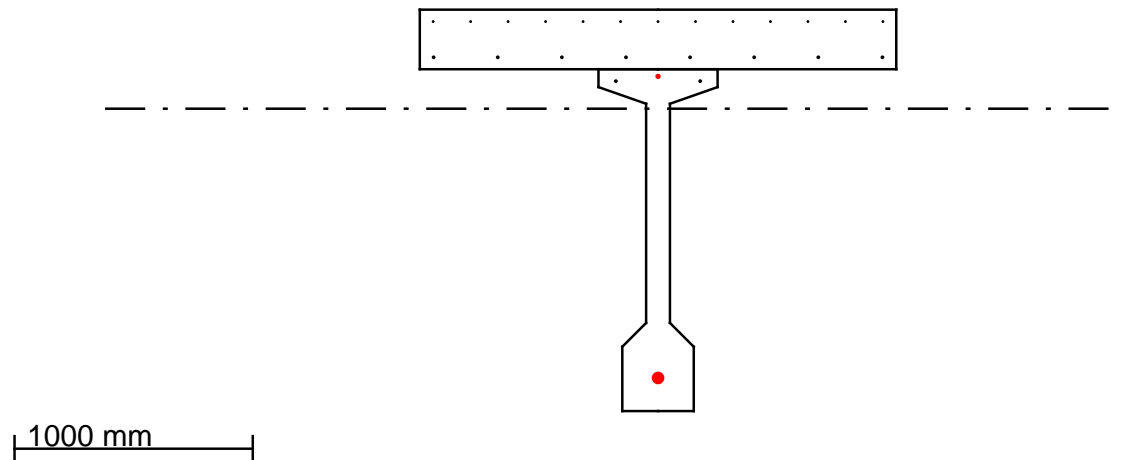
C.13 ESMA-rapport

Section capacity check

Geometry

I-beam with dimensions 500.0 x 1435

Slab with dimensions 250 x 2000



Reinforcement

| Layer | Number of bars | Diameter of bars [mm] | d from top [mm] | Prestress [MPa] |
|-------|----------------|-----------------------|-----------------|-----------------|
| 3 | 13 | 12.0 | 50.0 | Not prestressed |
| 4 | 8 | 16.0 | 200.0 | Not prestressed |
| 5 | 1 | 22.3 | 280.0 | -0.0 |
| 6 | 2 | 16.0 | 300.0 | Not prestressed |
| 7 | 1 | 53.0 | 1546.0 | -0.0 |

Material properties

Concrete

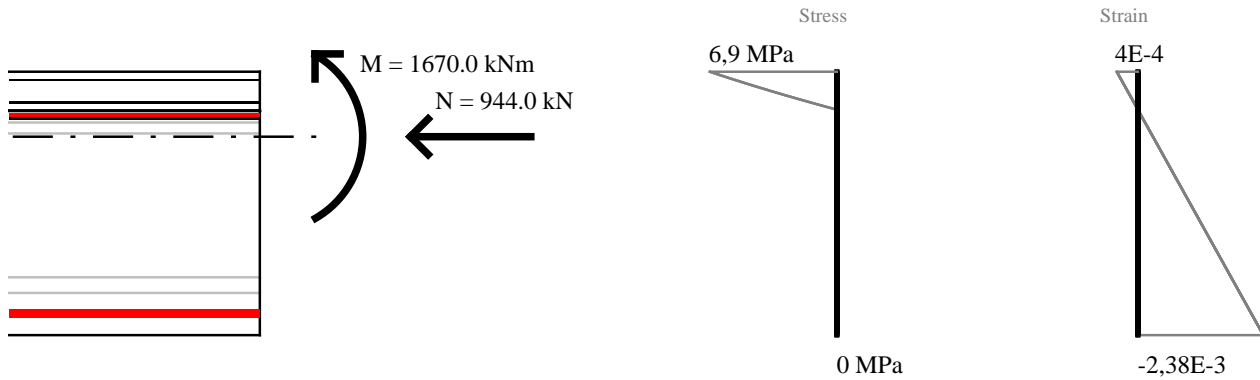
| Part | Quality | E _{cm} [Mpa] | ε _{c2} [‰] | ε _{cu2} [‰] | n | f _{ck} [MPa] | γ _c | α _{cc} |
|------|------------|-----------------------|---------------------|----------------------|-----|-----------------------|----------------|-----------------|
| Beam | B45 Custom | 37081 | 2.0 | 3.5 | 2.0 | 28.0 | 1.25 | 1.0 |
| Slab | B35 Custom | 33541 | 2.0 | 3.5 | 2.0 | 24.0 | 1.25 | 1.0 |

Steel

| | E [Mpa] | f _{yk} [MPa] | γ _s |
|-----------------|---------|-----------------------|----------------|
| Steel | 210000 | 400 | 1.25 |
| Prestress Steel | 195000 | 1700 | 1.25 |

ULS

ULS utilization: 30,7%



Reinforcement strain and stress

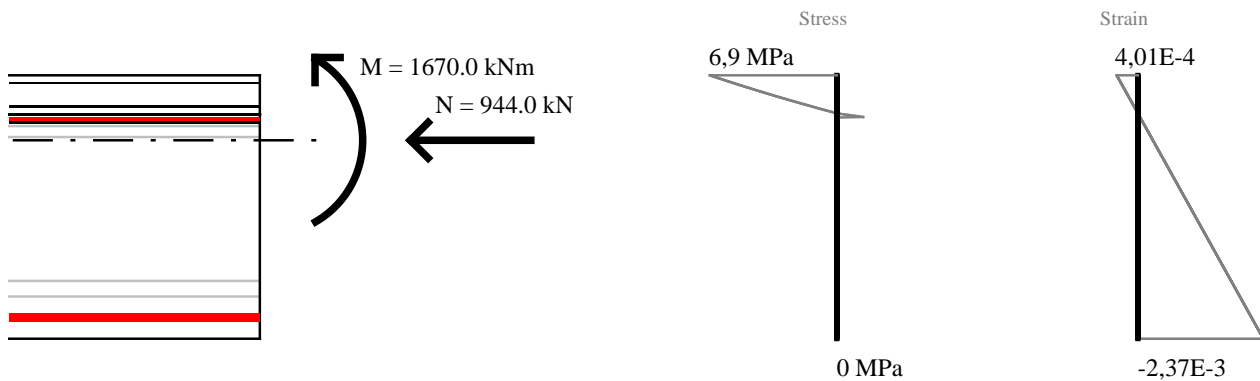
| Layer | stress[Mpa] | strain | prestress[Mpa] |
|-------|-------------|----------|-----------------|
| 3 | 67 | 3,2E-4 | Not prestressed |
| 4 | 15 | 7,24E-5 | Not prestressed |
| 5 | -12 | -5,97E-5 | -0.0 |
| 6 | -19 | -9,27E-5 | Not prestressed |
| 7 | -419 | -2,15E-3 | -0.0 |

Curvature: $\kappa = -1,65E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = -2,83E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 1,01E15$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

| Layer | stress[Mpa] | strain | prestress[Mpa] |
|-------|-------------|---------|-----------------|
| 3 | 67 | 3,21E-4 | Not prestressed |

| Layer | stress[Mpa] | strain | prestress[Mpa] |
|-------|-------------|----------|-----------------|
| 4 | 15 | 7,34E-5 | Not prestressed |
| 5 | -11 | -5,85E-5 | -0.0 |
| 6 | -19 | -9,15E-5 | Not prestressed |
| 7 | -419 | -2,15E-3 | -0.0 |

Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mmStrain at axis: $\varepsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness $EI = - N \cdot mm^2$