

Analyse av spennarmert platebru i henhold til gjeldende regelverk

Modellering og dimensjonering av
Karlsplassen bru

Maren Solberg Jakobsen
Annika Havnen Skyrud

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2014
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT
Medveileder: Håvard Johansen, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en del av det 2-årige masterprogrammet i Bygg- og miljøteknikk ved Norges Tekniske og Naturvitenskapelige Universitet (NTNU), under institutt for konstruksjonsteknikk. Oppgaven er utført i en tidsperiode på 20 uker våren 2014 og tilsvarer 30 studiepoeng.

Oppgaven omhandler dimensjonering av Karlsplassen bru, som er bygget i sammenheng med riksveg 7 i Buskerud. Det er gjort beregninger i brudd- og bruksgrensetilstanden med utgangspunkt i det opprinnelige tverrsnittet med tilhørende spennarmering. Beregninger og modellering er gjort med utgangspunkt i anbudstegningene utlevert av Statens Vegvesen. Det er også sett nærmere på virkningen av kryp på dimensjonerende krefter for brukonstruksjonen med flere byggefaser.

Formålet med oppgaven er å få økt kunnskap om relevante beregningsmetoder og 4D-rammeprogrammet NovaFrame, samt økt forståelse av spennarmerte betongkonstruksjoner.

Selve bruanalysen er utført i NovaFrame, som er et modellerings- og analyseprogramme utarbeidet av Aas-Jakobsen AS. Videre er dimensjonering og verifiseringer av modellen gjort i regneprogrammet MathCad.

Vi vil gjerne rette en stor takk til vår veileder ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved NTNU, professor Terje Kanstad, for god veiledning. Vi ønsker også å takke Håvard Johansen og Thomas Reed ved Statens Vegvesen for veileidning om bruprosjektering og nyttig hjelp med NovaFrame.

Maren Solberg Jakobsen

Annika Havnen Skyrud

Trondheim, 10. juni 2014

Sammendrag

Karlsplassen bru er en etteroppspent, fem-spenns platebru med total lengde på 123 meter, som er bygget langs Riksveg 7 i Buskerud. Utgangspunktet for beregningene i denne oppgaven er bruas anbudstegninger utlevert av Statens Vegvesen, hvor brutverrsnittet med tilhørende spennarmering er gitt.

Formålet med oppgaven er at kandidatene skal fordype seg i beregningsmetoder for dimensjonering av den aktuelle brutypen, dette ved å sette seg inn i relevant teori og regelverk. I tillegg skal det sees nærmere på virkning av kryp på dimensjonerende laster for spennarmerte bruer støpt i flere byggefaser. De skal tilegne seg ny kunnskap utover den som er opparbeidet underveis i studiet, dette gjennom en realistisk prosjekteringsoppgave.

Dimensjonerende krefter er funnet gjennom håndberegninger, men hovedsaklig ved bruk av modellerings- og analyseprogrammer NovaFrame, utviklet av Aas Jakobsen AS. Selve dimensjoneringen er utført ihht. Håndbok 185 (2011) *Bruprosjektering* utgitt av Statens Vegvesen, relevante Eurokoder og akseptert dimensjoneringspraksis ihht. faglitteratur.

Etter krav fra Håndbok 185 (2011) er brua dimensjonert for brudd- og bruksgrensetilstander. I bruddgrensen er nødvendig armeringsmengdene for brutverrsnittet i lengde og tverretning i både steg og flens beregnet. Det er også beregnet nødvendig lengdearmering for søylen påkjent av størst aksialkraft. I bruksgrensen er det kontrollert at konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk er ivaretatt. Dette er gjort ved å kontrollere at opptredende spenninger og rissvidder i tverrsnittet er overholdt ihht. kravene, gjennom beregning av nødvendig lengdearmering.

Brua ble opprinnelig dimensjonert etter krav fra en tidligere utgave av Håndbok 185 fra 2009, og dermed med andre krav til trafikkklaster. Dette kommer spesielt frem ved dimensjonering av flensen, da den etter dagens krav må armeres etter noe som anses som en dårlig løsning for tynne plater.

Det er ved bruk av programvarer ved dimensjonering meget viktig å ha kontroll på hvordan programmet behandler input-parameterene, for å unngå feil. Etter samtale med veiledere, både hos Statens Vegvesen og NTNU, vil vi hevde at det er behov for økt kunnskap om hvordan NovaFrame behandler kryptall, dette spesielt i konstruksjoner som støpes og spennes opp i flere byggefaser. Dette er derfor sett nærmere på i denne oppgaven. Kryptall er beregnet etter NS-EN 1992 og *Metode med delkryp* og deretter innsatt i NovaFrame. Videre er resultatene kontrollert og sammenliknet med en eldre og akseptert metode for beregning av påvirkning fra kryp.

Riktig bruk av programvare er verifisert gjennom et utvalg relevante håndberegninger

basert på aksepterte metoder innen fagfeltet. Gjennomgående for alle kontrollene er at avvikene er av beskjeden størrelse, noe som antyder at programvaren er behandlet riktig og at de dimensjonerende lastene er korrekte.

Abstract

The structure is a 5-spanned post-stressed plate bridge with a total length of 123 meters and five different construction phases. It is built along the interprovincial road no. 7 in the province of Buskerud, Norway, and has the name *Karlsplassen Bridge*. This document is based on drawings, issued by Statens Vegvesen, which contains the given crosssection and amount of pre-stressed tendons, used in the following calculations.

The purpose of this document is for the candidates to familiarize themselves in calculation methods, by performing a literature study of relevant guidelines and the use of manual calculation methods. The influence from creep under variable stresses has further been discussed with special focus on use of the program NovaFrame, calculating design loads for the structure with several construction phases.

The design loads are identified by use of hand calculations and the space frame analysis program NovaFrame, developed by Aas Jakobsen AS. The design is performed in accordance to design rules given in *Håndbok 185*, published by Statens Vegvesen, and due to the Eurocodes and relevant literature.

The bridge is initially designed due to an earlier issue of Håndbok 185 from 2009, where other design rules, thereby predicts special rules regarding traffic loads where given, different from the present rules in the Eurocode. This is specially shown through the design of the flange, where the demand for reinforcement is too high according to what is considered as a workable solution for thin plate structures.

When software is used in designing structures, it is of great importance to understand its way of working. There is an existing need for further knowledge about the way NovaFrame predict creep under variable stress in structures with several construction phases. The current parameters are according to NS-EN 1992 and *Rate of creep method*. Further the results from NovaFrame are compared to an older accepted method done by hand calculations.

Correct use of the program is verified through hand calculations based on accepted common practice in the field. Common for all of the results is that the deviations are acceptable in magnitude, and the conclusion is that the program treats the input parameters as expected.

Innhold

| | |
|--|------------|
| Forord | i |
| Sammendrag | iii |
| Abstract | v |
| Tabelliste | ix |
| Figurliste | xi |
| 1 Innledning | 1 |
| 2 Dimensjoneringsgrunnlag | 3 |
| 2.1 Generelt om brutypen og byggeprosessen | 3 |
| 2.2 Metode | 4 |
| 2.3 Geometri | 5 |
| 2.3.1 Brubanen | 6 |
| 2.3.2 Søyler | 7 |
| 2.3.3 Spennkabler | 7 |
| 2.4 Statisk system | 7 |
| 2.5 Materialer | 8 |
| 2.5.1 Betong | 8 |
| 2.5.2 Slakkarmering | 10 |
| 2.5.3 Spennarmering | 11 |
| 2.5.4 Belegning | 13 |
| 3 Laster | 15 |
| 3.1 Permanente laster | 15 |
| 3.1.1 Egenvekt | 16 |
| 3.1.2 Kantdragere, belegning og rekkverk | 16 |
| 3.2 Variable laster | 16 |
| 3.2.1 Trafikklaster | 17 |
| 3.2.2 Temperaturlaster | 20 |
| 3.2.3 Vindlaster | 22 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 3.3 | Deformasjonslaster | 23 |
| 3.3.1 | Oppspenningskrefter | 23 |
| 3.3.2 | Kryp | 25 |
| 3.3.3 | Svinn | 25 |
| 3.3.4 | Spennkrafttap | 25 |
| 3.3.5 | Tidsavhengige tap | 26 |
| 3.3.6 | Tøyningsdifferanser | 28 |
| 3.4 | Ulykkeslaster | 29 |
| 3.5 | Lasttilfeller og lastkombinasjoner | 30 |
| 4 | Modellering i NovaFrame | 31 |
| 4.1 | Geometri | 31 |
| 4.1.1 | Referanselinjer | 32 |
| 4.1.2 | Tverrsnitt og materiale | 33 |
| 4.1.3 | Noder og elementer | 34 |
| 4.1.4 | Opplagerbetingelser for søylene og brudekket | 35 |
| 4.1.5 | Spennkabler | 36 |
| 4.2 | De ulike modellene | 37 |
| 4.3 | Laster | 38 |
| 4.3.1 | Permanente laster | 38 |
| 4.3.2 | Temperaturlaster | 38 |
| 4.3.3 | Trafikklast | 39 |
| 4.3.4 | Vindlast | 39 |
| 4.3.5 | Spennkrefter | 39 |
| 4.3.6 | Kryp | 39 |
| 4.3.7 | Svinn | 40 |
| 4.4 | Lastkombinasjoner | 40 |
| 5 | Verifikasjon av resultater i NovaFrame | 43 |
| 5.1 | Verifikasjon av annet arealmoment | 43 |
| 5.2 | Verifikasjon av egenvekt | 44 |
| 5.3 | Verifikasjon av tidsavhengige tap | 46 |
| 5.4 | Verifikasjon av temperaturlaster | 47 |
| 5.5 | Verifikasjon av trafikklast | 49 |
| 6 | Bruddgrensetilstanden | 53 |
| 6.1 | Dimensjonerende laster i lengderetning | 54 |
| 6.1.1 | Bøyemoment | 55 |
| 6.1.2 | Skjær | 55 |
| 6.1.3 | Torsjon | 57 |
| 6.2 | Dimensjonerende laster i tverretning | 57 |
| 6.2.1 | Skjær i flens | 57 |
| 6.2.2 | Moment i flens | 60 |
| 6.3 | Dimensjonerende laster i søyler | 63 |
| 6.4 | Dimensjonering av brudekket | 64 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 6.4.1 | Dimensjonering i lengderetning | 64 |
| 6.4.2 | Skjærkrefter | 66 |
| 6.4.3 | Torsjon | 67 |
| 6.5 | Dimensjonering i tverretning | 71 |
| 6.5.1 | Bøyemoment | 71 |
| 6.5.2 | Skjær | 72 |
| 6.6 | Dimensjonering av søyler | 73 |
| 7 | Brukgrensetilstanden | 77 |
| 7.1 | Dimensjonerende laster | 78 |
| 7.2 | Spenningsbegrensning | 80 |
| 7.2.1 | I bruas lengderetning | 81 |
| 7.2.2 | I bruas tverretning | 85 |
| 7.3 | Rissviddebegrensning | 87 |
| 7.3.1 | I bruas lengderetning | 88 |
| 7.3.2 | I bruas tverretning | 89 |
| 7.4 | Nedbøyningsbegrensning | 90 |
| 8 | Virkning av kryp på dimensjonerende krefter | 91 |
| 8.1 | Kryptallberegning etter Eurokode | 92 |
| 8.2 | Ulike beregningsmetoder for kryp | 93 |
| 8.3 | Beregning av kryptall etter metode med delkryp | 93 |
| 8.4 | Kryp i NovaFrame | 95 |
| 8.4.1 | Virkninger av kryp grunnet egenvekt | 95 |
| 8.4.2 | Virkninger av kryp grunnet oppspenning | 101 |
| 9 | Resultater | 105 |
| 9.1 | Bruddgrensetilstanden | 105 |
| 9.2 | Brukgrensetilstanden | 108 |
| 9.3 | Verifikasjon av resultater fra NovaFrame | 111 |
| 10 | Diskusjon | 113 |
| 10.1 | Bruddgrensetilstanden | 113 |
| 10.2 | Brukgrensetilstanden | 115 |
| 10.3 | Verifikasjon av resultater fra NovaFrame | 116 |
| | Referanser | 117 |
| | Vedlegg | 120 |
| A | Dimensjoneringsgrunnlag | 121 |
| A.1 | Anbudstegninger | 121 |
| A.2 | Lastkombinasjoner | 134 |
| B | Beregning av laster | 137 |
| B.1 | Trafikklast | 137 |

| | | |
|----------|---|------------|
| B.2 | Vindlast | 140 |
| B.3 | Kryptall | 144 |
| B.4 | Svinntøyning | 148 |
| C | Verifikasjoner | 151 |
| C.1 | Annet arealmoment | 151 |
| C.2 | Egenvekt | 154 |
| C.3 | Temperaturlast | 160 |
| C.4 | Trafikklast | 163 |
| D | Beregninger i bruddgrensetilstanden | 169 |
| D.1 | Dimensjonering i lengderetning | 169 |
| D.2 | Dimensjonering i tverretning | 183 |
| D.3 | Norsk Betongforening, Publikasjon nr. 6 | 192 |
| D.4 | Dimensjonering av søyle | 195 |
| D.5 | M/N-diagrammer | 201 |
| E | Beregninger i bruksgrensetilstanden | 205 |
| E.1 | Dimensjonering i lengderetning | 205 |
| E.2 | Dimensjonering i tverretning | 217 |
| E.3 | Beregning av trykksonefaktor | 224 |

Tabeller

| | | |
|-----|--|----|
| 2.1 | Tverrsnittsdimensjoner | 6 |
| 2.2 | Betong B45 | 10 |
| 2.3 | Slakkarmering B500NC | 11 |
| 2.4 | Spennarmering Y1860S7 | 12 |
| 4.1 | Ulike grensetilstander | 41 |
| 5.1 | Avvik ved beregning av annet arealmoment | 44 |
| 5.2 | Avvik ved beregning av egenvekt | 45 |
| 5.3 | Avvik ved beregning av temperaturlast | 49 |
| 5.4 | Avvik ved beregning av trafikklast | 51 |
| 6.1 | Dimensjonerende momenter i ULS, M_{Ed} | 55 |
| 6.2 | Dimensjonerende skjærkraft ved opplegg i ULS, $V_{Ed.full}$ | 56 |
| 6.3 | Dimensjonerende torsjonsmoment i ULS, T_{Ed} | 57 |
| 6.4 | Dimensjonerende laster per lengdeenhet i ULS med last- og kombinasjonsfaktorer | 60 |
| 6.5 | Dimensjonerende mometer i ULS grunnet trafikklast LM1 [23] | 62 |
| 6.6 | Momenter i ULS per lengdeenhet med last- og kombinasjonsfaktorer | 63 |
| 6.7 | Dimensjonerende krefter i søyle | 63 |
| 6.8 | Nødvendig armeringsmengde per meter og tilhørende senteravstander for moment $M_{Ed.mx}$ | 72 |
| 6.9 | Nødvendig armeringsmengde og tilhørende senteravstander for moment $M_{Ed.my}$ | 72 |
| 7.1 | Dimensjonerende laster i SLS for Karakteristisk kombinasjon | 79 |
| 7.2 | Dimensjonerende laster i SLS for ofte forekommende kombinasjon | 79 |
| 7.3 | Dimensjonerende laster i SLS for tilnærmet permanent kombinasjon | 80 |
| 7.4 | Opptredende spenninger - Karakteristisk kombinasjon | 81 |
| 7.5 | Spenningsberegning for tilnærmet permanent kombinasjon | 81 |
| 7.6 | Opptredende laster på flens i SLS | 86 |
| 7.7 | Spenningsberegning i tverretningen i SLS for karakteristisk kombinasjon | 87 |
| 7.8 | Spenningsberegninger i SLS for ofte forekommende kombinasjon | 89 |
| 7.9 | Krav om trykkavlastning ihht. NS-EN 1992 | 89 |

| | | |
|------|---|-----|
| 8.1 | Kryptall ved betraktet tidspunkt ihht. NS-EN 1992 | 92 |
| 8.2 | Kryptallet for tilhørende fem støpetapper beregnet til dimensjonerende brukstid og de ulike byggefasene | 95 |
| 8.3 | M-verdier, MI , for egenvekt i de ulike byggefasene beregnet av NovaFrame | 96 |
| 8.4 | M-verdier for egenvekt og kryp beregnet av NovaFrame | 96 |
| 8.5 | Avvik i kryp grunnet egenvekt | 97 |
| 8.6 | Kryp-momentets bidrag på det totale momentet fra egenvekt og kryp . . . | 99 |
| 8.7 | M-verdier for oppspenningskrefter i de ulike byggefasene beregnet av NovaFrame | 101 |
| 8.8 | M-verdier for oppspenning og kryp beregnet av NovaFrame | 101 |
| 8.9 | Avvik i kryp grunnet oppspenningskrefter | 102 |
| 8.10 | Kryp-momentets bidrag på det totale momentet fra oppspenningskrefter og kryp | 103 |

Figurer

| | | |
|-----|--|----|
| 2.1 | Oppriss. Hentet fra anbudstegning K500. | 5 |
| 2.2 | Brutverrsnitt. Hentet fra anbudstegning K500. | 5 |
| 2.3 | Plan. Hentet fra anbudstegning K500. | 6 |
| 2.4 | Forenklet tverrsnitt | 6 |
| 2.5 | Lokalt aksesystem | 7 |
| 2.6 | Globalt aksesystem | 8 |
| 2.7 | Typiske spennings-tøyningskurver for betong i trykk [6] | 9 |
| 2.8 | Typiske spennings-tøyningskurver for armeringsstål [6] | 11 |
| 2.9 | Idealisert og dimensjonerende spennings-tøyningskurver for spennbetong [6] | 12 |
| 3.1 | Beregningsgrunnlag for trafikklast: Antall kjørefelt. | 18 |
| 3.2 | Beregningsgrunnlag for trafikklast: Plassering av trafikklast. | 19 |
| 3.3 | Forenklet rettlinjert spennarmering | 26 |
| 4.1 | Tverrsnitt med tilhørende punkter | 33 |
| 4.2 | Hovedgeometri | 34 |
| 4.3 | Nummerering av elementer | 35 |
| 4.4 | Nummerering av noder | 35 |
| 4.5 | Opplagerbetingelser for brudekket og søyleføtter | 36 |
| 4.6 | Plassering av spennkabler i byggefase 1 | 37 |
| 4.7 | Plassering av spennkabler ved ferdig tilstand | 37 |
| 4.8 | Permanente laster i NovaFrame | 38 |
| 5.1 | Statisk system for håndberegning av moment grunnet egenvekt | 44 |
| 5.2 | Statisk system for håndberegning av temperaturlast | 47 |
| 5.3 | Lineært varierende temperaturandel | 48 |
| 5.4 | M-diagram som følge av oppvarming av bjelkens overside | 48 |
| 5.5 | M-diagram som følge av oppvarming av bjelkens overside | 49 |
| 5.6 | Statisk system for håndberegning av moment trafikklast | 49 |
| 5.7 | Trafikklast som gir størst støttemoment | 50 |
| 5.8 | M-diagram for trafikklast | 50 |
| 5.9 | Statisk system for beregning av feltmoment | 50 |

| | | |
|------|--|-----|
| 6.1 | Dimensjonerende momenter i ULS | 55 |
| 6.2 | Skjærkraft-diagram i ULS | 56 |
| 6.3 | Torsjonsmoment-diagram i ULS | 57 |
| 6.4 | Lastfordeling i oppriss ved dimensjonering for skjær | 58 |
| 6.5 | Lastfordeling i plan ved dimensjonering for skjær | 58 |
| 6.6 | Diagram for bestemmelse av faktor k_v | 59 |
| 6.7 | m_x -influenslinjer [23] | 61 |
| 6.8 | m_y -influenslinjer [23] | 62 |
| 6.9 | Snitt for maks feltmoment i ULS for lengderetning | 65 |
| 6.10 | Skjærstrøm i tverrsnittet | 67 |
| 6.11 | Torsjonsmoment-diagram i ULS | 69 |
| 6.12 | Dimensjonerende flenstykkelse for beregning av moment i ULS | 71 |
| 6.13 | Knekk lengde [NS-EN 1992, figur 5.7] | 74 |
| | | |
| 7.1 | Momentdiagram i SLS for karakteristisk kombinasjon | 79 |
| 7.2 | Momentdiagram i SLS for ofte forekommende kombinasjon | 79 |
| 7.3 | Momentdiagram i SLS for tilnærmet permanent kombinasjon | 80 |
| 7.4 | Bøyestivhet for tverrsnitt med og uten aksialkraft | 82 |
| 7.5 | Spennarmert betongtverrsnitt i Stadium II | 83 |
| 7.6 | Trykksonefaktor α | 84 |
| 7.7 | Oppriss av flens for dimensjonering i tverretning | 86 |
| 7.8 | Tverretning, Snitt A-A | 86 |
| | | |
| 8.1 | Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyning ved påvirkning av kryp. [6] | 92 |
| 8.2 | Kryptallet ihht. <i>Metode med delkryp</i> [25] | 94 |
| 8.3 | Avvik i kryp grunnet egenvekt | 98 |
| 8.4 | Avvik i kryp grunnet egenvekt. Utsnitt av figur 8.3. | 98 |
| 8.5 | Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 1 | 99 |
| 8.6 | Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 2 | 99 |
| 8.7 | Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 3 | 100 |
| 8.8 | Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 4 | 100 |
| 8.9 | Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 5 | 100 |
| 8.10 | Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i ferdig tilstand | 100 |
| 8.11 | Avvik i kryp grunnet oppspenningskrefter | 102 |
| 8.12 | Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 1 | 103 |
| 8.13 | Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 2 | 103 |
| 8.14 | Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 3 | 104 |
| 8.15 | Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 4 | 104 |
| 8.16 | Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 5 | 104 |
| 8.17 | Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i ferdig tilstand | 104 |

Kapittel 1

Innledning

I november 2011 ble den nye strekningen Ramsrud-Kjeldsbergsvingene på Riksveg 7 åpnet. Det ble bygget fire nye bruer på strekningen, hvorav Karlsplassen bru er den lengste på 123 meter. [1]

Prosjektering av spennarmerte bruer er en kompleks og tidskrevende oppgave, som omfatter en lang rekke nødvendige beregninger som skal samsvare med krav og anbefalinger gitt i diverse regelverk og veiledninger. I denne oppgaven er det fokusert på et utvalg beregninger som anses å være interessante og lærerike for kandidatene.

Beregningene er gjort ihht. relevant faglitteratur som det refereres til underveis i oppgaven. Når det vises til Håndbok 185, gjelder dette utgaven fra 2011, om ikke annet er nevnt. Det refereres også til en rekke vedlegg som hovedsaklig viser fullstendige beregninger som ikke er beregnet i detalj underveis i teksten. Blant vedleggene finnes også anbudstegningene og diagrammer benyttet fra faglitteratur, samt tabeller med relevant informasjon. Denne oppgaven er bygget opp slik at en skal kunne lese utvalgte kapitler. Enkelte opplysninger gjentas derfor underveis i teksten.

Dimensjonerende laster er hentet fra NovaFrame eller bestemt ved hjelp av håndberegninger. Disse gir grunnlag for dimensjoneringen gjort i brudd- og bruksgrensetilstanden. Alle beregninger er utført ved bruk av oppgitte tverrsnittsdimensjoner og spennarmeringsmengde med plassering som beskrevet på anbudstegningene. Nødvendig slakkarmering i lengde- og tverretning er beregnet for brudekket, samt nødvendig lengdearmering for én utvalgt søyle.

Opgaven innledes med dimensjoneringsgrunnlaget for brua, hvor det foreligger en presentasjon av selve konseptet spennarmerte platebruer, geometri, det statiske systemet, samt hvilke materialer som er benyttet med tilhørende relevante materialparametere. Videre er de ulike lasttypene og lastkombinasjonene en må legge til grunn for dimensjoneringen definert. Dimensjonerende laster er presentert i egne kapitler.

Modelleringen av brua i analyseprogrammet NovaFrame er beskrevet og kontrollert. Ve-

rifiseringen av bruk av programmet er gjort gjennom et utvalg relevante håndberegninger basert på aksepterte metoder innen fagfeltet eller sammenligninger internt i programmet. Det er spesielt satt fokus på behandling av kryp i NovaFrame, da konstruksjonen bygges over flere faser. Dette er behandlet under eget kapittel. Gjennomgående for alle kontrollene er at avvikene er av moderat størrelse. Med dette kan en forsikre seg om at brua dimensjoneres for laster av korrekt størrelse.

Etter beskrivende kapitler angående dimensjonering i grensetilstandene er det avslutningsvis presentert resultater som dimensjonerende krefter, nødvendig armeringsmengde og kapasitetssjekker, som anses som relevante. Dette oppfølges med en diskusjon rundt interessante resultater fra beregningene.

Kapittel 2

Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapitlet er det angitt generell informasjon om brukonstruksjonen, herunder; geometri, materialer og det statiske systemet. Det inneholder også en oversikt over hvilke regelverk og retningslinjer en har benyttet og overholdt under dimensjoneringen, samt en rekke antakelser og forenklinger som er gjort.

2.1 Generelt om brutypen og byggeprosessen

Platebruer representerer en særdeles stor andel av bruene som bygges i Norge, da de er en rimelig løsning som gir rom for relativt store spennvidder ved bruk av spennarmering. En annen fordel med platebruer er at en oppnår en lavere byggehøyde enn for eksempel et kassetverrsnitt. Redusert tverrsnittsareal medfører også en lavere egenvekt [2]. Platebruer er definert ved at tverrsnittsbredden er mer enn fire ganger tverrsnittshøyden, som er tilfellet for Karlsplassen bru[2].

I henhold til Håndbok 185 prosjekteres Karlsplassen bru for 100 år dimensjonerende brukstid. Dette samsvarer også med NS-EN 1990, pkt. 2.3, hvor bruer tilhører den strenge dimensjonerende brukstidskategorien.

For en spennarmert plasstøpt bru med fem spenn er det nødvendig at brua støpes i flere byggefaser. Dette er fordi spennkablene har en begrenset lengde og det lar seg ikke gjøre å støpe alt under én prosess.

Når spennkablene spennes opp etter at betongen har herdet tilstrekkelig for å motstå spennkraften fra spennkablene, defineres konstruksjonen som en etteroppspent betongkonstruksjon [3]. Betongen støpes i forskaling som bæres av stillaser. De fungerer som en midlertidig bærende konstruksjon og bærer egenvekten av betongen under støpefasene. Forskalingen brukes for å forme den herdende betongen. Den må dimensjoneres for det

hydrauliske trykket fra betongen, samt vibrasjonene fra støpeprosessen[3], men dette er det ikke sett nærmere på i denne oppgaven.

Betongen er støpt med utsparringsrør slik at forspenningskablene kan trekkes igjennom etter at betongen har herdet. Når betongen har herdet tilstrekkelig og kablene for den aktuelle byggefasene er spent opp, kan forskalingen og stillasene fjernes og konstruksjonen bærer seg selv. [3]

Brua skal dimensjoneres for ferdigtilstanden og for dimensjonerende levetid på 100 år. Under oppføringen av bruer med flere byggetrinn vil det oppstå flerfoldige lasttilfeller som også bør dimensjoneres for. Denne oppgaven omfatter ikke dimensjonering av oppspenningstilstandene.

2.2 Metode

Analyseprogrammet NovaFrame er benyttet for å modellere Karlsplassen bru. Programmet danner et grunnlag for dimensjoneringen, da det genererer dimensjonerende krefter ved bruk av bl.a. tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer.

Grunnlaget for beregningene som er utført i denne oppgaven er ulike regelverk og veiledninger. Statens Vegvesen sin Håndbok-serie, og da i størst grad Håndbok 185, er benyttet. Dette er et regelverk som inneholder dimensjoneringsprinsipper og regler fastsatt av Statens Vegvesen, og refererer til aktuelle Eurokoder.

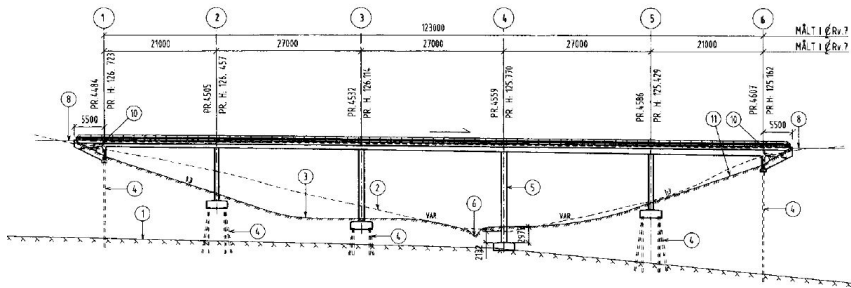
Eurokodene som er benyttet er:

- NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, Endringsblad A1, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

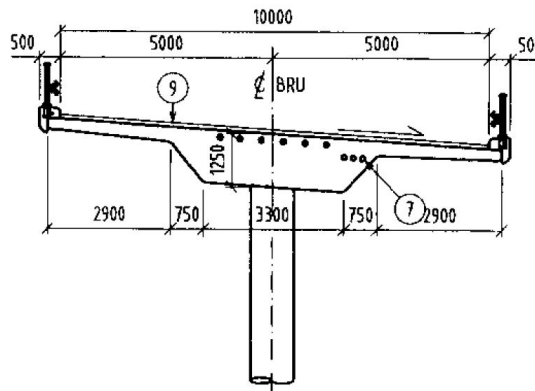
Eurokodene er videre omtalt som NS-EN 1990, NS-EN 1991 og NS-EN 1992. I tillegg er S.I. Sørensens bok *Betongkonstruksjoner, Beregninger og dimensjonering etter Eurocode 2* benyttet, samt annen relevant litteratur.

2.3 Geometri

Karlsplassen bru er en fem-spennsbru med total lengde på 123 meter. De tre midterste spennene er 27 meter, mens de to endespennene er 21 meter, se figur 2.1. I de følgende avsnittene er geometrien av Karlsplassen bru samt materialene som en benyttet beskrevet.



Figur 2.1: Oppriss. Hentet fra anbudstegning K500.

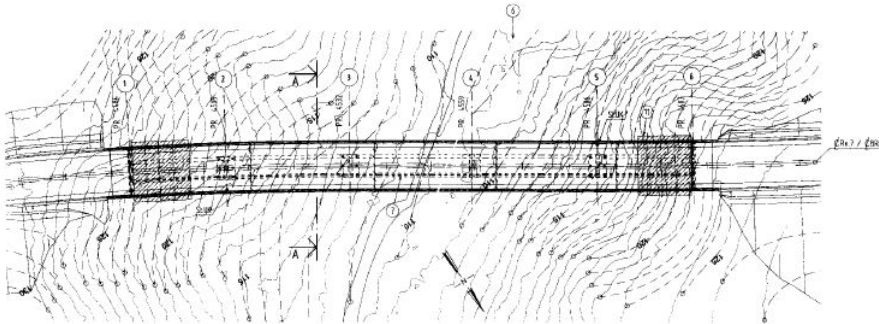


Figur 2.2: Brutvernsnitt. Hentet fra anbudstegning K500.

Tversnittet har konstant høyde på 1.25 meter på sitt tykkeste, og bredden, inkludert kantdragere er 10.6 meter. Tversnittsgeometrien er angitt på figur 2.2 ihht. anbudstegningene. Den lave tversnittshøyden vil kunne være tilstrekkelig da dette er en etteroppspent betongkonstruksjon. Brudekket er et T-tvernsnitt, og beregnes ved håndberegninger som en bjelke. NovaFrame gjør tilsvarende, da det er et elementprogram som baserer seg på bjelketeori.

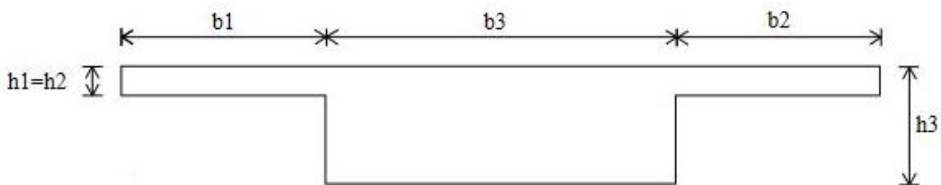
2.3.1 Brubanen

På anbudstegningene ser en at horisontal kurvaturen til brubanen består av en slak klottoideform, se figur 2.3 . I denne oppgaven er det sett bort ifra denne kurvaturen, da den er for liten til å i vesentlig grad være utslagsgivende for beregnings- og analyseresultatene. Brubanen har ihht. anbudstegningene også et tverrfall som går fra 6.9% ved akse 1 til -3.8% ved akse 6. Dette er det heller ikke tatt hensyn til i beregningene. Den vertikale kurvaturen er lagt inn i NovaFrame, og har en helning på -1.23% ihht anbudstegningene.



Figur 2.3: Plan. Hentet fra anbudstegning K500.

Under verifikasjonene av analyseprogrammet og dimensjoneringen i grensetilstandene er det tatt utgangspunkt i en forenklet versjon av tverrsnittet basert på total lengde og bredde, samt middelerverdier av flens og steg, som vist i figur 2.4.



Figur 2.4: Forenklet tverrsnitt

| | |
|--------------|-----------|
| $b1=b2$ | $3275mm$ |
| $b3$ | $4050mm$ |
| Total bredde | $10600mm$ |
| $h1=h2$ | $300mm$ |
| $h3$ | $1250mm$ |

Tabell 2.1: Tverrsnittsdimensjoner

2.3.2 Søyler

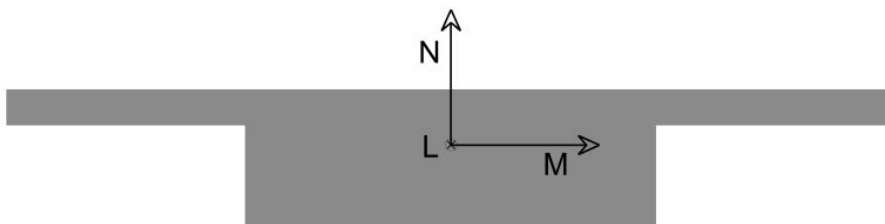
Bruas opplegg består av fem plasstøpte søyler med sirkulært tverrsnitt på henholdsvis 0.8 meter og 1.0 meter. Søylelengdene varierer mellom 9.9 meter og 10.4 meter. De er støpt fast i fundamentene og er monolittisk forbundet med brudekket. Nøyaktige lengder er angitt på tegninger, se vedlegg A.1.

2.3.3 Spennkabler

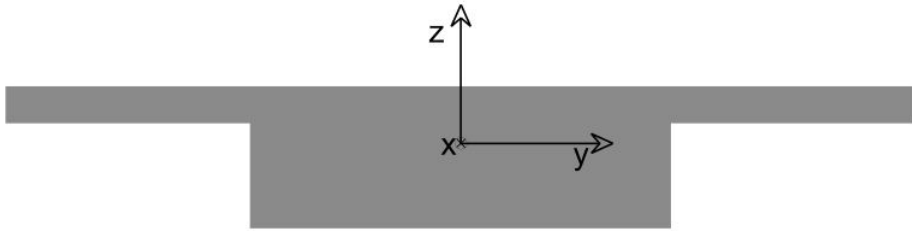
Det forutsettes at spennarmering forankres i begge endene med anker. For å unngå at spenntauene bindes til betongen under støping er det vanlig å bruke mørteltette rør eller fleksible metallrør. Disse forblir i konstruksjonen og etterfylles med injiseringsmørtel etter oppspenning. Slik oppnås heft mellom betong og spennkabler og korrosjon av kablene unngås. [3]

2.4 Statisk system

I de kommende beskrivelsene vil det henvises til brudekkets lokale og globale aksesystem, se figur 2.5 og 2.6 under. Betegnelser som moment om bruas lengde- og tverretning kan overføres til moment om bruas x- og y-retning.



Figur 2.5: Lokalt aksesystem



Figur 2.6: Globalt aksesystem

Brubanen består av et kontinuerlig etterspent betongtverrsnitt som støpes i fem byggefaser, én for hvert spenn. Hver byggefase avsluttes 4-5 meter etter hvert søyleopplegg.

For en slik type bru betraktes bjelken i bruens lengderetning som systemets primærbærer, og flensene/bruplatten som sekundærbærer. Laster som virker på brudekket blir overført til søyler og landkar.

I bruas tre midtspenn kan det oppstå tvangskrefter. Grunnen til det er at søylene og dekket utgjør en kontinuerlig støp, istedenfor at dekket er fritt opplagt på søylene. Videre hviler søylene på betongfundamenter med stålkjernepeler som er ført ned til berg, se anbudstegninger i vedlegg A.1 for flere detaljer. Søylene anses som fast innspenne i overgangen til fundamentene.

Bruas endeopplegg består av landkar som er fritt til å bevege seg i bruens lengderetning, global x -retning, samt fritt til å rotere om tverraksene, global y - og z -retning. Brubanen er med andre ord gaffellagret i endeoppleggene, da den er fastholdt mot rotasjon om global x -akse. Ved å tillate brua fri translasjon i lengderetningen, unngår en at det oppstår store tvangskrefter mellom søyle og endeopplegg.

2.5 Materialer

Hovedmaterialene i selve konstruksjonen er betong, slakkarmering og spennarmering samt belegning på brudekket. I tillegg kommer fuger, rekkverk og liknende, se vedlegg A.1.

I de følgende avsnittene er de ulike materialene beskrevet, og de mest relevante materialparameterene er angitt.

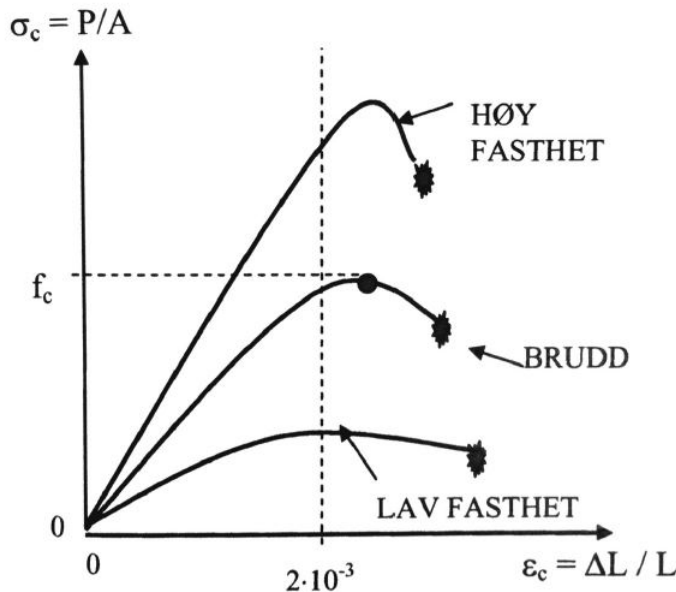
2.5.1 Betong

Betong er det mest brukte materialet i vår tid. Den lange levetiden kombinert med god formbarhet og dens store styrke gjør betong som byggemateriale svært allsidig. Materialet

er ikke homogent, da betong er en legering av vann, tilslag, sement og tilsetninger[4]. Det er interaksjonen mellom de ulike materialene som bestemmer betongens egenskaper. De mest vanlige betegnelse ved klassifisering av ulike betongkvaliteter er fasthetsklasse, bestandighetsklasse og eksponeringsklasse.

Den største fordel med betong som byggemateriale er at den kan utsettes for store trykkpåkjenninger. Den klassifiseres i en fasthetsklasse som beskriver den karakteristiske trykkfastheten, f_{ck} angitt i MPa , i en tid t etter betongens støpetidspunkt. I Eurokoden er fasthetsklassen bestemt ved en tid, $t=28$ døgn. Andre tidspunkter kan også være interessante, for eksempel ved avforming eller ved oppspenning av kabler, hvor en benytter betegnelsen $f_{cm}(t)$, som er en middelveid[5].

Det er også en rekke andre verdier knyttet til betongens fasthet, som karakteristisk strekkfasthet osv. De blir ikke omtalt her, men er angitt i tabell 2.2. Fastheten er avhengig av sementtype, temperatur og herdeforhold. Her antas sementtype N.



Figur 2.7: Typiske spennings-tøyningskurver for betong i trykk [6]

I tillegg til de mekaniske påvirkningene, er miljøpåvirkninger konstruksjonen eksponeres for viktige å ta hensyn til, for å kunne oppnå den forutsatte dimensjonerende brukstiden. Som nevnt, er betong et veldig allsidig materiale som brukes i en rekke ulike miljøer. Det er spesielt viktig å ta hensyn til dette for å forhindre korrosjon av armeringen. Nødvendig eksponeringsklasse for de spesifikke konstruksjonsdelene bestemmes ut fra miljøpåvirk-

ning de er utsatt for i NS-EN 1992, tabell 4.1.

På Karlsplassen bru er det brukt plasstøpt betong med følgende egenskaper:

| | | |
|---|---------------|----------------|
| Tyngdetetthet | γ | $24kN/m^3$ |
| Lastkoeffisient for betong | α_{cc} | 0.85 |
| Eksponeringsklasse | | <i>XD3/XF4</i> |
| Bestandighetsklasse | | <i>MF40</i> |
| Sekant E-modul | E_{cm} | $36GPa$ |
| Karakteristisk trykkfasthet | f_{ck} | $45MPa$ |
| Midlere verdi av betongens strekkfasthet | f_{ctm} | $3,8MPa$ |
| Materialfaktor for betong | γ_c | 1,5 |
| Dimensjonerende trykkfasthet | f_{cd} | $25,5MPa$ |
| Karakteristisk aksialstrekkfasthet (5% – fraktil) | $f_{ctk0.05}$ | $2.7MPa$ |
| Dimensjonerende aksialstrekkfasthet (5% – fraktil) | $f_{ctd0.05}$ | $1.8MPa$ |

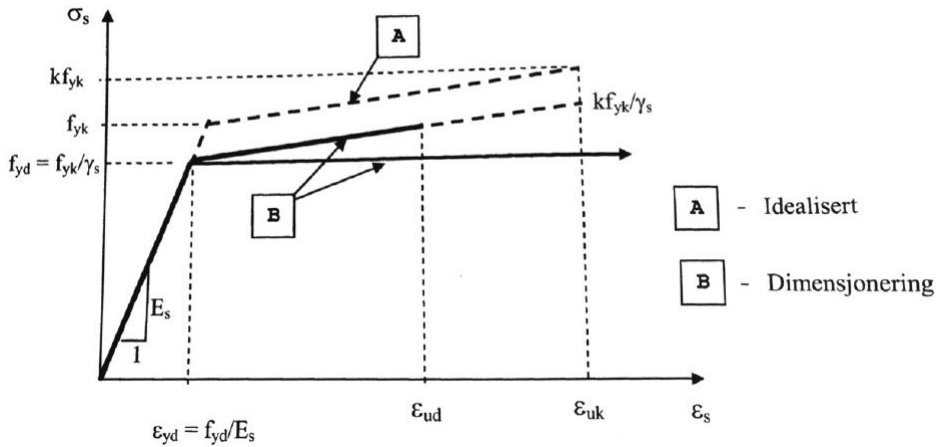
Tabell 2.2: Betong B45

2.5.2 Slakkarmering

Betong har som nevnt et høy trykkfasthet og har en fullstendig ikke-lineær spennings-tøyingsoppførsel, se figur 2.7. Er det derimot utsatt for strekkrefter derimot, er betong et sprøtt materiale, samt at det har en meget lav fasthet. Ved å benytte slakkarmering, vil en sikre duktil oppførsel under strekk.

Når det gjelder brudekket benyttes lengdearmering i både tverr- og lengderetning, samt bøyer. Dette er for å kunne oppnå tilstrekkelig kapasitet for opptredende krefter, men også med tanke på rissviddebegrensning. I søylene omfatter det lengdearmering samt bøyer. Armeringsstålet skal ihht. Håndbok 185 tilfredsstillende kravene gitt i NS-EN 1991-1-1, NS-EN 1992-2 og NS-EN 10080.

For bruer er det benyttet kamstål av type B500NC, som har en karakteristisk fasthet, $f_{yk} = 500MPa$. Forholdet mellom strekkfastheten, flytespenningen og tøyningen ved største kraft definerer armeringens krav til duktilitet. Ved dimensjonering beskrives slakkarmeringens oppførsel med en forenklet spennings-tøyingskurve, se figur 2.8.



Figur 2.8: Typiske spennings-tøyningskurver for armeringsstål [6]

Øvrig informasjon om slakkarmeringen er fremstilt i tabell 2.3.

| | | |
|---|------------|-----------|
| Karakteristisk flytegrense | f_{yk} | 500 MPa |
| Dimensjonerende flytegrense | f_{yd} | 434,7 MPa |
| Skjærarmeringens dimensjonere flytegrense | f_{ywd} | 434,7 MPa |
| E-modul | E_s | 200 GPa |
| Partialfaktor for armeringsstål | γ_s | 1,15 |

Tabell 2.3: Slakkarmering B500NC

2.5.3 Spennarmering

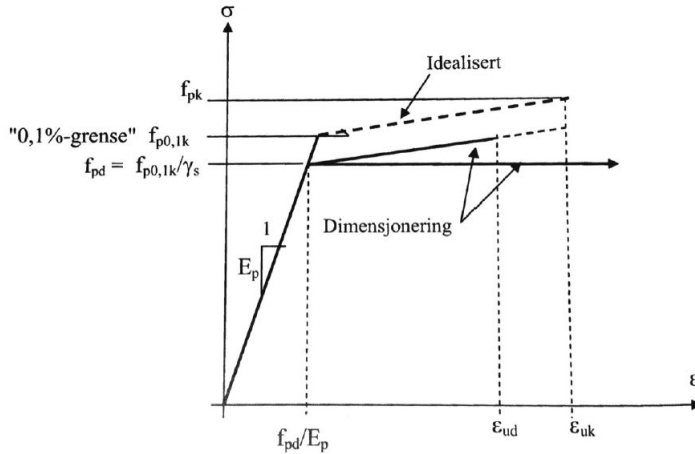
Hovedfordelene med spennarmering er at en kan tillate større spenn i konstruksjonen samt redusere tverrsnittshøyden som videre fører til redusert egenvekt.

Fordeler med spennbetong sammenliknet med bruk av kun slakkarmert betong er:

- Reduserte rissvidder gir en konstruksjon med økt tetthet og bestandighet.
- Oppbøyning fra spennarmeringen gir redusert opp- og nedbøyning, og redusert opp-rissing fører til økt bøyestivhet [6].

Ihht. Håndbok 185 skal spennarmeringen og spennarmeringssystemets delkomponenter være ihht. den europeiske tekniske godkjenningen for systemet, ETA, samt at spennarmeringen skal dimensjoneres etter NS-EN 1992, pkt 5.10.

I spennarmering benyttes en stålkvalitet som har vesentlig høyere strekkfasthet f_{pk} enn slakkarmering og er som regel tre-fire ganger høyere. Ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden benyttes, som for slakkarmering, en spenning-tøyningsssammenheng, se figur 2.9



Figur 2.9: Idealisert og dimensjonerende spennings-tøyningskurver for spennbetong [6]

Betongen trykkes sammen av spenningen fra spennkablene, men fortsetter å trekke seg sammen som følge av kryp og svinn, noe som igjen fører til reduserte spenninger i kablene. For å unngå tap av etterspenningen grunnet uttørking, langtidslaster og temperatur brukes ofte stål og betong av høyere kvalitet.

Armeringstypen som er blitt brukt er av typen Y1860S7. Spennkablene har følgende egenskaper, se tabell 2.4:

| | | |
|---------------------------------------|---------------|----------------------|
| Antall spennkabler | n | 6stk |
| Areal pr. spennkabel | A_p | 2660mm ² |
| Spennkabelens diameter | ϕ_p | 58mm |
| Antall tau pr. spennkabel | $n_{\tau au}$ | 19stk |
| Areal pr. tau | $A_{\tau au}$ | 140mm ² |
| Totalt spennarmeringsareal | $A_{p,tot}$ | 15960mm ² |
| Stålets karakteristiske fasthet | f_{pk} | 1860MPa |
| Stålets karakteristiske 0.1% – grense | $f_{p0,1k}$ | 1640MPa |
| E-modul | E_p | 195GPa |
| Partialfaktor for spennstål | γ_s | 1, 15 |
| Dimensjonerende flytegrense | f_{pd} | 1426MPa |

Tabell 2.4: Spennarmering Y1860S7

2.5.4 Belegning

Håndbok 185 beskriver hensikten med belegning slik:

Belegningen på brubanen skal forhindre skader på brudekket fra blant annet salting og slitasjeskader fra trafikk. Det forhindrer også at fukt trenger inn som igjen kan føre til forvitring av betongen, samt korrosjon av armeringsstålet.

Karlsplassen bru har en belegning av fuktisoleringstype A3-4 ihht. prosesskode-2, et binde- og slitelag av type Ab16 og slitelag Ska16. Den totale tykkelsen av fuktisoleringen inkludert binde- og slitelag er 90mm.

Kapittel 3

Laster

For bruprosjektering er det, som nevnt, ulike regelverk og veiledninger en må forholde seg til når det gjelder klassifisering av laster. Håndbok 185, utgitt av Statens Vegvesen, er en samling av prosjekteringsregler som er gjeldene for brukonstruksjoner og overstyrer Eurokoden. Mest relevante er Eurokode-seriene NS-EN 1990 og NS-EN 1991 (Del 2,4 og 5), som gir grunnlag for beregningen av de ulike lastene som virker på brua.

Sammenliknet med andre konstruksjoner, hvor lastbæring kun er én av mange funksjoner, er dette brukonstruksjonens eneste funksjon [7]. Det finnes en rekke ytre laster og lastkombinasjoner som er relevante for Karlsplassen bru. I dette kapittelet blir opptredende laster presentert og beregnet ut ifra litteraturen nevnt ovenfor.

Håndbok 185 definerer en last som:

Enhver form for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger i konstruksjonen, som for eksempel kraft eller påført deformasjon

Lastene kan deles inn i kategoriene permanente laster, variable laster, deformasjonslaster og ulykkeslaster.

3.1 Permanente laster

Håndbok 185 beskriver permanente laster slik:

Permanente laster er laster som ikke er tidsavhengige, og belaster konstruksjonen under hele levetiden. Det omfatter egenlast, tyngde av permanent ballast, utstyr som ikke vil bli fjernet og jordtrykk.

Den viktigste permanente lasten er egenlast. Egenlast defineres som tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen, ofte kalt bruens egenvekt [8]. I tillegg til selve konstruksjonens egenvekt, inkluderes også belegning, kantdrager og rekkverk.

3.1.1 Egenvekt

Tyngdetettheten av armert og spennarmert betong skal i følge Håndbok 185 ikke settes lavere enn 25.0 kN/m^3 . Når det gjelder brutverrsnittet blir egenvekten betraktet som en jevnt fordelt last,

$$25.0 \text{ kN/m}^3 \times 7.06 \text{ m}^2 = 176.6 \text{ kN/m}$$

som er beregnet i NovaFrame. Den påføres i tverrsnittet sitt tyngdepunkt som er symmetrisk om lokal N-akse. Egenvekten til de fire søylene blir beregnet på tilsvarende måte.

3.1.2 Kantdragere, belegning og rekkverk

Hensikten med kantdragere er å sørge for kontrollert vannavrenning av brua. De støpes samtidig som selve brudekket, og det brukes derfor tilsvarende betongkvalitet med tetthet 25.0 kN/m^3 . Tverrsnittsarealet av en kantdrager beregnes til å være 0.42 m^2 etter tegninger fra Statens Vegvesen, se vedlegg A.1. Dette gir en linjelast pr. side på

$$25.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.21 \text{ m}^2 = 5.25 \text{ kN/m}$$

Belegning er brudekket sitt øverste sjikt og består av asfalt. Det skal også beregnes last fra belegningen på brudekket. Håndbok 185 har et minstekrav til belegningsvekt som bestemmes ut i fra ÅDT¹ og bruas spennvidde. Karlsplassen bru har ÅDT lik 5000 og minste spennvidde lik 21 meter. Belegningsvekten er derfor 3.0 kN/m^2 , og påføres som linjelast på:

$$3.0 \text{ kN/m}^2 \times 10.6 \text{ m} = 31.8 \text{ kN/m}$$

Rekkverket som er påkrevd for Karlsplassen bru tilhører styrkeklasse H2 [10]. Det betraktes som en jevnt fordelt linjelast på:

$$3.0 \text{ kN/m}$$

3.2 Variable laster

Håndbok 185 beskriver variable laster slik:

Variable laster er laster som varierer over tid, og som kun belaster konstruksjonen i deler av bruksperioden. Det omfatter trafikkklaster, naturlaster som vind, snø, jordskjelv og temperaturforandringer, ballaster, utstyr som kan fjernes osv.

¹ÅDT er betegnelsen for årsdøgntrafikk som er en gjennomsnittlig trafikkmengde. Det er summen av antall kjøretøy som passerer i begge retninger i løpet av et år, dividert på årets dager.[9]

De variable lastene som anses som dimensjonerende i dette tilfellet er trafikklast og temperaturforandringer. Snølast vurderes ikke som et dimensjonerende tilfelle, da det ikke regnes som opptredende i kombinasjon med trafikklast i løpet av driftstiden. [8]

3.2.1 Trafikklast

Håndbok 185 defineres trafikklast som:

Den belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdele fra såvel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner.

Videre gir Håndbok 185 bl.a. minimumskrav for trafikklast, lastens størrelse og plassering ved dimensjonering for vegbruer.

Trafikklasten plasseres på brua i kritiske posisjoner innenfor tilgjengelig føringsavstand i lengde- og tverretning. Trafikklast innebærer laster i både horisontal- og vertikalretning fra forskjellige kjøretøy og fotgjengere. Selve bestemmelsen av lastene gjøres i henhold til NS-EN 1991-2, og fullstendige beregninger finnes i vedlegg B.1.

3.2.1.1 Vertikale trafikklast

Håndbok 185 henviser til NS-EN 1991-2 når det gjelder trafikklast på kjørebane. I tidligere utgaver av Håndbok 185 derimot, har det vært egne definisjoner av de ulike lasttypene. For å beregne dimensjonerende vertikal trafikklast, må det bestemmes maksimalt antall felt med bredde lik 3 meter det er plass til på brutverrsnittet, som har en total bredde på 10.6 meter. Ved å se bort ifra bredden til kantdragerene som utgjør 0.3 meter på hver side, blir lastfeltet sin totale bredde,

$$w = 10 \text{ m}$$

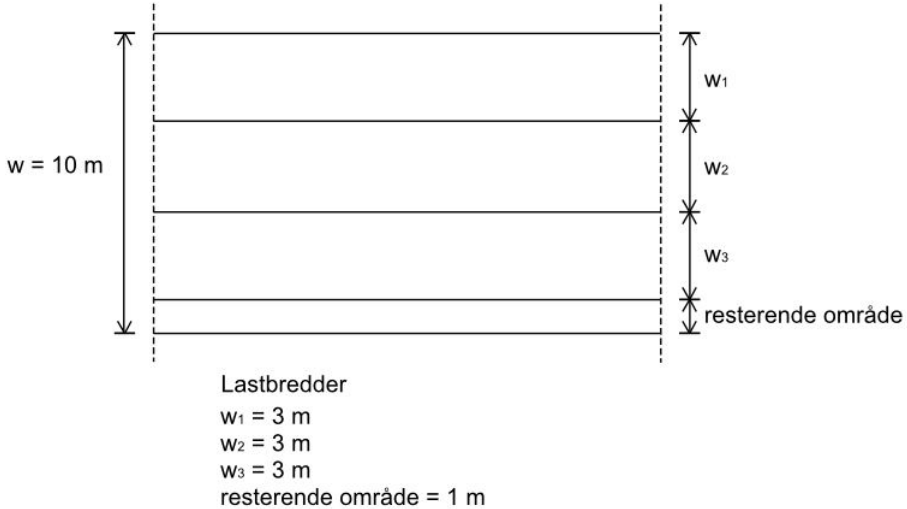
Se figur 3.1. Ved hjelp av NS-EN 1991-2, tabell 4.1, beregnes antall mulige felt.

$$6.0 \text{ m} < w \rightarrow n = \frac{w}{3} = 3$$

Det er med andre ord mulig med tre felt, og resterende område blir,

$$w - (3 \times n) = 1.0 \text{ m}$$

Lastene beregnes på grunnlag av disse breddene, se figur 3.1.



Figur 3.1: Beregningsgrunnlag for trafikklast: Antall kjørefelt.

Karlsplassen bru ble prosjektert etter Statens Vegvesen sine lastforskrifter i Håndbok 185, kap. 3, utgitt i 2009. Dimensjonering for lastvirkninger i tverretning sammen med lastvirkninger i lengderetning ble gjort med lasttype V1, som har aksellast 210 kN og et hjultrykk på 105 kN . Dimensjonering for lastvirkninger i tverretning alene ble gjort med lasttype V2, som har aksellast 260 kN og et hjultrykk på 130 kN .

For bruer er det i NS-EN 1991-2 definert ulike lastmodeller for vertikale trafikklast. For Karlsplassen bru er det kun aktuelt å dimensjonere for lastmodell 1 og 2.

Lastmodell 1 består av en jevnt fordelt last og to punktlaster som representerer laster fra et mobilt tandemsystem. Modellen brukes for generell og lokal verifikasjon. Avstand mellom hjulene er 1.2 meter i lengderetningen.

De vertikale lastene for LM1 har følgende verdier.

Punktlast,

$$Q_1 + Q_2 = 300 \text{ kN} + 300 \text{ kN} = 600 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt last for de ulike feltene,

$$q_1 = 16.2 \text{ kN/m}$$

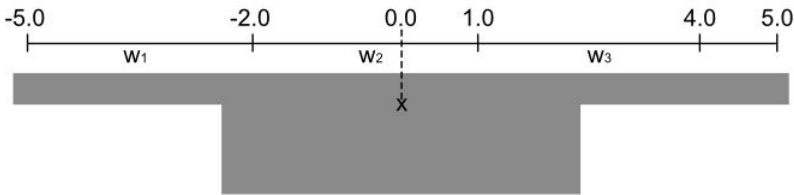
$$q_2 = 7.5 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 7.5 \text{ kN/m}$$

$$q_r = 2.5 \text{ kN/m}$$

Det defineres fire forskjellige lasttilfeller for LM1. Tre kjørefelt og ett felt for resterende område. På det resterende området er det kun angitt jevnt fordelt last.

Figuren under viser plasseringen av de ulike lastfeltene i forhold til tverrsnittet sitt senterpunkt. Med lastfelt menes det definerte området som lasten kan plasseres på. Alle mål er i meter.



Figur 3.2: Beregningsgrunnlag for trafikklast: Plassering av trafikklast.

Lastmodell 2 består av en enkel punktlast på spesifiserte områder, hvor punktlaster fra hjul virker på brudekket. Denne modellen skal dekke den dynamiske effekten fra normal trafikk på korte konstruksjonsdeler, [11]. Da spennene mellom søylene er på minst 21 meter vil dette lasttilfellet begrenses til å kunne være aktuell i tverretningen. Lasten plasseres på den mest ugunstige posisjonen i kjørebanelen.

Den vertikale lasten for *LM2* har følgende verdi:

$$Q_a = 400 \text{ kN}$$

Det defineres kun ett lasttilfelle for *LM2*. Grunnen til det er at denne punktlasten vil kun være dimensjonerende i tverretning, med hensyn til globalt torsjonsmoment. Ved å plassere punktlasten så langt ute på flensen som mulig, vil den skape størst moment og dermed virke mest ugunstig. Det er derfor opprettet ett lasttilfelle, som er i kjørefelt w_1 .

Lastmodell 3 brukes for bruer som også er ment og beregnet for spesielle kjøretøy. Da Statens Vegvesen ikke har spesifisert at brua ikke er dimensjonert for slike bruksvilkår, anses denne modellen som mindre relevant for denne oppgaven.

Lastmodell 4 brukes for bruer som risikerer å bli belastet av store folkemengder. Modellen består av jevnt fordelt last hvor dynamisk amplifikasjon inkluderes. Dette er heller ikke spesifisert for Karlsplassen bru og er derfor ekskludert fra beregningene.

Horisontale trafikklast

Som det står det beskrevet i Håndbok 185:

De horisontale trafikklastene bremselast, sidelast og sentrifugallast, kan ikke opptre alene, bare samtidig med de tilhørende vertikale trafikklastene.

Bremselasten virker på høyde med kjørebanelen i broens lengderetning. I følge NS-EN 1991-2 skal også akselerasjonslast inkluderes i beregningen. Akselerasjonslasten har lik verdi som bremselasten, men virker med motsatt fortegn. Brems- og akselerasjonslasten er beregnet til å være $560kN$.

Karlsplassen bru har ingen horisontal kurvatur, og sentrifugallast vil ikke opptre i konstruksjonen.

Håndbok 185 definerer opptredende sidelast som virkningen av skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt og liknende. Den skal beregnes på grunnlag av en vilkårlig plassert horisontallast, $S = 25\%$ av bremselasten foran.

I denne beregningen vil det ikke tas hensyn til horisontale trafikklaster. Om en betrakter størrelsen på lastene i forhold til broens dimensjoner, hvor det minste spennet er 21 meter, vil ikke de horisontale trafikklastene ha en vesentlig innvirkning på dimensjoneringen av brubanen.

3.2.2 Temperaturlaster

For statisk ubestemte konstruksjoner påkjent av temperaturendringer, vil det kunne oppstå store indre krefter dersom deformasjonen er forhindret. Disse indre kreftene kan føre til uheldige krumninger og momentkrefter [7]. Dette vil være tilfelle for Karlsplassen bru da søylene er innstøpte i dekket, som da vil føre til tvangskrefter ved temperaturendringer. Som nevnt er brua ved landkarene modellert slik at forskyvning i horisontalretning tillates. Slik vil man unngå tvangskrefter ved tilkoblingen mellom opplager og i de to endespennene.

I følge NS-EN 1991-1-5, pkt.6.1 bør representative verdier for termisk påvirkning fastsettes ved hjelp av den jevnt fordelte temperaturandelen og temperaturdifferansen.

Temperaturdifferanser ΔT

I NS-EN 1991-5 er det angitt to ulike metoder for beregning av vertikale temperaturdifferanser. *Metode 1* beskriver differansen lineært, og *Metode 2* er en ikke-lineær beskrivelse. For betongbroer vil det, i følge Håndbok 185, normalt og konservativt kunne benyttes vertikal lineært varierende temperaturandel, *Metode 1*.

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Denne virkningen bør tas hensyn til, og anvendes mellom oversiden og undersiden av bruoverbygningen, ihht. Håndbok 185.

I NS-EN 1991-1-5 er det i tabell NA.6.1 angitt en lineært varierende temperaturdifferanse for platebruer, hvor overside er varmere enn underside og motsatt. Verdiene for $\Delta T M_{heat}$ og $\Delta T M_{cool}$, angitt i tabellen er basert på et belegg med 50 mm tykkelse. For andre

tykkelser bør verdiene multipliseres med faktoren k_{sur} . I Håndbok 185, tabell 9, finnes et krav til minimum beleggtykkelse på bakgrunn av $\dot{A}DT > 2000$ og spennvidde $35m > L > 200m$. Dette gir en beleggtykkelse på 100 mm. En bør derfor ta hensyn til beleggtykkelsen og benytte seg av denne faktoren.

De korrigerte verdiene for lineært varierende temperaturdifferanse blir:

$$\Delta_{TM_{heat}} = 15.0 \text{ } ^\circ C$$

$$\Delta_{TM_{cool}} = 8.0 \text{ } ^\circ C \times 0.7 = 5.6 \text{ } ^\circ C$$

Jevnt fordelt brutemperaturandel

Håndbok 185 definerer den jevnt fordelte temperaturdifferansen slik:

Den jevnt fordelte temperaturandelen avhenger av den laveste og høyeste temperaturen som kan forventes for ei bru. Dette gir et område for en jevnt fordelt temperaturendring som, for en ikke fastholdt konstruksjonsdel, ville føre til en endring av delens lengde

Verdiene for maksimalt og minimalt temperaturintervall beregnes på grunnlag av initialtemperaturen $T_0 = 10 \text{ } ^\circ C$

ihht. NS-EN 1991-1-5.

Verdiene for øvre og nedre lufttemperatur er beregnet til; $T_{max} = 36 \text{ } ^\circ C$ og $T_{min} = -30 \text{ } ^\circ C$ ihht. NS-EN 1991-1-5, og bestemmes ut ifra hvor i landet konstruksjonen befinner seg. Videre korrigeres verdiene ut ifra hvilken brutype det gjelder.

Dermed er laveste og høyeste verdi for lineært varierende temperaturdifferanse:

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -22 \text{ } ^\circ C$$

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 33 \text{ } ^\circ C$$

Vi får da de karakteristiske verdiene for maksimalt temperaturkonstruksjons- og ekspansjonsintervallene.

Jevnt fordelt brutemperaturandel blir:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - 22 = -12 \text{ } ^\circ C$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 33 - 10 = 23 \text{ } ^\circ C$$

Videre kombineres jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser ved å benytte følgende verdier:

$$\Omega_N = 0.35$$

$$\Omega_M = 0.75$$

En får følgende kombinasjoner,

$$\Delta_{TM_{heat}}(\text{eller } \Delta_{TM_{cool}} + \Omega_N \times \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}))$$

Dette gir:

$$15.0\text{ }^{\circ}\text{C} + 0.35 \times 23.0\text{ }^{\circ}\text{C} = 23.05\text{ }^{\circ}\text{C}$$

eller:

$$5.6\text{ }^{\circ}\text{C} + 0.35 \times (-12.0\text{ }^{\circ}\text{C}) = 1.4\text{ }^{\circ}\text{C}$$

og:

$$\Omega_M \times \Delta_{TM_{heat}}(\text{eller } \Delta_{TM_{cool}}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con})$$

Dette gir:

$$0.75 \times 15.0\text{ }^{\circ}\text{C} + 23.0\text{ }^{\circ}\text{C} = 34.25\text{ }^{\circ}\text{C}$$

eller:

$$0.75 \times 5.6\text{ }^{\circ}\text{C} + (-12.0\text{ }^{\circ}\text{C}) = -7.8\text{ }^{\circ}\text{C}$$

3.2.3 Vindlaster

Vindlasten brubanen dimensjoneres for er bestemt etter metoden beskrevet i NS-EN 1991-1-4 og i Håndbok 185. Etter samtale med veileder ble det bestemt at det som en forenkling kun dimensjoneres for vindlast i z-retning. Den anses som mest relevant, da den vil kunne ha betydning for dimensjonerende laster på dekket. Om man ikke velger å bruke denne forenklingen forventer man at vindlast i x- og y-retning separat vil opptre samtidig som vind i z-retning.[12]

Da den aktuelle brua er en platebru, vil den havne under vindklasse I ihht. Håndbok 185, noe som danner grunnlag for valg av beregningsmetode etter Håndbok 185 og Eurokoden.

Vindlasten på brudekket kan etter NS-EN 1991 beregnes med forenklet metode, da dynamisk respons er vurdert som unødvendig. Ved bruk av denne metoden er de dimensjonerende kreftene i både lokal x-, y- og z-retning funnet. Da Håndbok 185 benytter en annen beregningsmetode er kraften i z-retning også beregnet etter denne for å kontrollere den inputverdien som benyttes i NovaFrame.

Kraftresultanten fra beregning etter NS-EN 1991-1-4 er beregnet til:

$$F_{w,x} = 35.5\text{ kN}$$

$$F_{w,y} = 71.1\text{ kN}$$

$$F_{w,z} = 210.4\text{ kN}$$

Kraftresultant fra beregning etter Håndbok 185 og NS.EN 1991-1-4 er:

$$F_{w,z} = 191.1 \text{ kN}$$

Fullstendige beregninger finnes i vedlegg B.2.

3.3 Deformasjonslaster

Håndbok 185 beskriver deformasjonslaster slik:

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

- *forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)*
- *svinn, kryp og relaksasjon*
- *setninger*
- *deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikkasjons-, bygge- eller installasjonsmetode.*

Den ferdigstilte brua skal i følge Håndbok 185, som et minimumskrav, kontrolleres ved to ulike tidspunkt. Med dette menes når bruas siste byggefase er ferdigstilt og når brua overgår beregnet levetid, som her er 100 år. Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige, og karakteristisk last defineres som største forventede verdi innenfor det tidsrom som betraktes [12]. I denne oppgaven er det gjort beregninger for begge tidspunktene, men kun dimensjonert for ferdigtilstanden etter 100 år.

Deformasjonslaster grunnet oppspenningskrefter, relaksasjon, kryp- og svinntøyninger i betongen, samt ulike typer spenn tap har blitt betraktet. Håndbok 185 angir at for valg av parametre for kryp og svinn kan det antas 70 % relativ luftfuktighet for bruas overbygging og 80 % relativ luftfuktighet for søyler over vann. Det antas 70 % relativ luftfuktighet for hele konstruksjonen.

3.3.1 Oppspenningskrefter

Oppspenningskrefter er kreftene som påføres spennkabelen i den aktive enden under oppspenning. I følge Håndbok 185 skal det ved bruk av spennarmering tas hensyn til både direkte og indirekte lastvirkninger pga. oppspenningen.

Begrensninger til spennkraft under oppspenning

Oppspenningskreftene skal ihht. Håndbok 185 kontrolleres opp imot NS-EN 1992, hvor det foreligger begrensninger for kraftens størrelse.

Beregning av maks oppspenningskraft er basert på største spenning påført spennkabelen som igjen er beregnet med utgangspunkt i spennstålets karakteristiske strekkfasthet. Største spenning påført spennkabelen er,

$$\sigma_{p.max} = \min(k_1 f_{pk}, k_2 f_{p0,1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

hvor,

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.9$$

Dette gir største tillatte oppspenningskraft per kabel på:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p.max} = 3926 \text{ kN}$$

For å unngå lokal knusning eller spalting av betongen i enden av etteroppspennte konstruksjonsdeler, gis en grenseverdi for betongens trykkspenning. Spenningen er forårsaket av forspenningskraften, og andre belastninger som virker på tidspunktet for oppspenning. Denne er:

$$\sigma_{c.max} = 0.6 f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

Den europeiske tekniske godkjenningen, *ETA*, gir anvisninger relatert til hvordan en unngår disse skadene, samt at den gir en minimumsverdi for betongens fasthet, men dette er ikke blitt sett nærmere på i denne oppgaven.

3.3.1.1 Forspenningskraft

Den initielle forspenningskraften er etter NS-EN 1992 beregnet til:

$$P_{m0} = A_p \sigma_{p0} = 3708 \text{ kN pr. spennkabel}$$

hvor

$$\sigma_{p0} = \min(k_7 f_{pk}, k_8 f_{p0,1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

$$k_7 = 0.75$$

$$k_8 = 0.85$$

Den totale initielle forspenningskraften for seks kabler blir:

$$P_{m0.tot} = 3708 \text{ kN} \times 6 = 22248 \text{ kN}$$

Det kontrolleres også om de initielle oppspenningskreftene er innenfor kravet. Aksialkrefter for full oppspenning, dvs. primærkrefter og tvangskrefter, er hentet ut fra NovaFrame

$$P_{max} = -19612 \text{ kN} < P_{m0,tot}$$

3.3.2 Kryp

Kryp og dens innvirkning på konstruksjonens oppførsel er behandlet i kapittel 8.4. Se vedlegg B.3 for beregning av kryptall for de ulike tidspunktene i konstruksjonens levetid.

3.3.3 Svinn

Svinn er en negativ tøyning av betongen på grunn av volumendring knyttet til fuktforhold. Det er to typer svinn som skal tas hensyn til, autogent svinn og uttørkingssvinn.

Autogent svinn er en indre uttørking som skyldes at reaksjonsproduktene fra sement-vann reaksjonen har mindre volum enn de andre delmaterialene som inngår i blandingen. Denne reaksjonen inntreffer tidlig i betongens levetid når betongen er under herding. Uttørkingssvinn er en ytre uttørking som er forårsaket av vannmolekylernes effekt på de faste partiklene i sementets mikrostruktur. Denne reaksjonen har en effekt på konstruksjonen under hele dens levetid. Virkningene av svinn er omfordeling av skjærkrefter og momenter i konstruksjonen. [13] Svinntøyningen er beregnet ihht. NS-EN 1992 og gir følgende verdier:

Autogent svinn:

$$\varepsilon_{ca} = 0.088 \text{ ‰}$$

Svinntøyning ved uttørking:

$$\varepsilon_{cd} = 0.223 \text{ ‰}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} = 0.311 \text{ ‰}$$

3.3.4 Spennkrafttap

Spennkrafttap oppstår av ulike årsaker. Betongen blir utsatt for negativ tøyning, og det vil oppstå spennkrafttap.

Variasjoner langs kabelen, men også variasjoner over tid, må ivaretas i analysene. Dette fordi maksimum og minimum spennkraft kan være kritisk for ulike snitt og tilstander, [14]. Dette er ivarettatt i NovaFrame.

Det er tre ulike former for spennkrafttap; tidsavhengige tap, spenningsendring pga. korttidslast og tap av tøyningdifferanse.[6] Det er kun utført beregninger på tidsavhengige tap i denne oppgaven, men tap av tøyningdifferanse er angitt i NovaFrame.

3.3.5 Tidsavhengige tap

Tidsavhengige tap er spenntap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon i henholdsvis betongen og stålet. Kraftomlagringer som skyldes disse nevnte tidsavhengige tapene, både under bygging og ved ferdig tilstand, skal tas hensyn til ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger.

Beregning av tidsavhengig tap for etteroppspanning er gjort etter NS-EN 1992, pkt. 5.10.6. Dette er en forenklet metode, hvor kryp, svinn og relaksasjon er forhold som gir reduserte spenninger, se kapittel 5.3 for full beregning.

Kryp

Når det gjelder kryptøyninger for spennkablene, benyttes et gjennomsnittstall for hele konstruksjonen. I dette kapittelet er dette kryptallet beregnet[13]. Forenklet er det betraktet en bjelke med gjennomgående rettlinjet spennarmering, hvor tyngdepunktsaksen til spennarmeringen er lagt i tyngdepunktsaksen til selve tverrsnittet eller hvor spennarmeringen endrer krumning, se figur 3.3. Dette kryptallet vil i realiteten endre seg langs brudekket, men vil være tilstrekkelig å benytte, da det vil være konservativt for store deler av lengden.



Figur 3.3: Forenklet rettlinjet spennarmering

Den initielle forspenningskraften per spennkabel er beregnet til:

$$P_0 = 3708 \text{ kN}$$

Kraft per spennkabel settes lik:

$$P = P_0$$

Og blir for alle seks spennkabler:

$$P = 23557 \text{ kN}$$

Det er benyttet et forenklet betongtverrsnitt hvor kun steget er inkludert, som gir:

$$3.3 \text{ m} \times 1.25 \text{ m} = 7.03 \text{ m}^2$$

Eksentrisiteten av spennkablenes plassering i forhold til nøytralaksen er i dette tilfellet:

$$e = 0$$

Momentet M som oppstår som følge av e eksisterer derfor ikke. Krypspanningene på grunn av oppspenningskraften blir dermed:

$$\sigma_{cp} = \frac{-P_0}{A_c} + \frac{M}{I_y} e = -3.4 \text{ MPa}$$

Tilhørende kryptøyninger for lang tid:

$$\varepsilon_{cp,langtid} = \frac{\sigma_{cp}}{E_{CL}} = -0.329 \text{ ‰}$$

Tilhørende kryptøyninger for kort tid:

$$\varepsilon_{cp,korttid} = \frac{\sigma_{cp}}{E_{cm}} = -0.093 \text{ ‰}$$

Differansen i kryptspanningen i tidsperioden er da :

$$\Delta\sigma_{kryp} = (\varepsilon_{cp,langtid} - \varepsilon_{cp,korttid})E_p = -46 \text{ MPa}$$

Kryptøyning etter 100 år er beregnet til:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\Delta\sigma_{kryp}}{E_p} = -0.236$$

Svinn

Når det gjelder svinntøyning som forårsaker spennkrafttap, er det kun uttørkingssvinn som er benyttet. Grunnen til dette er at man kan anta at betongen ikke er uttørket ved oppspenning og belastning etter 7 døgn. Det autogene svinnet oppstår i det betongen støpes. Da oppspenningen skjer etter en tid, vil det autogene svinnet neglisjeres ved beregning av spennkrafttapet.

Uttørkningssvinn er beregnet til:

$$\varepsilon_{cd} = 0.223 \text{ ‰}$$

Relaksasjonstap for spennarmeringen

Spennstål blir som regel utsatt for store strekkføyninger i hele konstruksjonens levetid. Den konstante føyningen som oppstår som følge av dette fører til et spenningsfall, også kalt relaksasjon. Dette fører til reduksjon av forspenningsmomentet. Denne virkningen må tas hensyn til i beregningene, og er beregnet etter NS-EN 1992. Det er antatt relaksasjonsklasse 2, som gjelder for spenntau med lav relaksasjon. [5] For etteroppspente kabler er den absolutte verdien av den initielle forspenningen, som beregnet i kapittel 3.3.1.1:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0} = 1395 \text{ MPa}$$

Friksjonskoeffisienten:

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i oppspenningen, etter en tid $t = 50000 \text{ timer}$:

$$\sigma_{pr} = \sigma_{pi} 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu \frac{t}{1000} 0.75(1-\mu)} 10^{-5} = 68 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap av kraft i spennarmeringen:

$$\frac{\sigma_p}{f_{pk}} = 3.65 \%$$

Relaksasjonen i stålet påvirkes av deformasjonen i betongen som skyldes kryp og svinn. Denne interaksjonen kan det normalt tas hensyn til med en reduksjonsfaktor på 0.8:

$$\sigma_p = 0.8 \times \sigma_{pr} = 54.4 \text{ MPa}$$

Den prosentvise reduksjonen av forspenningen i forhold til den initielle spenningen blir da:

$$\frac{\sigma_p \times 100}{f_{pk}} = 2.92 \%$$

3.3.6 Tøyningsdifferanser

Ved å ta hensyn til tøyningsdifferanser kan et etteroppspent tverrsnitt beregnes som et vanlig slakkarmert tverrsnitt. Det er tre ulike typer tap av tøyningsdifferanse; låsetap, friksjonstap og temperaturtap, som alle er angitt i NovaFrame.

Friksjonstap

Ved etteroppspenning vil det oppstå krefter mellom spennstålet og utsparringsrøret som kalles friksjonskrefter. Disse kreftene motvirker glidning mellom de to komponentene ved at kurvaturen til spennstålet danner normalkrefter som virker på utsparringsrøret. Verdier for beregning av et slikt friksjonstap hentes fra spennstålleverandøren. I disse beregningene er det brukt følgende verdier hentet fra NS-EN 1992 og ETA;

- Friksjonskoeffisient

$$\mu = 0.19$$

- Slingringskoeffisient

$$K = 0.005$$

Låsetap

Før aktiv forankringstilstand vil spennkabelen gli en avstand Δx på ankersiden. Konsekvensen av denne forskyvningen er et spenningstap på grunn av redusert oppspenningslengde[15]. Denne lengden hentes fra produsenten av stålet og er i dette tilfellet er:

$$\Delta x = 6 \text{ mm}$$

Temperaturtap

Under herdeprosessen i før oppspente konstruksjoner vil betongen avgi varme og føre til spenntap i spennarmeringen, dette før tilstrekkelig heft er oppnådd. Injiseringsmørtelets herdeprosess for etteroppspente konstruksjoner gir ikke stor temperaturøkning på grunn av mørtelets minimale volum, og derfor sees det bort ifra denne typen spenntap i dette tilfellet.

3.4 Ulykkeslaster

Håndbok 185 beskriver ulykkeslaster slik:

Ulykkeslaster er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som et resultat av et ulykkestilfelle eller en unormal hendelse som påkjøringslaster fra kjøretøy, kabelbrudd i konstruksjonen, påseilingslaster fra skip, påkjøringslaster fra jernbanetrafikk eller eksplosjon med mulig påfølgende brann.

Karakteristiske ulykkeslaster er i hovedsak nominelle verdier fastsatt ut ifra skjønn, og kan vanligvis ikke knyttes til et definert sannsynlighetsnivå. De lastene som anses å være aktuelle er kun kabelbrudd i konstruksjonen, da det ikke er kryssende trafikk under brua som kan forårsake påkjørsel og støt på konstruksjonen. Håndbok 185 definerer tilfellene

med en sannsynlighet for at de inntreffer mindre enn 0.1% per år som irrelevante. Derfor er det i denne oppgaven sett bort ifra påvirkningen fra ulykkeslaster.

3.5 Lasttilfeller og lastkombinasjoner

Under dimensjoneringen av konstruksjoner må man påvise at opptredende laster ikke overskrider motstanden i konstruksjonen. Håndbok 185 angir aktuelle eurokoder for lastkombinasjoner det skal dimensjoneres for i de ulike grensetilstandene. Den ugunstigste kombinasjonen av laster med tilhørende faktorer legger grunnlaget for beregningene i grensetilstandene. [8]

NS-EN 1990 angir formen lastvirkningen framstilles på i brudd- og bruksgrensetilstanden og er i denne oppgaven presentert i kapittel 6 og 7. Dimensjonerende lastkombinasjoner er for bruddgrensetilstanden beregnet ut fra en kombinasjon av opptredende laster og tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer. I bruddgrensetilstanden gis dimensjonerende lastkombinasjon som en kombinasjon av opptredende laster med tilhørende kombinasjonsfaktorer.

Lastkoeffisienter γ , også kalt partialfaktorer, tar høyde for mulighetene for ugunstig lastavvik, usikkerhet ved beregning av lastvirkningene og unøyaktighet i lastmodellene ved bestemmelsen av de dimensjonerende lastene[7]. De aktuelle lastfaktorene er hentet fra Nasjonalt tillegg i Endringsblad A1 for NS-EN 1990, tabell NA.A2.4(B), og er presentert i kapittel 6.

Kombinasjonsfaktoren Ψ benyttes for å ta høyde for at det er lite sannsynlighet for at lastene med sine karakteristiske verdier i kombinasjon med hverandre vil opptre samtidig i en lastkombinasjon. [7] De aktuelle kombinasjonsfaktorene for lastkombinasjonene er gitt i vedlegg A.2.

Kapittel 4

Modellering i NovaFrame

Analyseprogrammet NovaFrame er benyttet for å modellere Karlsplassen bru. Programmet er et 4D-rammeprogram basert på elementmetoden og bjelkesegmenter. Gjennom Windows brukergrensesnitt eller ASCII¹-programmer som for eksempel TextPad, defineres input-verdiene. NovaFrame er utviklet av Aas-Jakobsen AS, og er et av de mest brukte rammeprogrammene for brukonstruksjoner. Inputfilene er lette å redigere og kan derfor enkelt benyttes igjen i liknende prosjekter.

Programmet er spesielt tilpasset brukonstruksjoner, da veglinjedata er utgangspunktet for plassering av noder og elementer samt at programmet inkluderer trafikkklaster og spennarming i analysen.

NovaFrame kan utføre statiske-, dynamiske-, stokastisk vind-, jordskjelv- og knekkningsanalyser[17]. På grunn av tidsbegrensninger, er det kun utført statiske analyser i denne oppgaven.

Gjennom automatisk generering av lastkombinasjoner og et utvalg av kritiske, opptredende krefter i utvalgte snitt i konstruksjonen, kan en dimensjonere aktuelle deler av brua ut ifra bruk av programmet. I dette kapitlet er hovedprosedyrene for modelleringen av Karlsplassen bru gjennomgått.

4.1 Geometri

Det første som må gjøres når en oppretter en ny modell i NovaFrame er å angi geometrien til brua. Hovedgeometrien er beskrevet i kapittel 2.3. Det er gjort noen forenklinger i forhold til modellen som nevnes i de påfølgende avsnittene. Blant annet er fundamentene kun inkludert i modellen for det visuelle uttrykket sin del, da de ikke er en del av

¹ASCII (American Standard Code for Information Interchange) er et tegnssett som fungerer som en standard for utveksling av tekst mellom datamaskiner.[16]

analysen. Videre er bidrag fra slakkarmering utelatt i analysen, men vekten er inkludert i beregningene.

4.1.1 Referanselinjer

Det første en gjør når en oppretter en ny modell, er å angi brua sin geometri ved å legge inn en rekke inputverdier under *Preprocess/Reference Line Input*. NovaFrame er det to ulike måter å angi geometrien til broen på. Enten kan en angi koordinater i x-, y-, og z-retning for en rekke stasjoner langs brua, eller så kan en opprette referanselinjer. For en konstruksjon av større og mer kompleks dimensjon som en bru med vertikal- og/eller horisontalkurvatur, vil det være velegnet å bruke den sistnevnte metoden. En vil da kunne tilegne referanselinjen noder, elementer og tverrsnitt og dermed definere vegbanen på en effektiv og ryddig måte.

Det opprettes ulike typer referanselinjer i modellen. ASCII-koden for referanselinjer er `REFLINE`, og videre angis typen referanselinje med ulike indekser. *Indeks 0* er ikke en geografisk linje, men en abstrakt linje som benyttes for å legge inn tverrsnitt enkeltvis i modellen. I denne modellen er det for eksempel opprettet en referanselinje med navn *Cross Section* hvor det er lagt inn fundamentet til søylene.

Videre kan en opprette linjer med indeks *1 - PL Veg*. Dette er linjer som beskriver horisontalprojeksjonen, altså vegbanen, som brukes til overbygningen. I dette tilfellet består brudekket av et kontinuerlig tverrsnitt og det kan derfor enkelt tilknyttes denne referanselinjen. Det kan være gunstig å opprette flere linjer, for eksempel én som følger den horisontale senterlinjen til tverrsnittet og én for hver ytterkant. Dette er mer aktuelt om man vil fokusere på landkarene og fundamenteringen, hvor lokalisering av opplagerkrefter krever mer kompleks opplagere. For eksempel ved bruk av stive koblinger på tverrbærere, hvor selve opplageret befinner seg på underliggende berggrunn.

2 - Column er en referanselinje som angir vertikalprojeksjonen til brua. Denne brukes for å angi plassering av søylene. For å kunne orientere seg mer effektivt i modellen, kan det være gunstig å opprette akser i vertikal projeksjonen. Ofte, og som det også er i dette tilfellet, vil aksene være plassert i søylenes senterlinje. Aksene kobles til en referanselinje i horisontalprojeksjonen, og er plassert ut stasjonsvis. ASCII-koden for slike akser er `RFLAXIS`.

Under *Refline Connection* kobles tverrsnittet til søylene til referanselinjen til underkant av tverrsnittet til brudekket. Videre angis horisontal- og vertikalkurvatur for de ulike referanselinjene. Hvis vegbanen har en kurvatur, tverrfall eller helning i lengderetningen oppgis dette her. Horisontalkurvatur og tverrfall er neglisjert, og det tas kun hensyn til vertikalkurvaturen. Det vil derfor være nok å angi start- og sluttkoordinater i z-retning i dette tilfellet.

Når det gjelder referanselinjene i vertikal projeksjonen, søylenes referanselinjer, kan en angi posisjonen til disse under fanen *Column*. En kan velge om en vil oppgi stasjonsnummer eller aksenummer for plasseringen. Aksene ble opprettet for å gjøre resten av model-

leringen mer effektiv, da en slipper å angi avanserte koordinater og reduserer risikoen for feil-plotting. Det er derfor valgt å plassere søylene etter aksenummer med ASCII-koden RFLCOLUM. Søyelengdene blir også definert her ved å angi topp- og bunnkoordinater. [18]

4.1.2 Tverrsnitt og materiale

Bruas tverrsnitt opprettes i *Preprocess/Sections*. Det er ulike typer tverrsnitt og materiale å velge mellom. I denne modellen benyttes funksjonene *Massive General* og *Massive Predefined*. Bruas søyler har to ulike sirkulære tverrsnitt, og kan derfor enkelt opprettes ved å bruke funksjonen *Massive General*, hvor diameteren angis. Tilsvarende er gjort for fundamentet. Når det gjelder selve brutverrsnittet er det definert ved å angi punkter, og en får slik et egendefinert tverrsnitt som samsvarer med byggetegningene.



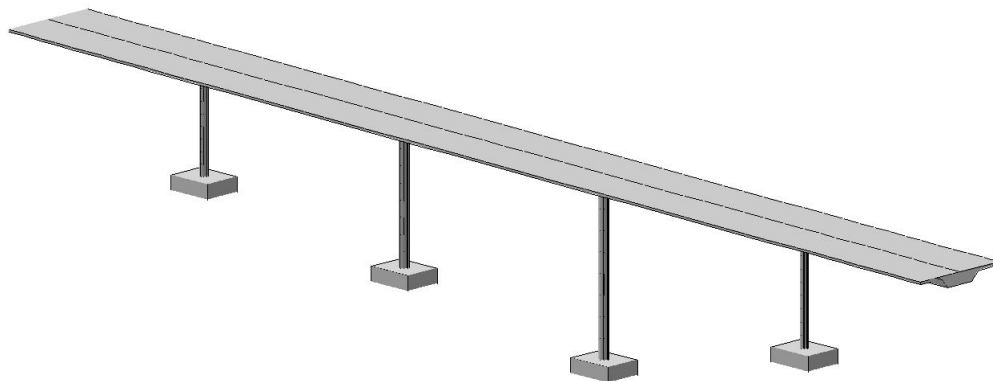
Figur 4.1: Tverrsnitt med tilhørende punkter

I *Points and Dimentions* under *Crossections* definerer en tverrsnittsstørrelsen, både for overbygningen, søylene og fundamentene. Tverrsnittet til overbygningen defineres manuelt ved å plassere ut punkter i et lokalt koordinatsystem, se figur 4.1. Det er også lagt inn to ekstra punkter på midten av tverrsnittet, både i overkant og underkant. På denne måten har en ett punkt som kan knyttes til referanselinjen, og ett punkt som kan knyttes til søylene.

Materialene som er brukt i modellen er definert under *Material properties*. NovaFrame bruker materialegenskapene som er angitt som default om ikke annet er definert. I dette tilfellet er det brukt betong, slakkarmering og spennarmering med andre egenskaper enn hva programmet bruker i utgangspunktet, og derfor definert manuelt.

NovaFrame beregner ikke uten videre torsjonsstivheten for T-tverrsnittet helt nøyaktig. Når tverrsnittet er egendefinert slik som i dette tilfellet, beregnes torsjonsstivheten til summen av arealtrehetsmomentene $I_x + I_y$. For å skalere denne verdien til beregnet verdi må man benytte faktoren k_{It} under *Design Parameters*. Dette er ikke gjort i denne analysen, og torsjonsstivheten er derfor konservativ.

Når referanselinjer, tverrsnitt og materiale er angitt, kan en fremstille modellen visuelt ved å benytte funksjonen *Plot attributes* se figur 4.2.

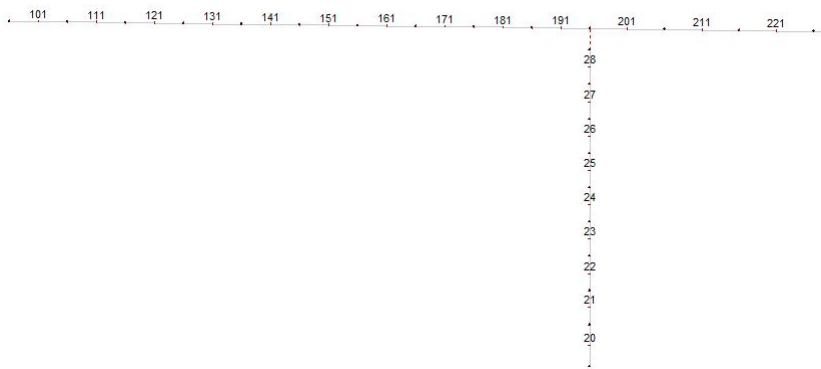


Figur 4.2: Hovedgeometri

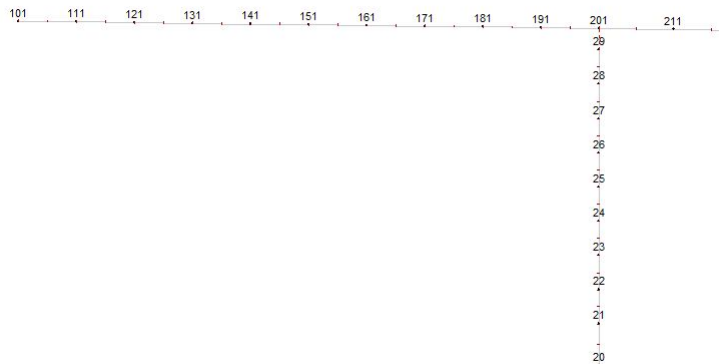
4.1.3 Noder og elementer

Når en bestemmer plasseringen til nodene, er det viktig å ta hensyn til byggefasene. Node-
ne for vegbanen er plassert med en jevn avstand mellom aksene, men også mellom akser
og støpeskjøten. Grunnen til det er at det er ønskelig å etablere noder i punktene hvor søy-
le og brudekke møtes, i tillegg til noder i støpeskjøtene. For å etablere et ryddig system,
er nodene nummerert slik at alle noder med startsiffer 1 ligger mellom akse 1 og 2 osv, se
figur 4.4.

I denne modellen er det brukt ti elementer mellom aksene. Tilsvarende nummererings-
system er brukt for søylene, der hver søyle består av 10 elementer. Søyleelementene har
ulike størrelser på grunn av forskjellige varierende søylelengder. Deretter defineres ele-
menene som har det samme nummeringssystemet som nodene, se figur 4.3. Element nr.
101 har node nr. 101 som venstre node og node nr. 111 som høyre node, osv, se figur 4.4.
ASCII-kodene for noder og elementer er henholdsvis `AXISNODE` og `ELEMINS`.



Figur 4.3: Nummerering av elementer



Figur 4.4: Nummerering av noder

4.1.4 Opplagerbetingelser for søylene og brudekket

I NovaFrame er opplagerbetingelsene angitt i *Build Section Geometry* med ASCII-koden `BOUNDINS`. Endeoppleggene er modellert som leddlagere som er fastholdt mot translasjon i y- og z-retning, samt fastholdt mot rotasjon i x-retning. Med andre ord kan brudekket kun bevege seg i lengderetningen og det er fastholdt mot vipping, se figur 4.5.

De fire søylene og brudekket har en såkalt monolittisk forbindelse. Det betyr at komponentene er støpt sammen og dermed oppfører seg som et stift knutepunkt. For at det statiske systemet skal bli korrekt, angis knutepunktet mellom søyle og brudekke som en *Master-Slave*-forbindelse.

Som nevnt innledningsvis er fundamentene kun inkludert i modellen for det visuelle inntrykket. Søylene er derfor modellert med opplagerbetingelser i overkant av fundament, og er fastholdt i alle retninger, se figur 4.5.



Figur 4.5: Opplagerbetingelser for brudekket og søyleføtter

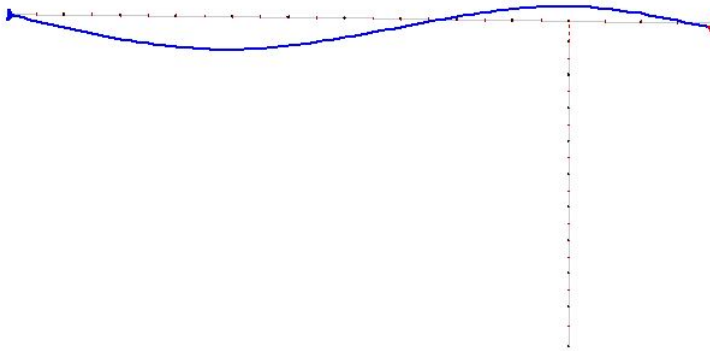
4.1.5 Spennkabler

Under *Tendons* defineres input-verdiene for spennkablene. Det opprettes fem kabler som representerer de fem ulike byggefasene under *Tendons*. Totalt areal for de etteroppspente kablene, kabelrørens størrelse og injiseringsmassens fasthet angis også. ASCII-koden for disse input-verdiene er TENDON.

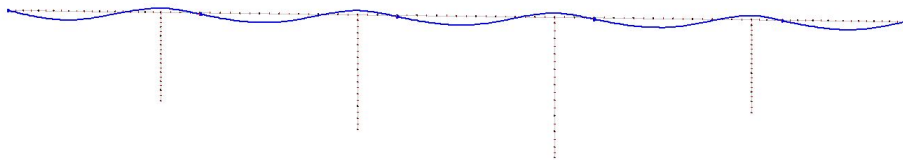
Deretter defineres antall tau per spennkabel og innbyrdes horisontale avstander mellom kablene under *Group Data*. ASCII-koden for etablering av en slik gruppe er TENGROUPE. Videre blir underkant av tverrsnitt definert som referansepunkt for vertikal plassering av spennkablene, ved hjelp av ASCII-koden TENGE0 under *Geom. type*. Dermed kan posisjonene som er oppgitt på tegningene i vedlegg A.1, plottes inn direkte.

Under *Geometry* defineres føringen av spennkablene, se figur 4.7 og figur 4.6. Her spesifiseres det også hvilken byggefase de ulike kablene tilhører. Det er ingen horisontal krumning på brua, og dermed er horisontal geometri ikke relevant. Vertikalgeometrien, lokal N-akse, er angitt ved hjelp av ASCII-koden TENGEON. Under *Loss Parameters* defineres aktuelle parametere for spennkrafttap med ASCII-koden TENLOSS. De tilhørende oppspenningskreftene i % av $f_{p0,1k}$ angis under *Stressing* med ASCII-koden TENSTRESS. Følgende verdi er benyttet:

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{p0,1k}} = \frac{1349}{1640} = 0.82$$



Figur 4.6: Plassering av spennkabler i byggefase 1



Figur 4.7: Plassering av spennkabler ved ferdig tilstand

4.2 De ulike modellene

I *Models and Analysis* opprettes de ulike byggefasene, samt en modell for ferdig tilstand. Konstruksjonen har som nevnt fem byggefaser som må defineres i programmet. Grunnen til dette er at en skal kunne kjøre analyser og hente ut resultater av konstruksjonen under oppføring, slik at den blir dimensjonert med tilstrekkelig kapasitet.

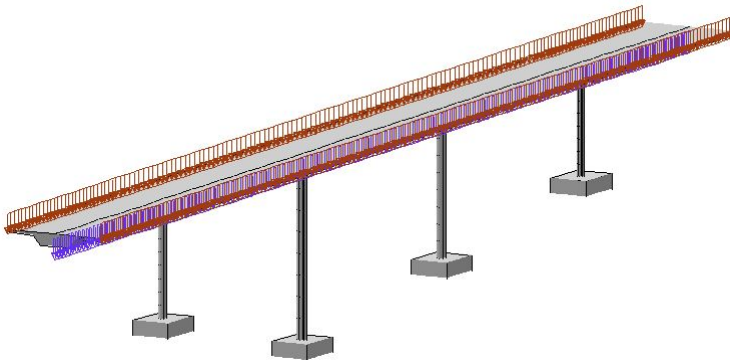
I denne oppgaven er ikke byggefasene kontrollert. Det er derimot nyttig å inkludere byggefasene for å beregne virkningen av kryp, se kapittel 8. NovaFrame løses dette ved å opprette fem ulike modeller med ASCII-koden `MODEL`, hvor det angis hvilke elementer som skal tas med i de ulike fasene. Her er det viktig å inkludere de tidligere byggefasene for hver nye fase som opprettes. Det opprettes i tillegg en modell for den ferdige tilstanden. For å oppgi hvilke lasttilfeller som skal inkluderes i de forskjellige modellene danner man *Calculation groups*. Videre kobles modellene til de aktuelle kalkulasjonsgruppene ved å opprette ulike analyser under *Analyses*, med ASCII-koden `ANALYSIS`.

4.3 Laster

Ulike lasttilfeller for byggefasene og bruas ferdigtilstand defineres i input-boksen *Loads*. Det finnes en rekke lasttyper i NovaFrame og alle har ASCII-koden `LOADINS`. De ulike laster som er angitt i modellen er presentert her.

4.3.1 Permanente laster

Lasttilfeller for ulike egenvekter defineres ved å bruke lasttypen *Dead Weight*, og en kan angi egenvekten til betong. Deretter beregner NovaFrame selve lasten ved å multiplisere med volumet til tverrsnittet, som er koblet til angitte elementer for søylene og selve brudekket. Kantdragerene og rekkverk er påført modellen som linjelast ved å bruke lasttypen *Distributed*. De er plassert i begge ytterkanter av brudekket, se figur 4.8. Slitelaget er angitt på tilsvarende måte, men er påført i midten av tverrsnittet.



Figur 4.8: Permanente laster i NovaFrame

4.3.2 Temperaturlaster

NovaFrame beregner tvangskrefter i de lokale aksene på grunn av temperaturforandringer. I programmet defineres dette under *Loads*. Dette gjøres ved å legge inn jevnt fordelte temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturandel, med gradient lik 0,0 for førstnevnte og 1,0 for sistnevnte. Den termiske koeffisienten er angitt med defaultverdien $\alpha = 10^{-5}m/^{\circ}C$. Videre er verdiene for temperatur angitt i lastkombinasjonene.

4.3.3 Trafikklaster

I modellen skal det påføres trafikklaster. Under *Loads* defineres først en *Traffic Line*, med ASCII-koden `TRAFLINE`, hvor en definerer hvilke elementer som skal pålegges last. Deretter defineres de ulike vertikale lasttilfellene for LM1 og LM2, under *Traffic Loads* ved å bruke ASCII-koden `TRAFLOAD`.

Under *Load Input* og fanen *Loads* velges lastmodellene. For LM1 er det angitt fire ulike lasttilfeller; tre kjørefelt og ett resterende område. Plasseringer er beskrevet i kapittel 3.2.1.1. LM2 er kun angitt for det ytterste feltet, felt 1, da det vil ha størst effekt.

4.3.4 Vindlast

Det er i denne modellen kun tatt hensyn til vertikal vindlast, se kapittel 3.2.3. I NovaFrame finnes det en egen lasttyper for å angi vindlast, *Wind General* som er en dynamisk last, samt to lasttyper som samsvarer med beregningsmetoden i NS3491-4. Som en forenkling er vindlasten definert som en statisk linjelast.

4.3.5 Spennkrefter

Krefter fra spennarmeringen defineres ved å bruke lasttypen *Tendon*. De ulike lasttilfellene opprettes under fanen *Loads*. En skal angi hvilke kabelkrefter som skal benyttes for å beregne tøyninger under *full/parasite*, og NovaFrame beregner kreftene fra spennarmeringen. Det kan enten beregnes som resulterende krefter, altså primærkrefter og tvangskrefter, fra forspenningen, eller som tvangskrefter fra forspenningen.

Når det gjelder resulterende krefter, beregnes de som en fullstendig ytre last, og det er avgjørende for beregning av skjærkrefter i bruddgrensetilstanden, da en bruker *full*. For å bestemme korrekte tvangsmomenter over tid, er det derimot nødvendig å betrakte tvangskrefter fra spennarmeringen. For å bestemme dimensjonerende bøyemomenter i bruddgrense benyttes derfor *Paracite*. Det er derfor opprettet lasttilfeller for både tvangskrefter og resulterende krefter for alle byggefasene, samt for ferdig tilstand. Som nevnt, er tvangskreftene relevante for deformasjoner over tid. Da det oppstår kryp for hver enkelt byggefase, vil det også der være relevant å inkludere tvangskrefter.

Det skal også angis en *Loss Calc. Code* som beskriver hvilke parametere som skal inkluderes når tidsavhengige spenntap beregnes. I denne modellen er koden 111 brukt, som betyr at det er tatt hensyn til effekter fra kryp, svinn og relaksasjon.

4.3.6 Kryp

Under fanene for *Creep combinations* defineres i første omgang ulike kombinasjoner for kryp. Her legges det inn permanente laster for egenvekt av brudekket, inkludert kantdrage-

re, søyler og oppspenningskrefter, samtlige med lastfaktor på 1.0. Kombinasjoner legges inn for alle byggefaser, i tillegg til kombinasjoner for ferdigtilstanden etter 100 år.

Lasttilfeller for kryp defineres under fanen for *Creep Loads*, hvor det angis hvilke krypkombinasjoner som tilegnes de ulike elementene. Mer nøyaktig beskrivelse av hvordan NovaFrame beregner virkninger fra kryp finnes i kapittel 8.

4.3.7 Svinn

Det opprettes et lasttilfelle for svinn ved å bruke lasttypen *Shrinkage*. En angir svinntøyningen og NovaFrame påfører en aksialtøyning på de angitte elementene.

4.4 Lastkombinasjoner

For å samle flere lasttilfeller som i samtlige kombinasjoner skal opptre samtidig, kan en opprette en *Ordinary Load Combination*. I disse kombinasjonene settes alle faktorene lik 1, 0. En har da opprettet en kombinasjon som senere kan inkluderes i ulike lastkombinasjoner.

Videre etableres de forskjellige lastkombinasjonene i *Sort Combinations*. ASCII-kodene er eksempelvis *ADD* og *WORST*, som skiller seg fra hverandre ved at førstnevnte kombiner aktuelle laster og sistnevnte kombinere de mest ugunstige lastene.

For både kryp og svinn angis det to ulike *Ordinary Combinations*, én for korttid og én for lang tid.

Som nevnt tidligere, er det kun to lasttilfeller for temperaturlast, ett for vertikalt lineært varierende temperaturandel og ett for jevnt fordelt temperaturandel. Det er etablert åtte ulike lastkombinasjoner for temperaturlast, hvor de ulike temperaturgradientene, som er beregnet i kapittel 3.2.2, legges inn, og NovaFrame velger den mest ugunstige verdien for hver enkel lastkombinasjon.

Det er totalt definert 33 ulike lastkombinasjoner ihht. kravene i NS-EN 1990. Ved hjelp av *Sort Combination* kan en opprette ulike grupperinger av lastkombinasjonene ved hjelp av ASCII-koden *SortLINE*. På denne måten kan NovaFrame generere hvilken lastkombinasjon som gir dimensjonerende verdiene i de ulike grensetilstandene. Det opprettes åtte ulike kategorier, se tabell 4.1

| |
|------------------------------------|
| ULS - Kort tid |
| ULS - 100 år |
| SLS Karakteristisk - kort tid |
| SLS Karakteristisk - 100 år |
| SLS Ofte forekommende - kort tid |
| SLS Ofte forekommende - 100 år |
| SLS Tilnærmet permanent - kort tid |
| SLS Tilnærmet permanent - 100 år |

Tabell 4.1: Ulike grensetilstander

En komplett oversikt over alle lastkombinasjonene som er angitt i NovaFrame finnes i vedlegg A.2.

Kapittel 5

Verifikasjon av resultater i NovaFrame

Når en bruker avanserte analyseprogrammer, slik som NovaFrame, bør en være kritisk når en vurderer resultatene, dette da det er lett å misforstå hvordan programmet behandler inputverdiene og utfører beregningene. Feiltolkning kan føre til feil i resultatene, som kan gi store og kanskje alvorlige ringvirkninger. Det er derfor nødvendig å kontrollere om modellen oppfører seg som ønsket. For å verifisere resultatene fra NovaFrame, er det blitt utført ulike håndberegninger i regneprogrammet MathCad. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg C.1, C.2, C.3 og C.4.

5.1 Verifikasjon av annet arealmoment

At bøyestivheten, EI , i konstruksjonen er korrekt angitt er avgjørende for at resultatene i beregningen kan anses som pålitelige. For å kontrollere at parameterne i NovaFrame er riktig angitt er det foretatt en håndberegning av annet arealmoment, I om begge akser. Det er gjort på bakgrunn av et forenklet tverrsnitt som er beskrevet i kapittel 2.3.1.

I håndberegningen beregnes arealtrøyhetmomentet ved hjelp av Steiners sats[19]

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} + A_i (y_i - y_0)^2$$

hvor tyngdepunktets beliggenhet i tverrsnittet beregnes slik

$$y_0 = \frac{y_1 A_1 + y_2 A_2 + y_3 A_3}{A}$$

Det totale treghetsmomentet blir

$$\sum_{i=1}^{n=3} I_i$$

| | Annet arealmoment om x-akse | Annet arealmoment om y-akse |
|---------------|-----------------------------|-----------------------------|
| NovaFrame | $9,29 \times 10^{11}$ | $3,43 \times 10^{13}$ |
| Håndberegning | $9,93 \times 10^{11}$ | $3,50 \times 10^{13}$ |
| Avvik | 6% | 2% |

Tabell 5.1: Avvik ved beregning av annet arealmoment

Som det fremgår av tabell 5.1, er avvikene relativt små, og en antar at NovaFrame beregnet annet arealmoment som forventet.

5.2 Verifikasjon av egenvekt

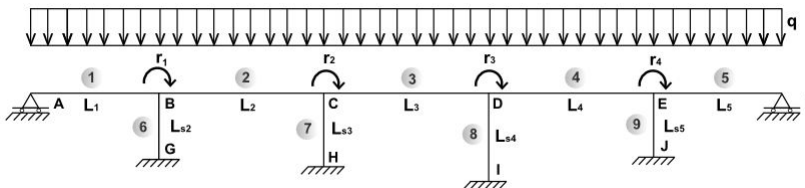
For å kontrollere at NovaFrame beregner egenvekt slik en ønsker, er det utført en sammenlikning av resultatene fra momentdiagrammet i NovaFrame med verdier beregnet for hånd. I NovaFrame er egenvekten til selve brudekket angitt ved å oppgi tyngdetettheten til betongen som er $25kN/m^3$. For brudekket inkludert kantdragere resulterer dette i en jevnt fordelt linjelast lik $187.1kN/m$.

Den jevnt fordelte lasten er påsatt som en ytre last på en statisk modell av brua. Håndberegninger utføres ved å benytte forskyvningsmetoden. Forskyvningsmetoden baserer seg på at en etablerer stivhetsrelasjonen,

$$K \times r = R$$

for det statiske systemet på matrisiform.

Systemet består av ni elementer og fire frihetsgrader, se figur 5.1. Dette ansees som et enkelt problem, da systemet inneholder få frihetsgrader, og en kan derfor løse stivhetsrelasjonen ved å bruke direkte betraktning. Systemet blir spesielt enkelt fordi aksialdeformasjoner er neglisjert og det kun er rotasjonsfrihetsgrader. [22]



Figur 5.1: Statisk system for håndberegning av moment grunnet egenvekt

De endelige kreftene som virker på systemet, bestemmes ved hjelp av superposisjonsprinsippet. I lineær teori, har superposisjonsprinsippet ubegrenset gyldighet. Kort beskrevet går superposisjonsprinsippet ut på at alle endringer i forskyvninger og indre krefter som følge av ytre krefter og andre påkjenninger superponeres, altså legges sammen. Den fullstendige løsningen består av en komplementærløsning og en partikulærløsning.

Det påsettes en enhetsrotasjon $r_i = 1$ i hver enkelt frihetsgrad etter tur. For å opprettholde de ulike deformasjonene må det også påsettes et moment. Dette momentet er summen av alle momentene fra de elementene som er tilknyttet knutepunktet. Sammen utgjør de $K_{ii} \times r$, hvor $r = 1$ for frihetsgrad i . Stivheten, K_{ii} , er avhengig av bjelkens bøyestivhet EI , lengden på bjelken og elementenes randbetingelser.

K-matrisen etableres deretter ved å benytte formler for stivhetsrelasjoner for bjelker for alle elementene i systemet. Høyre side av likningen representerer de ytre lastene. I dette tilfellet dreier det seg om en jevnt fordelt last. For at dette skal kunne representere lastvektoren, R , må lasten omfordes slik at den jevnt fordelte lasten virker som knutepunktskrefter i samme punkt som frihetsgradene. Kraftene bestemmes ved at en fastholder alle frihetsgrader, betrakter hvert element som en bjelke med jevnt fordelt last og bestemmer momentene i hver ende. Disse momentene danner systemets partikulærløsning. Tilsvarende som for K_{ii} , bestemmes R_i ved at en summerer opp alle momentene som virker i knutepunktet.

Når både stivhetsmatrisen K og lastvektoren R er bestemt inverseres likningen og de virkelige frihetsgradene bestemmes. Komplementærløsningen bestemmes deretter ved å multiplisere de ulike elementstivhetene med rotasjonsfrihetsgradene r_i .

Når både partikulærløsning og komplementærløsning er bestemt, legges de sammen, og en har de endelige momentverdiene. Resultatene fra håndberegningen er som nevnt tidligere sammenliknet med resultatene fra NovaFrame. De opptredende momentene i hvert opplegg er kontrollert, se tabell 5.2.

| Akse nr. | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---------------|-------|-------|-------|-------|
| NovaFrame | 10568 | 11608 | 1144 | 10579 |
| Håndberegning | 10892 | 11455 | 11473 | 10860 |
| Avvik | 3.00% | 1.00% | 0.30% | 2.60% |

Tabell 5.2: Avvik ved beregning av egenvekt

Alle verdier er angitt i kNm

Slik en ser fra resultatene over, er det største avviket på 3 %. Også her anses avvikene som relativt små, og en kan derfor anta at NovaFrame beregnet egenvekten som forventet.

5.3 Verifikasjon av tidsavhengige tap

Konstruksjonen vil påvirkes av tidsavhengige effekter som kryp, svinn og relaksasjon. Det er tatt høyde for disse effektene i analysen i NovaFrame, ved å legge inn de relevante verdiene for tidsavhengige tap som beregnet i kapittel 3.3.5.

Som nevnt i 4.1.5, angis parametere for beregning av tidsavhengige spennkrafttap under *Tendons*. I NovaFrame beregnes det tidsavhengige tapet til,

$$\Delta_p = 14.25 \%$$

For å verifisere det prosentvise tapet fra NovaFrame, kontrolleres det med håndberegning. I NS-EN 1992, pkt. 5.10.6, finnes det en forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap ved en gitt posisjon, x , for permanente laster. I denne beregningen ligger det betraktede snittet $x = 5,6m$ til venstre for akse 5, hvor M_g og e er hentet fra. Tidsavhengig tap for dette snittet er gitt ved uttrykk:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) [1 + 0.8 \phi(t, t_0)]}$$

hvor

Transformert treghetsmoment er beregnet til

$$I_{t, felt} = 1.02 \times 10^{12} mm^4$$

Treghetsmoment for betongtverrsnittet er beregnet til

$$I_c = 3.4 \times 10^{13} mm^4$$

Kryptall på tidspunkt $t = 100r$ er beregnet til

$$\phi(t, t_0) = 2.535$$

Absoluttverdi av relaksasjonstapet i forspenningen er

$$\Delta \sigma_{pr} = 67.9 MPa$$

Spenningen i betongen ved spennkablene er

$$\sigma_{cQP} = \sigma_{uk} = \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_{t, kort}}{I_{t, felt}} e_{felt} = 14.3 MPa$$

hvor

Aksialkraften i den transformerte nøytralaksen er beregnet til

$$N_t = P_0 \times \text{Antall spennkabler} = 22248 kN$$

hvor

$$P_0 = 3708 kN$$

Avstanden mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennarmeringen

$$e = z_{cp} = 598 mm$$

Moment om den transformerte nøytralaksen pga. spennkraften er

$$M_{t.kort} = N_t \times e + M_g$$

Moment grunnet egenvekt hentet fra NovaFrame er

$$M_g = 5672 \text{ kNm}$$

Spennkrafttapet beregnet etter NS-EN 1992 blir da:

$$\Delta P_{c+s+r} = 13.88\%$$

Det er et avvik i beregningene på 0.37 %, og en anser derfor at det tidsavhengige spennkrafttapet i NovaFrame er beregnet slik som ønsket.

For skjærdimensjoneringen er det benyttet et spennkrafttap på 15 %. Denne faktoren på 0.85 er en norsk akseptert praksis undervist i emnet, *TKT 4220 - Betongkonstruksjoner 2*, ved NTNU. Resultatene fra beregningen etter NS-EN 1992 og NovaFrame samsvarer meget godt med denne antakelsen.

5.4 Verifikasjon av temperaturlaster

I NovaFrame angis, som nevnt i kapittel 4, to ulike temperaturlaster.

Vertikalt lineært varierende temperaturlast og jevnt fordelt temperaturlast som kombineres og danner ulike lasttilfeller. For å kontrollere at inputverdiene er korrekt angitt i programmet, er det blitt laget en forenklet modell i NovaFrame som kontrolleres med håndberegning, se figur 5.2.



Figur 5.2: Statisk system for håndberegning av temperaturlast

Det er blitt sett på to ulike tilfeller, henholdsvis oppvarming og nedkjøling av bjelkens overside. Eksempelet er forenklet ved å fastholde bjelken mot translasjon i lengderetningen slik at den ikke utsettes for ekspansjon eller kontraksjon over hele tverrsnittet, og dermed kan jevnt fordelt temperaturandel neglisjeres.

Vertikal lineært varierende temperaturandel betraktes med følgende verdier:

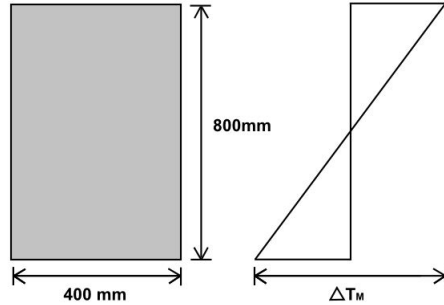
$$\Delta_{TM_{heat}} = 15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta_{TM_{cool}} = 5.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

som beregnet i kapittel 2, med tilhørende temperaturgradienter:

$$\frac{\Delta T_{M_{heat}}}{\Delta h} = \frac{15.0}{0.8} = 18.75$$

$$\frac{\Delta T_{M_{cool}}}{\Delta h} = \frac{5.4}{0.8} = 6.75$$



Figur 5.3: Lineært varierende temperaturandel

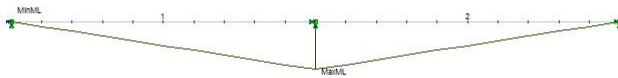
Når bjelken blir utsatt for en temperaturøkning på oversiden av tverrsnittet, vil oversiden ekspandere. Da bjelken, som nevnt, er fastholdt mot translasjon i lengderetningen, vil det oppstå et tvangsmoment som virker i motsatt retning, slik at det oppstår strekkspenninger på undersiden, se figur 5.3. Tilsvarende gjelder for nedkjøling av bjelken, men det vil da oppstå strekkrefter på oversiden.

Da dette er et statisk ubestemt system benyttes enhetslastmetoden for å beregne kreftene som oppstår som følge av temperaturforandringen. Det påsettes en punktlast $F = 1$ midt på bjelken, og ved hjelp av hurtigintegrasjon beregnes vertikal deformasjon i midtspennet. Ved å benytte formler for fritt opplagte bjelker [20],

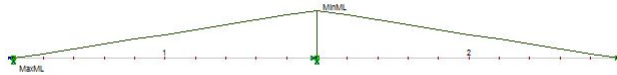
$$\delta = \frac{FL^3}{48EI} \quad \text{og} \quad M_{felt} = \frac{FL}{4}$$

beregnes momentene som oppstår i midtfelt av bjelken som følge av temperaturforandringen.

Moment-diagrammene i figur 5.4 og 5.5 er hentet fra NovaFrame.



Figur 5.4: M-diagram som følge av oppvarming av bjelkens overside



Figur 5.5: M-diagram som følge av oppvarming av bjelkens overside

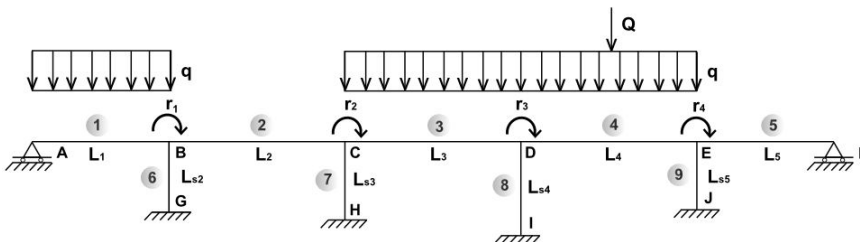
| | Oppvarming | Nedkjøling |
|---------------|------------|------------|
| NovaFrame | 172.8kNm | 64.5kNm |
| Håndberegning | 172.8kNm | 64.5kNm |
| Avvik | 0.0% | 0.0% |

Tabell 5.3: Avvik ved beregning av temperaturlast

Resultatene fra håndberegningene stemmer overens med resultatene fra NovaFrame for både oppvarming og nedkjøling. En kan med dette si at NovaFrame behandler lineært varierende temperaturlast som forventet.

5.5 Verifikasjon av trafikklast

Trafikklast er en bevegelig last, og NovaFrame beregner den mest ugunstige plasseringen for lasttilfellene. For å verifisere at lastplasseringen er som ønsket, sammenliknes momentene fra NovaFrame med håndberegninger utført i MathCad. Håndberegningen er en matrisemodell, tilsvarende den som er benyttet i verifikasjon av egenvekten i kapittel 5.2.



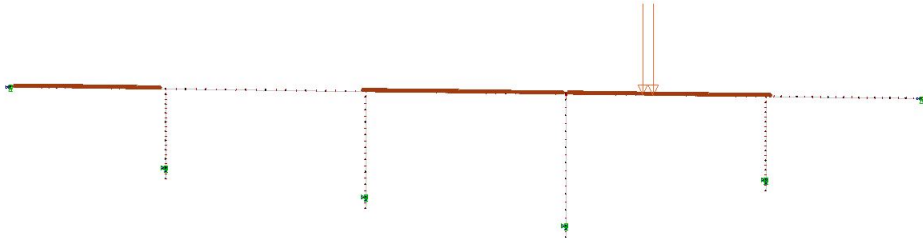
Figur 5.6: Statisk system for håndberegning av moment trafikklast

Det tilfellet som er kontrollert er lastplasseringen som gir maksimalt støttemoment. Det er i denne kontrollen sett på LM1 som tar for seg kombinasjonen punktlastene, Q_1 og Q_2 , og jevnt fordelt last, q . De ulike lasttilfellene for trafikk er, som nevnt i kapittel 3.2.1.1, definert ut i fra hvilket felt de virker i.

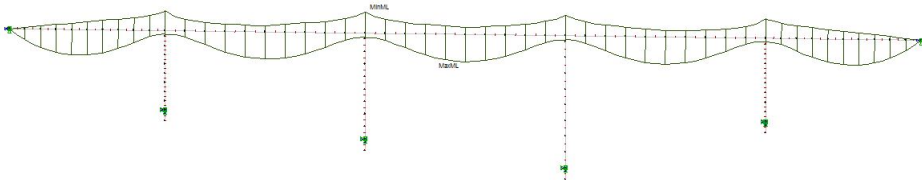
For å tilpasse matrisemodellen som er benyttet i håndberegningen best mulig, er trafikklassen i NovaFrame sentrert i modellen, altså uten horisontale eksentrisiteter. Som en forenkling blir punktlastene betraktet som én punktlast, og innbyrdes avstand i lengderetningen på 1.2 meter er dermed utelatt. Følgende laster er brukt i håndberegningen,

$$q = 16,2 \text{ kN/m og } Q = 600 \text{ kN}$$

Når det gjelder lastplassering i lengderetningen, vil den mest ugunstige plasseringen med tanke på største moment over støtten være som vist på figur 5.7.

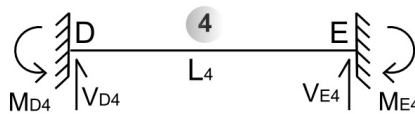


Figur 5.7: Trafikklast som gir størst støttemoment



Figur 5.8: M-diagram for trafikklast

Som en ser ut ifra moment-diagrammet i figur 5.9, så befinner det største støttemomentet seg i akse 4. Det er i tillegg blitt utført en verifikasjon på tilhørende maksimalt feltmoment for denne lastplasseringen. Feltmomentet er beregnet med bjelkeformler, se figur 5.9.



Figur 5.9: Statisk system for beregning av feltmoment

| | Maksimalt støttemoment | Maksimalt feltmoment |
|---------------|------------------------|----------------------|
| NovaFrame | 2607kNm | 3390kNm |
| Håndberegning | 2567kNm | 2920kNm |
| Avvik | 1.6% | 14.0% |

Tabell 5.4: Avvik ved beregning av trafikklast

Resultatene fra NovaFrame og håndberegningen samt avviket i prosent er presentert i tabell 5.4. Avvik for maksimalt støttemoment er 1.6 % og anses som akseptabelt. Avviket for maksimalt feltmoment er på 14%. Dette kommer trolig av at NovaFrame ikke plasserer punktlastene i midten av spennet, da innspenningsmomentene ved søylene ikke vil være like store. I håndberegningen er det som en forenkling antatt at punktlastene plasseres midt i spennet. Dette vil føre til et større avvik, men er under omstendighetene godt nok.

Kapittel 6

Bruddgrensetilstanden

Innledningsvis i dette kapitlet er dimensjonerende opptredende krefter i bruddgrensetilstanden presentert for konstruksjonens dimensjonerende levetid. De er hentet fra NovaFrame eller beregnet etter eldre anerkjente metoder. Videre er nødvendig armering i brutverrsnittet og én utvalgt søyle dimensjonert for de dimensjonerende kreftene, dette i henhold til regler og retningslinjer gitt i Håndbok 185, NS-EN 1990 og NS-EN 1992.

Ihht. NS-EN 1990, pkt. 6.4.3, er det i bruddgrensetilstanden to dimensjonerende lastkombinasjoner som skal betraktes for de aktuelle lasttilfellene:

- Lastkombinasjoner for vedvarende eller forbigående situasjoner
- Lastkombinasjoner for dimensjonerende ulykkessituasjoner

Hver lastkombinasjon bør omfatte en dominerende variabel last og en ulykkeslast. Det er i denne oppgaven sett bort ifra lastkombinasjoner for dimensjonerende ulykkessituasjoner, ettersom brua ikke er særlig utsatt for ulykkeslast, se kapittel 3.5.

Det eksisterer tre basissituasjonene som ihht. NS-EN 1990 skal påvises i bruddgrensetilstanden:

- EQU (A), Global likevekt av konstruksjonen. (Grunnens eller konstruksjonsmaterialets fasthet er av underordnet betydning.)
- STR (B) Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer.
- GEO (C) Brudd i grunnen.

Lastkombinasjoner for vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner for grensetilstanden STR er aktuell for denne oppgaven, og fremstilles i følgende form i NS-EN 1990, pkt 6.4.3.2, hvor den minst gunstige er gjeldende.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

der;

+ betyr kombineres med

\sum betyr kombinert virkning av

ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster

Partialfaktorene γ i vedvarende og forbigående situasjoner er i samsvar med tabell NA.A2.4(B), da det er basissituasjonen (STR) det dimensjoneres for[21]. Se vedlegg A.2 for nærmere beskrivelse av lastkombinasjoner og tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer benyttet i beregningene.

Partialfaktorene for den aktuelle brukonstruksjonen er,

$\gamma_{G,j,sup} = 1.35$ for permanente laster.

(1,0 for de som går under irreversible deformasjonslaster.)

$\gamma_{G,j,inf} = 1.0$ for permanente laster.

(0,0 for irreversible deformasjonslaster)

$\gamma_Q = 1.35$ for vegtrafikk fra kjøretøyer og forgjengere, hvis ugunstig
(0 hvis gunstig.)

$\gamma_Q = 1.2$ for temperaturlast, hvis ugunstig.
(0 hvis gunstig.)

$\gamma_Q = 1.5$ for øvrige laster, hvis ugunstig.
(0 hvis gunstig.)

$\gamma_p = 0.9$ for forspenning, eller 1.1 hvis dette er ugunstig. [5].

$\xi = 0.89$ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster

De aktuelle kombinasjonsfaktorene for vegbruer finnes i vedlegg A.2.

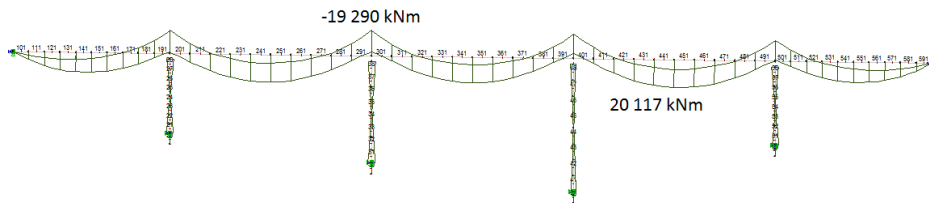
6.1 Dimensjonerende laster i lengderetning

Dette kapittelet gir en beskrivelse av hvordan de dimensjonerende lastene er bestemt eller beregnet for de forskjellige dimensjonerende lastkombinasjonene. For fullstendige beregninger, se vedlegg D.1 og D.2. Det refereres til akser vist på figur 2.2 for snitt hvor dimensjonerende krefter oppstår.

6.1.1 Bøyemoment

Dimensjonerende moment i bruddgrense for konstruksjonens dimensjonerende levetid, er hentet fra kritiske snitt i NovaFrame. Kun tvangskrefter fra spennarmeringen er inkludert, da dette virker mest ugunstig for det dimensjonerende tilfellet.

Største moment i overkant og underkant i denne grensetilstanden er hentet fra snitt over søyle i akse 3 og felt mellom søylene i akse 4 og 5, som vist i figur 6.1 under. Lastkombinasjonen 2003 for dominerende temperaturlast er dimensjonerende for maks feltmoment, og lastkombinasjon 2000 for dominerende vind- og trafikklast er dimensjonerende for maks støttemoment. Moment-verdiene er presentert i tabell 6.1



Figur 6.1: Dimensjonerende momenter i ULS

| | | |
|-------------|------------|----------|
| I felt | M_{EdUK} | 20117kNm |
| Over støtte | M_{EdOK} | 19290kNm |

Tabell 6.1: Dimensjonerende momenter i ULS, M_{Ed}

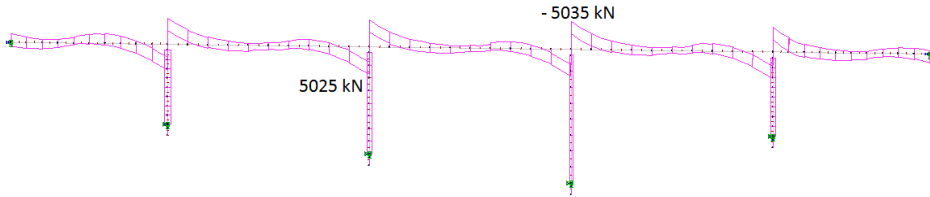
Verdien for maks moment i overkant er hentet rett over opplegg, noe som gir en del høyere verdi enn det som er nødvendig ihht. NS-EN 1992, pkt. 5.3.2.2(3), hvor det bestemmes at dersom bjelker eller plater er monolittisk forbundet med oppleggene, kan det kritiske dimensjonerende momentet ved opplegget settes lik momentet ved kanten av opplegget.

6.1.2 Skjær

Dimensjonerende skjærkraft i bruddgrense, vist i figur 6.2, kommer av lastkombinasjon 2000, hvor den oppadrettede kraften fra spennarmeringen er medregnet. Denne er hentet fra kritisk snitt i NovaFrame, som ligger over søylen i akse 4. Vind- og trafikklast er dominerende for gjeldende lastkombinasjon.

Ved dimensjonering for skjær i forspente konstruksjoner tas virkning av aksialkrefter fra spennarmeringen med i dimensjoneringen, da de gir et negativt bidrag til kapasiteten om

de opptrer som strekk, og et positivt bidrag om de opptrer som trykk. Se tabell 6.2 for opptrepende dimensjonerende laster.



Figur 6.2: Skjærkraft-diagram i ULS

| | | |
|----------------------------|---------------|-------------|
| Dimensjonerende skjærkraft | $V_{Ed.full}$ | $-5035kN$ |
| Tilhørende aksialkraft | $N_{Ed.full}$ | $-17368kNm$ |

Tabell 6.2: Dimensjonerende skjærkraft ved opplegg i ULS, $V_{Ed.full}$

De dimensjonerende kreftene kan verifiseres ved å betrakte dimensjonerende skjærkrefter for kun tvangskrefter, hvor opptrepende krefter i bruddgrense er $V_{Ed.tvang} = 5132kN$ og $N_{Ed.tvang} = 24.3kN$. Verdiene kommer av samme lastkombinasjon som ovenfor, som da tilsier at det benyttes samme kombinasjons- og lastfaktorer for de opptrepende lastene. Som eneste unntak har oppspenningskreftene en annen lastfaktor i NovaFrame. En beregner derfor oppspenningskraften N_{EdP0} som summeres med aksialkraften fra spennkablene. Den totale forspenningskraften i bruddgrense kan beregnes med lastfaktor og antatt reduksjonsfaktor for langtidstap.

$$N_{EdP0} = P_0 \times \gamma_{Pugunstig} \times \gamma_{Ptap} \times 6kabler = -17020 kN (trykk)$$

$P_0 = 3708kN$ er beregnet forspenning per kabel uten reduksjon.

$\gamma_{Pugunstig} = 0.9$ er lastfaktor for ugunstig forspenningskraft.

$\gamma_{Ptap} = 0.85$ er reduksjonsfaktor for langtidstap.

En kan sammenligne den resulterende aksialkraften fra totalvirkningen med summen av:

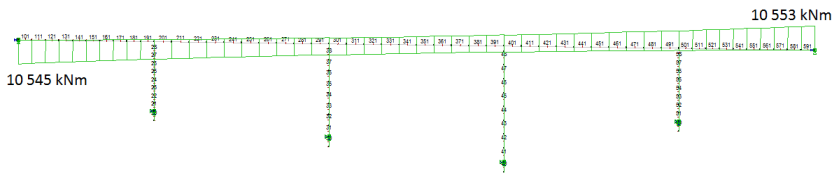
$$N_{Ed.P0} + N_{Ed.tvang} = -17020kN + 24.3kN = 16995.7 kN$$

Denne verdien er nærliggende aksialkraften $N_{Ed.full}$ medregnet oppadrettet skjærkraft. Avviket på 2.1% kan i begrenset grad komme av at det ikke er benyttet en forenklet reduksjonsfaktor for langtidstap av oppspenningskraften i NovaFrame. Programmet har gjennom inputverdier for relaksasjon, kryp og svinn beregnet det tidsavhengige tapet til

14.25%, altså stemmer reduksjonsfaktoren overens med programmet. Tversnittet dimensjoneres for $N_{Ed,full}$ og $V_{Ed,full}$, hvor oppspenningskreftene betraktes som en ytre last.

6.1.3 Torsjon

Maksimalt opptredende torsjonsmoment etter 100 år i bruddgrensetilstande opptrer ved opplegg ved akse 6, se figur 6.3. Lastkombinasjon 2002 med dominerende trafikklast er dimensjonerende, se tabell 6.3 for dimensjonerende krefter.



Figur 6.3: Torsjonsmoment-diagram i ULS

| | | |
|--------------------------------|----------------|-------------------|
| Dimensjonerende torsjonsmoment | T_{Ed} | 10553kNm |
| Tilhørende bøyemoment | $M_{Ed1,\tau}$ | -0.13kNm |
| Tilhørende skjærkraft | $V_{Ed1,\tau}$ | 3119kNm |

Tabell 6.3: Dimensjonerende torsjonsmoment i ULS, T_{Ed}

6.2 Dimensjonerende laster i tverretning

Flensene er den slankeste delen av tversnittet, og kapasiteten kontrolleres derfor i kritiske snitt i flensen. Dette utføres for skjærkrefter og moment om to retninger. Flensen betraktes som en statisk bestemt utkraget plate, utsatt for laster fra egenvekt, vindlast, rekkverk, belegning og trafikklast i form av en jevnt fordelt last og to punktlaste.

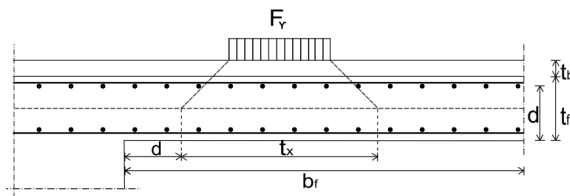
Dimensjonerende laster med tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer i bruddgrense ble funnet ved å hente ut dimensjonerende lastkombinasjon for størst opptredende torsjonsmoment om bruas lengderetning i NovaFrame. Lastkombinasjon 2002 er for det aktuelle tilfellet dimensjonerende og har trafikklast med LM1 som dominerende variabel last.

6.2.1 Skjær i flens

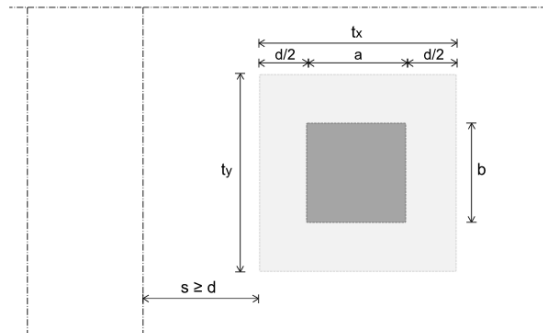
Brudekket må kontrolleres for dimensjonerende skjærkrefter i tverretningen. Under identifisering av lastpåvirkningen fra punktlastene og dimensjonering av flensen er det benyttet mål fra det forenklete tversnittet. Da flensen er over 3 meter lang er det to punktlaste

som virker på utkrageren. Disse kan føre til ugunstige skråriss og må tas høyde for ved beregningen av største opptredende skjærkraft ved innspenningen av flensen. Den dimensjonerende skjærkraften fra disse punktlasterne er identifisert etter metode for konsentrert last nær opplegg fra Norsk Betongforenings Publikasjon nr 6 [22], se vedlegg D.3.

Ihht. NS 3473, pkt. 12.3.5.2, skal det ved konsentrerte bevegelige laster nær opplegg benyttes en dimensjonerende laststilling slik at avstanden fra kanten av lastflaten til innspenningen blir $s = 2d$. For å være konservativ er det i beregningene benyttet en avstand $s = d$. Lastarealet beregnes slik at den fordeles fra overkant av påstøp med nødvendig areal hentet fra NS-EN 1991-2, figur 4.2b, ned til flensens tyngdepunkt, og danner en vinkel på 45° med platens bredde.



Figur 6.4: Lastfordeling i oppriss ved dimensjonering for skjær



Figur 6.5: Lastfordeling i plan ved dimensjonering for skjær

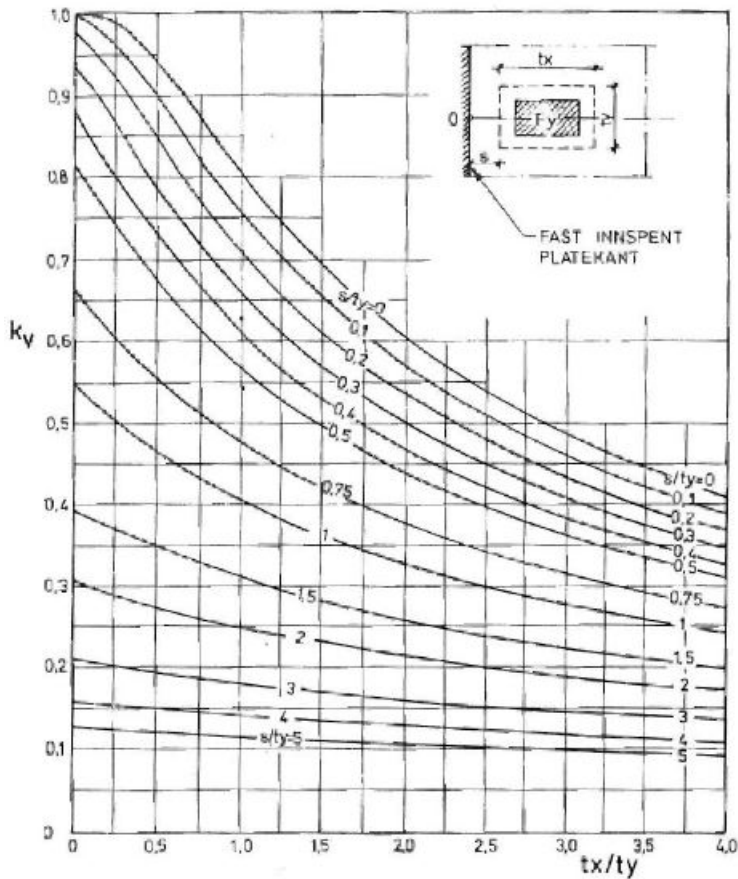


Diagram 4.1 k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant. Skjærkraft pr. lengdeenh. i pkt. 0

Figur 6.6: Diagram for bestemmelse av faktor k_v

Den karakteristiske skjærkraften i lengderetningen for de to punktlastene beregnes etter formel:

$$v_{\gamma.maks} = k_v \frac{F\gamma}{t_y}$$

Faktoren k_v leses av diagrammet vist i figur 6.6 og er basert på forholdet mellom breddene av det fordelte lastarealet fra punktlasten og avstanden s fra kanten av lastflaten til kanten av innspenningen.

Som gir:

$$v_{\gamma.max1} = -230kN/m \text{ for punktlast nærmest innspenning}$$

$v_{\gamma.max2} = -102kN/m$ for ytterliggende punktlast

Lastpåvirkning ved opplegg fra punktlastene danner sammen med de resterende opptredende lastene og tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer den dimensjonerende skjærkraft i bruddgrense for flensen ved innspenningen. Se tabell 6.4 for dimensjonerende skjærkraft og vedlegg D.2 for beregning av karakteristiske laster og lastareal.

| Lasttype | betegnelse | faktor | Last i ULS |
|--|----------------------|--------|--------------|
| Egenvekt | g_{Ed} | 1.2 | $-29.5kN/m$ |
| Last fra rekkverk | r_{Ed} | 1.2 | $-3.6kN/m$ |
| Last fra belegning | b_{belEd} | 1.2 | $-11.8kN/m$ |
| Vindlast | v_{Ed} | 1.2 | $-8.9kN/m$ |
| Last fra punktlast nr.1 fra LM1 | $v_{\gamma.max1.Ed}$ | 1.35 | $-310.6kN/m$ |
| Last fra punktlast nr.2 fra LM1 | $v_{\gamma.max2.Ed}$ | 1.35 | $-138.1kN/m$ |
| Last fra jevnt fordelt trafikklast (LM1) | p'_{Ed} | 1.35 | $-21.9kN/m$ |
| Dimensjonerende last i ULS | V_{Ed} | | $-524.3kN/m$ |

Tabell 6.4: Dimensjonerende laster per lengdeenhet i ULS med last- og kombinasjonsfaktorer

6.2.2 Moment i flens

Flensene må dimensjoneres for opptredende moment i bruddgrense. Flensen betraktes også her som en utkraget plate som er basert på målene til flensen på det forenklete tverrsnittet. Lastkombinasjon 2002 for størst opptredende moment om bruas lengderetning er også dimensjonerende i dette tilfellet. Derfor benyttes de samme lastene som ved kapasitetskontroll av skjærkreftene i flens. Se vedlegg D.2 for detaljert beregning.

På utkrageren er det ihht. NS-EN-1991-2 plass til to punktlaste fra LM1 i utkragerens lengde. Da det kan oppstå fire punktlaste fra et kjøretøy vil det dimensjonerende momentet fra punktlastene bestå av bidrag fra fire punktlaste med en innbyrdes avstand på 1.2 meter mellom resultantkrefters plassering, se figur 6.7 og 6.8. Avstanden fra den frie randen til plassering av lastresultantene nærmest randen er lik 0.5 meter ihht. NS-EN 1991-2.

Punktlastene vil gi moment i to retninger. Den vil sammen med de andre opptredende lastene skape et moment som gir strekk i overkant av innspenningen, men den vil også bidra til moment om flensens tverretning, hvor punktlastene er det eneste bidraget. Opptredende momenter fra punktlastene er beregnet ved å lese av influensflater for moment m_x og m_y for kragplate [23], hvor det benyttes samme lastareal som ved beregningen av opptredende dimensjonerende skjærkrefter i flens.

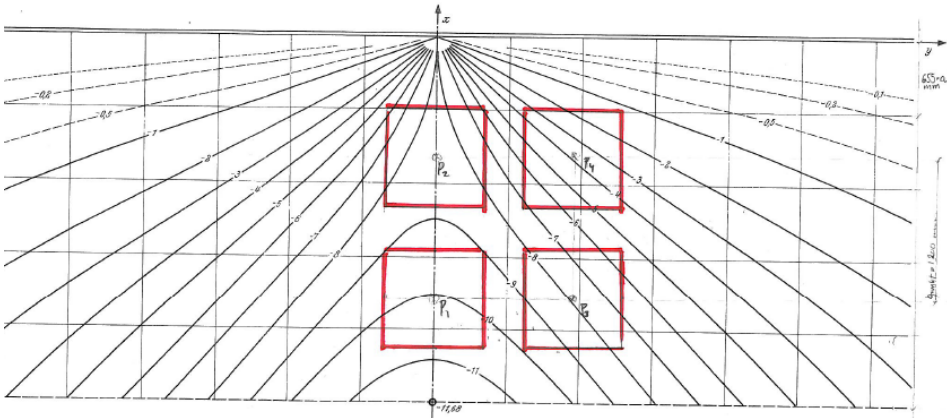
Kritisk dinemensjonerende moment fra punktlastene om tverrsnittets tverretning m_y og om innspenningens lengde m_x finnes ved å lese av koteverdi fra influenslinje-diagrammene

som settes inn i formel for opptredende moment:

$$M_{m,i.Ed} = P_{m.Ed} \mu_{m,i.midlere} \quad \text{hvor } i = x, y$$

På influenslinjediagrammene under symboliserer den doble linjen platens innspenning, mens den enkle; den frie randen. Lastarealet for de fire hjullastene er skissert inn i diagrammene for moment i begge retninger som vist på figur 6.7 og figur 6.8 under. Midlere kote-faktorer er beregnet som summen av de fire avleste koteverdiene fra de respektive diagrammene.

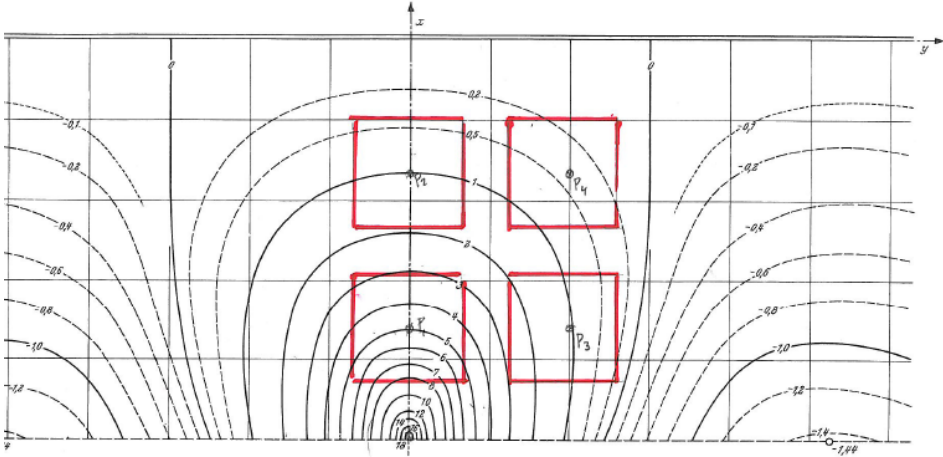
Tafel 17. m_x -Stützmoment-Einflussfeld für den eingespannten Rand eines auskragenden Plattenstreifens (Bereich $-1,31 l < y < +1,31 l$, 8π -fach)
Chart 17. m_x -Support-moment influence surface for the restrained edge of a cantilever plate-strip (range $-1.31 l < y < +1.31 l$, 8π -times)



Figur 6.7: m_x -influenlinjer [23]

Kapittel 6. Bruddgrensetilstanden

Tafel 20. m_y -Einflussfeld für den freien Rand eines auskragenden Plattenstreifens (Bereich $-1,31 < y < +1,31$, 8 π -fach)
 Chart 20. m_y -Influence surface for the free edge of a cantilever plate-strip (range $-1.31 < y < +1.31$, 8 π -times)



Figur 6.8: m_y -influenlinjer [23]

Etter innsetting i formelen for opprettede moment, fås de opprettede dimensjonerende momentene, vist i tabell 6.5.

| Dimensjonerende moment | Midlere koteverdi | Beregnet størrelse |
|------------------------|-------------------|--------------------|
| $M_{m.x.Ed}$ | $-29.9kN$ | $-482kNm/m$ |
| $M_{m.y.Ed}$ | $7.7kN$ | $123kNm/m$ |

Tabell 6.5: Dimensjonerende mometer i ULS grunnet trafikklast LM1 [23]

Resterende opprettede momenter i overkant av flens per meter, med tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer er hentet fra lastkombinasjon 2002 i NovaFrame, hvor trafikklast er dominerende. Se tabell 6.6 for dimensjonerende moment.

| Lasttype | betegnelse | faktor | Moment i ULS |
|------------------------------------|--------------|--------|---------------|
| Egenvekt | M_{gEd} | 1.2 | $-48.3kNm/m$ |
| Rekkverk | M_{rEd} | 1.2 | $-11.8kNm/m$ |
| Belegning | M_{belEd} | 1.2 | $-19.3kNm/m$ |
| Vind | M_{vEd} | 1.2 | $-14.5kNm/m$ |
| Punktlast (LM1) | $M_{m.x.Ed}$ | 1.35 | $-481.8kNm/m$ |
| Jevnt fordelt trafikklaster (LM1) | $M_{p.Ed}$ | 1.35 | $-35.8kNm/m$ |
| Dimensjonerende moment m_x i ULS | $M_{Ed.m.x}$ | | $-611.5kNm/m$ |

Tabell 6.6: Momenter i ULS per lengdeenhet med last- og kombinasjonsfaktorer

Dimensjonerende moment om bruas tverretning er kun et resultat av punktlastene, og er:

$$M_{Ed.m.y} = 123 kNm/m$$

Eventuelle avvik fra en nøyaktig kote-verdi vil ha betydning for de resulterende momentene. Innspenningsmomentet vil kunne påvirkes av denne unøyaktigheten, da moment fra punktlasten er betydelig større enn momentene fra resterende opptredende laster. Når det gjelder moment om tverretningen vil den eventuelle feilen fra forenklingen av formelen ha enda større betydning ettersom punktlasten er den eneste lasten som bidrar til momentene i denne retningen. Kote-verdien er derfor rundet opp for å være konservativ.

6.3 Dimensjonerende laster i søyler

Dimensjonerende aksialkraft i bruddgrensetilstanden for konstruksjonens levetid opptrer i søyle i akse 4 og kommer av lastkombinasjon 2000 med dominerende trafikk- og vindlast. Se tabell 6.7. Den dimensjonerende aksialkraften i søylen i akse 4 med tilhørende momenter er da:

| | | |
|------------------------------|---------------|-----------|
| Dimensjonerende aksialkraft | N_{Ed} | $-9424kN$ |
| Tilhørende bøyemoment i topp | $M_{Ed.topp}$ | $-913kNm$ |
| Tilhørende bøyemoment i bunn | $M_{Ed.bunn}$ | $861kNm$ |

Tabell 6.7: Dimensjonerende krefter i søyle

Hvor *topp* betegner ved monolittisk forbindelse ved brubane og *bunn* betegner innspenning ved fundament.

6.4 Dimensjonering av brudekket

Ved dimensjonering og kapasitetsberegninger er det i denne oppgaven tatt utgangspunkt i bruas forenklete tverrsnitt. Det er for brutverrsnittet foretatt beregninger av nødvendig slakkarmering i tillegg til den bestemte spennarmeringen. Tverrsnittets kapasitet er kontrollert opp imot opptredende dimensjonerende momenter, skjærkrefter og torsjonsmoment, i både steg og flens. Detaljert beregning finnes i vedlegg D.1 og vedlegg D.2.

Beregningene er gjort ihht Håndbok 185, NS-EN 1992 og i tråd med beregningsmetoder fra litteraturen.

6.4.1 Dimensjonering i lengderetning

Under dimensjoneringen er det tatt utgangspunkt i den spennarmeringsmengden som er gitt i anbudstegningene, og det er beregnet nødvendig slakkarmering i det gitte tverrsnittet. Slakkarmering i form av lengdearmering mot dimensjonerende momenter, bøylearmering mot dimensjonerende skjærkraft og lengde- og bøylearmering mot dimensjonerende torsjonsmoment. Se vedlegg D.1 for fullstendige beregninger.

Ihht. Håndbok 185, pkt. 5.3.6.2.2, vil krav til overdekning gjelde fra betongoverflaten og til nærmeste konstruktive armeringsstang. I vedlegg D.1 er det kontrollert om overdekningen fra anbudstegningene tilfredsstillende gjeldende krav i NS-EN 1992. Da dette er tilfelle beregnes nødvendig slakkarmering med utgangspunkt i overdekningen angitt i anbudstegningene.

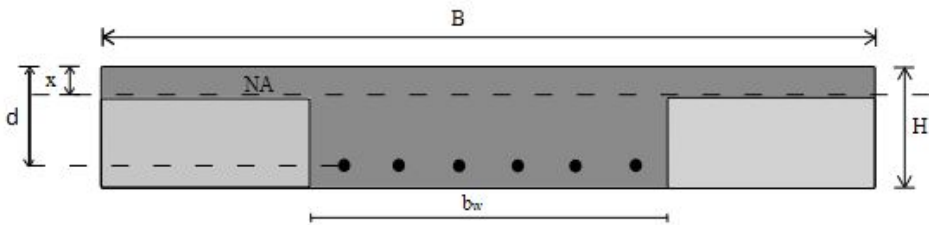
Der de dimensjonerende momentene har sine maks- og minimumsverdier, vil spennarmeringen ligge ihht. dette; i under- og overkant av tverrsnittet for å motvirke momentene. Nødvendig slakkarmering for moment er kontrollert i to forskjellige snitt; ett for maks feltmoment og ett for maks moment over støtte.

6.4.1.1 Feltmoment

Beregningene av trykksonens momentkapasitet for maks feltmoment er gjort med antagelsen om at nøytralaksen ligger i flensen. Ved å betrakte tverrsnittet som et rektangel, se figur 6.9, med bredden B vil man for et underarmert tverrsnitt kunne benytte følgende likning for å finne trykksomehøyden:

$$0.8f_{cd}Bd_{mean}\alpha = f_{pd}A_{p.tot} + f_{sd}A_{s.UK}$$

hvor d_{mean} er en midlere verdi av avstanden d for slakk- og spennarmeringen.



Figur 6.9: Snitt for maks feltmoment i ULS for lengderetning

Slakkarmeringen A_{sUK} er bestemt ved å anta minimumsarmering for platetverrsnittet. Minste og største armeringsareal er beregnet etter NS-EN 1992, pkt.9.2.1.1, hvor det er benyttet en midlere bredde av strekksonen lik b_w .

I Nasjonalt tillegg presiseres det at minimumsarmering for plater bør være minst dobbelt så stor. Arealet beregnet fra uttrykk NA.9.1N sikrer god konstruksjonspraksis og at konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet. Dette gir et armeringsareal $A_{sUK} = 17446 \text{ mm}^2$ som igjen gir et antall ϕ_{20} jern lik $n_{UK} = 56$.

Tverrsnittets trykksonehøyde finnes ved å benytte $d_{midlere}$ basert på avstanden d_1 og d_2 til henholdsvis spenn- og slakkarmeringen og er beregnet etter formelen:

$$d_{mean} = \frac{d_1 A_{p.tot} f_{pd} + d_2 A_{sUK} f_{yd}}{A_{p.tot} f_{pd} + A_{sUK} f_{yd}}$$

Innsatt i formelen for trykksonehøyden gis en $\alpha = 0.129$ og en trykksonehøyde $x = 141 \text{ mm}$ som er mindre enn flenstykkelser. Dette betyr at trykksonen ligger i flensen.

Det er kontrollert at tverrsnittet er underarmert og en kan da finne betongtrykksoneens momentkapasitet etter formelen:

$$M_{Rdfelt} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)f_{cd}Bd_{mean}^2 = 31228 \text{ kNm}$$

Med $M_{EdUK} = 20117 \text{ kNm}$ ligger utnyttelsen på 64%. Det er derfor ikke nødvendig med slakkarmering i trykksonen, men det antas videre at det legges minimumsarmering både i over- og underkant av tverrsnittet.

6.4.1.2 Støttemoment

Ved beregningene for maks støttemoment regnes tverrsnittet som rektangulært med bredde $B = b_w$, da flensen ligger i strekksonen. All langsgående armering innen tverrsnittets totale bredde regnes som effektiv ved beregning av minimumsarmering. Slakkarmeringen i strekksonen er bestemt ved å anta minimumsarmering for platetverrsnittet med full

bredde, beregnet etter metode i NS-EN 1992, pkt. 9.2.1.1, hvor arealet er doblet etter anbefaling for plater. Dette gir et nødvendig areal på:

$$A_{sOK} = 43986 \text{ mm}^2$$

som tilsier 140 ϕ_{20} jern i strekksonen.

Den relative trykksonehøyden $x = \alpha d$ er beregnet med formel:

$$\alpha_{UK} = \frac{f_{yd}A_{sOK} + f_{pd}A_{p.tot}}{0.8f_{cd}(b_w d_{tegnOK})} = 0.483$$

som gir en trykksonehøyde $x_{støtte} = 507 \text{ mm}$. Betongtrykksonens momentkapasitet blir da,

$$M_{Rd.sttte} = 35485 \text{ kNm}$$

Da $M_{Ed.OK} = 19290 \text{ kNm}$ ligger utnyttelsen på 0.54%.

Det er ikke nødvendig med slakkarmering i trykksonen. Men en antar videre at det legges minimunsarmering både i over- og underkant av tverrsnittet, beregnet med formel for minimunsarmering etter pkt. 9.2.1.1.

6.4.2 Skjærkrefter

Ved dimensjonering for skjærkrefter i bruddgrensetilstanden tar man med virkningen av aksialkrefter, som da er den tilhørende aksialkraft $N_{Ed.full}$ til dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed.full}$. Oppspenningskreftene virker her som en ytre last.

Kapasitet uten skjærarmering

Det kontrolleres om det er konstruksjonsmessig behov for skjærarmering. Skjærkraftkapasiteten i opprissede områder under bøyning beregnes ved hjelp av uttrykket i NS-EN 1992, pkt. 6.2.2. I følge veileder ved NTNU, er det vanlig praksis, og konservativt å benytte kapasitetsformelen for opprissede tverrsnitt for brukonstruksjoner, da bruer er spesielt sårbare for riss på grunn av store spenn.

Slakkarmeringsareal for bredden b_w for tverrsnittet over søyle er beregnet med utgangspunkt i nødvendig strekkarmeringsareal for moment over støtte, og består av bidrag fra både spenn- og strekkarmering. Midlere trykkspenning σ_{cp} i betongen som følge av dimensjonerende aksialkraft eller forspenning beregnes og defineres positivt for trykk.

For det forspente tverrsnittet med bredde b_w beregnes skjærkraftkapasiteten uten skjærarmering i opprissede områder under bøyning til:

$$V_{Rd.c} = 3290 \text{ kN}$$

Med en opptredende skjærkraft på $V_{Ed} = 5035 \text{ kN}$ vil kapasiteten overskrides med 53%, og det er behov for skjærarmering i tverrsnittet.

Nødvendig skjærarmering

Ved beregning av nødvendig mengde skjærarmering antas det lukkede bøylor og en enkel bøyle i midten, av typen ϕ_{25} . Dette gir et samlet areal for bøylearmeringen på $A_{s_w} = 3A_{25}$.

Etter krav fra Håndbok 185 skal $1 < \cot\theta < 2$ for bruer, og en antar derifra at vinkelen θ mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften settes lik $\theta = 26.6$, altså $\cot\theta = 2$. Skjærarmeringens helning er $\alpha = 90^\circ$ i forhold til bjelkens lengdeakse.

Krav til senteravstand mellom skjærarmeringen blir kontrollert etter NS-EN 1992, pkt. 9.2.2, og settes til 200mm . Skjærkraftkapasiteten til tverrsnittet med beregnet skjærarmemengde blir da,

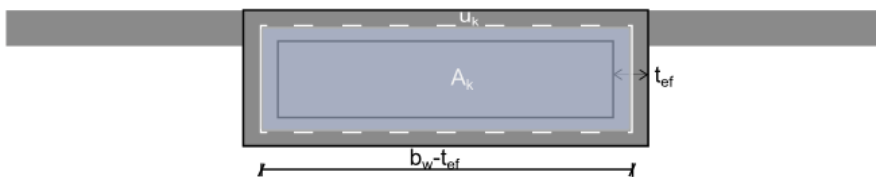
$$V_{Rd} = 5092\text{kN}$$

som tilsier en utnyttelse på 99%.

6.4.3 Torsjon

I NS-EN 1992, pkt. 6.3.1, kreves det fullstendig dimensjonering for torsjon både i brudd- og bruksgrensetilstanden, der den statiske likevekten av en konstruksjon avhenger av torsjonskapasiteten i deler av den. I denne oppgaven har vi begrenset oss til dimensjonering i bruddgrensetilstanden utført ihht. NS-EN 1992, da det ihht. veileder ved NTNU kun er denne grensetilstanden som kan være dimensjonerende.

Da brutverrsnittet er et massivt tverrsnitt, beregnes torsjonskapasiteten med en antagelse om et lukket hulltverrsnitt med bredde lik b_w , hvor likevekten oppfylles ved en lukket skjærstrøm som vist langs den stiplede linjen på figur 6.10. En regner med en effektiv vegtykkelse t_{ef} for det fiktive hulltverrsnittet som tar opp torsjonskreftene.



Figur 6.10: Skjærstrøm i tverrsnittet

Torsjonsarmeringen består av en kombinasjon av lengdearmering og lukkede bøylor. I følge NS-EN 1992 bør torsjonsbøylene være lukket og forankret ved hjelp av omfaring eller lengdekroker, og danne en vinkel på 90° i forhold til konstruksjonsdelens lengdeakse. Behovet for torsjonsarmering dekkes vanligvis av skjærarmeringen som legges på samme måte.

Riss-torsjonsmoment er kontrollert i beregningene, hvor det er funnet at hovedtrekkspenningen σ_1 overgår den dimensjonerte strekkfastheten til betongen slik at opprissing vil påbegynne,

$$\sigma_1 = \frac{T_{Ed1}}{2A_k t_{ef}} = 4.0 \text{ MPa}$$

hvor A_k er arealet av det fiktive hultverrsnittet.

$$\sigma_1 > f_{ctd} \text{ da, } f_{ctd} = 1.8 \text{ MPa}$$

NS-EN 1992, pkt. 6.3.2, gir at for tilnærmet rektangulære tverrsnitt er det kun behov for minimumsarmering forutsatt at følgende ligning ikke overskrider verdien 1.0.

$$\frac{T_{Ed1}}{T_{Rd.c}} + \frac{V_{\tau Ed1}}{V_{Rd.c}} = 3.17$$

Nødvendig armeringsareal for $\theta = 2$

Det er etter begge kravene behov for å bestemme nødvendig lengde- og bøylearmering, som påbegynnes ved å kontrollere kapasiteten for trykk- og strekkbrudd. Armeringsmengden beregnes for en felles vinkel θ . Beregner først nødvendig armering med $\cot\theta = 2$.

Torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd er beregnet til:

$$T_{Rd.max} = 29890 \text{ kNm}$$

Øvre dimensjonerende kapasitet for skjær, begrenset av trykkbrudd i betongen er beregnet til:

$$V_{Rd.max} = 36583 \text{ kN}$$

Kapasiteten for trykkbrudd er kontrollert ihht. NS-EN 1992, pkt. 6.3.2 og formel 6.29. Virkningen av skjær og torsjon kan adderes gjennom bruk av forenklet lineær interpolasjon, med samme verdi θ for trykkstavens helning. Kapasiteten er begrenset av betongtrykkstavens kapasitet.

For $\cot\theta = 2$ blir trykkbruddkapasiteten beregnet til,

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{\tau Ed1}}{V_{Rd.max}} = 0.44$$

Det er god kapasitet mot trykkbrudd og det er derfor ikke nødvendig å øke størrelsen på tverrsnittet.

Kapasiteten for strekkbrudd er kontrollert etter metode presentert i *Betongkonstruksjoner* av S. I. Sørensen [6] og det er derfor nødvendig med torsjonsarmering, da:

$$T_{Ed} > T_{Dd.c}$$

Videre beregnes nødvendig bøylearmering for dimensjonerende torsjonsmoment T_{Ed1} og tilhørende skjærkrefter $V_{\tau Ed1}$ med $\cot\theta = 2$. Hvor nødvendig skjærarmering er beregnet i form av én omsluttende bøyle. Nødvendig armeringsmengde er summen av nødvendig armering for skjærkrefter og torsjonsmoment.

$$A_{sw.tot} = 7\text{mm}^2/\text{mm}$$

Dette gir en senteravstand på 146mm for bøyler med en diameter på 25mm . Det vil være normal praksis å runde ned til 140mm .

Senteravstanden er kontrollert opp mot kravene til bøylearmeringen etter NS-EN 1992, pkt. 9.2.3(3) og pkt. NA.9.2.2(6) for den aktuelle fagverksmodellen.

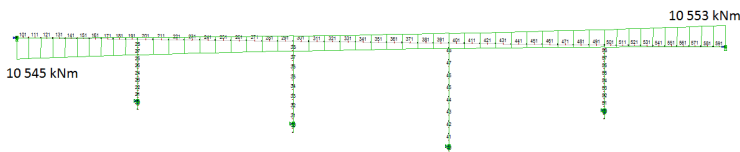
Bøylearmeringen kontrolleres opp mot nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen for torsjon, som er lengdearmeringen plassert inne i bøylearmeringen som omslutter skjærstrømmen fra torsjonen.

Nødvendig lengdearmering dimensjonert ut fra flytning ved brudd, og da funnet et totalt nødvendig areal for lengdearmeringen for torsjon alene i tverrsnittet, når $\cot\theta = 2$.

$$A_{sl.tot1} = 76316\text{mm}^2$$

Dette arealet kontrolleres opp mot summen av slakkarmering som befinner seg innen for bøylerne.

Arealet av spennarmeringen tas ikke med her, da den antas å oppta momentet alene. Da tilhørende momentet om bruas tverretning er av ubetydelig størrelse der torsjonsmomentet er størst, er denne antagelsen i større grad til sikker side. Likevel er torsjonen tilnærmet lineært varierende over tverrsnittet og det vil foreligge andre snitt hvor både momentet og torsjonen er betydelig. I de andre snittene vil det være behov for lengdearmering både for torsjonsmoment og moment om bruas tverretning.



Figur 6.11: Torsjonsmoment-diagram i ULS

Ihht NS-EN 1992, pkt. 9.2.3, bør stengene i lengderetning være lagt slik at det er minst én stang i hvert hjørne, og de øvrige er jevnt fordelt rundt den innvendige omkretsen av

bøylene, med en avstand som ikke overskrider 350mm . Lengdearmeringen innenfor bøylearmeringen består av minimumsarmering i over- og underkant samt lengdearmering plassert vertikalt langs bøylene. Denne er beregnet til:

$$A_{slakk} = 35330\text{mm}^2$$

Arealet overgår summen av minimumsarmeringen i lengderetningen:

$$A_{slakk} \ll A_{sl.tot1}$$

Det er derfor nødvendig å øke vinkelen θ , for å øke arealet av bøylearmering, og dermed kompensere for det store behovet for lengdearmering.

Nødvendig armeringsareal for $\theta = 1$

Videre beregnes ett nytt tverrarmeringsbehov for $\cot\theta = 1$. Med en ny, beregnet torsjonsmomentkapasiteten og øvre dimensjonerende kapasitet for skjær blir kapasiteten for trykkbrudd økt med 9%.

Nødvendig tverrarmeringsareal per snitt for torsjon er beregnet til:

$$A_{sw.tot} = 13\text{mm}^2/\text{mm}$$

Dette gir en nødvendig senteravstand for ϕ_{25} på 73mm .

Bøylearmeringen kontrolleres opp mot nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen. Totalt nødvendig areal for lengdearmeringen når $\cot\theta = 1$ er beregnet til:

$$A_{sl.tot2} = 38216\text{mm}^2$$

Dette kontrolleres opp mot summen av lengdearmeringen som befinner seg innenfor bøylene og er beregnet til:

$$A_{slakk} = 35330\text{mm}^2$$

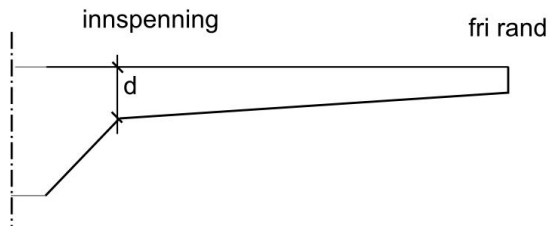
Da $A_{slakk} < A_{sl.tot2}$ beregnes differansen mellom nødvendig lengdearmering for torsjon og slakkarmering i tverrsnittet. Differansen på 2886mm^2 gir at lengdearmeringen i tverrsnittet må suppleres med 10 ekstra jern. Dette er fordi eksisterende lengdearmering består av minimumsarmering i over- og underkant samt jern for å dekke krav til senteravstand.

6.5 Dimensjonering i tverretning

I dette kapitlet beregnes nødvendig armering i flensen for opptredende dimensjonerende laster beskrevet i kapittel 6.1. Det benyttes hovedsaklig mål fra det forenklete tverrsnittet, og flensen betraktes som en plate med lastbredde på én meter i bruas lengderetning. Se vedlegg D.2 for detaljert dimensjonering.

6.5.1 Bøyemoment

Nødvendig armering for dimensjonerende moment om brubanens lengderetning $M_{Ed.mx}$ beregnes ved å benytte en flenstykkelse tilsvarende tykkelsen hvor momentet er størst, altså ved innspenningen av flensen.



Figur 6.12: Dimensjonerende flenstykkelse for beregning av moment i ULS

Trykksonens momentkapasitet ved innspenningen er beregnet til:

$$M_{cdx} = 0.293 f_{cd} b_{last} d_{ins}^2 = 586 \text{ kNm}$$

Da $M_{Ed.mx} = 612 \text{ kNm}$, og $M_{cdx} < M_{Ed.mx}$ er det nødvendig med armering i trykksonen.

Nødvendig trykkarmeringsareal er beregnet til:

$$A'_s = \frac{M_{Ed.mx} - M_{cdx}}{f_{yd} h'} = 282 \text{ mm}^2$$

Nødvendig strekkarmeringsareal er beregnet til:

$$A_s = \frac{M_{cdx}}{0.82 d_{ins} f_{yd}} + \frac{M_{Ed.mx} - M_{cdx}}{f_{yd} h} = 6150 \text{ mm}^2$$

som er kontrollert opp mot kravet i NS-EN 1992 for minste og største armeringsareal. Det er kontrollert at armeringsmengden A_s gir flytning for å legitimere bruken av kapasitetsformelen ovenfor.

| Plassering | Antall jern | Senteravstand |
|-------------|-------------|---------------|
| I overkant | 20 | 51mm |
| I underkant | 1 | 1113mm |

Tabell 6.8: Nødvendig armeringsmengde per meter og tilhørende senteravstander for moment $M_{Ed.mx}$

Momentet fra punktlastene fra LM1 vil kunne være dimensjonerende for armering i lengderetning i underkant av flensen. I overkant vil armering for dimensjonerende moment over støtte fra kapittel 6.4.1 kunne være dimensjonerende.

I beregningen i vedlegg D.1 er det funnet at det ikke er nødvendig med trykkarmering i overkant, og at nødvendig strekkarmeringsareal i underkant er på

$$A_{s_{my}} = \frac{M_{Ed.my}}{(1 - (0.18M_{Ed.my}/M_{cd.y}))d_y f_{yd}} = 1064 \text{ mm}^2$$

hvor $M_{cd.y}$ er betongtrykksonens momentkapasitet. Her vil minimumskravet etter NS-EN 1992 være dimensjonerende. En får derfor et nødvendig strekkarmeringsareal på:

$$A_{s_{my}} = A_{s_{min.UKmy}} = 14488 \text{ mm}^2$$

Det kontrolleres at tverrsnittet er underarmert og bereges nødvendig antall jern med tilhørende senteravstand, se tabell ??.

| Plassering | Antall jern | Senteravstand |
|-------------|-------------|---------------|
| I overkant | 43stk | 75mm |
| I underkant | 5stk | 790mm |

Tabell 6.9: Nødvendig armeringsmengde og tilhørende senteravstander for moment $M_{Ed.my}$

6.5.2 Skjær

Flensen dimensjoneres for kritiske skjærkrefter i bruddgrense, beskrevet og definert i kapittel 6.2. Det forenklete tverrsnittet er benyttet som grunnlag for dimensjoneringen, og flensen dimensjoneres som en plate med lastbredde på én meter. Dimensjoneringen er gjort ihht. NS-EN 1992.

I første omgang kontrolleres det om det er behov for skjærarmering i flensen etter NS-EN 1992, pkt. 6.2.2. Skjærkraftkapasiteten er beregnet til:

$$V_{Rd.c} = 306 \text{ kN}$$

Ettersom dimensjonerende skjærkraft i bruddgrense $V_{Ed} = 524kN$ er mindre enn kapasiteten er det beregningsmessig behov for skjærarmering i flensen. Det benyttes vertikal skjærarmering som dimensjoneres etter NS-EN 1992, pkt. 6.2.3 og pkt. 9.2.2, samt Håndbok 185, pkt 5.3.4.2.6.

Det antas bøylearmering av type ϕ_{20} og at vinkelen $\theta = 28^\circ$ mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften, altså $\cot\theta = 1.9$ og da innenfor kravet til bruer som er $\cot\theta = 2.0$. Skjærarmeringens helning er $\alpha = 90^\circ$ i forhold til bjelkens lengdeakse.

Krav til senteravstand mellom skjærarmeringen blir kontrollert etter NS-EN 1992, pkt. 9.2.2, og settes til $200mm$. Skjærkraftkapasiteten til tverrsnittet med beregnet skjærarmemengde blir da:

$$V_{Rd} = 539kN$$

som tilsier en utnyttelse på 97%.

6.6 Dimensjonering av søyler

Søylene som brudekket hviler på består av to forskjellige dimensjoner. Søylene i akse 3 og 4 er de lengste søylene og har en diameter på 1.0 meter, mens søylene i akse 2 og 5 har en diameter på 0.8 meter. I denne oppgaven begrenses det til dimensjonering av søylen med størst opptredende aksialkraft, som er søylen i akse 4, hvor det er funnet nødvendig lengdearmering.

Slankhet, effektiv knekk lengde og minimumsarmering for søylene i konstruksjonen er kontrollert og definert etter Håndbok 185 og NS-EN 1992. Beregning og plassering av nødvendig armeringsmengde for dimensjonerende laster er gjennomført ved bruk av relevante MN-diagrammer, se vedlegg D.5.

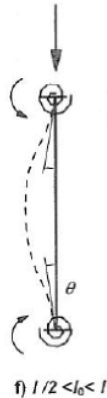
Søylene er belastet med bøyemoment, aksialtrykk og skjær. Håndbok 185 krever at slanke søyler kontrolleres for disse lastvirkningene, og at forskyvningene beregnes ut fra en sammenheng som tilsvarer grensetilstanden som betraktes.

Ihht. Håndbok 185, pkt 5.3.3.4, beregnes knekk lengden for søylene på grunnlag av fastholdings- og innspenningsgrad til tilstøtende konstruksjoner etter NS-EN 1992, pkt. 5.8.3.2, som i dette tilfellet gjelder brubanen og fundamentene. Da konstruksjonen kan sees på som en vanlig ramme, kontrolleres slanketskriteriet for enkeltstående konstruksjonsdeler etter NS-EN 1992, pkt. 5.8.3.1, for å bestemme om det skal tas hensyn til andre ordens momenter ved dimensjonering av nødvendig armeringsmengde.

Ved beregningen av knekk lengden antas det at søylen i figur 6.13, er fullstendig fastholdt mot rotasjon ved fundamentet. Da full rotasjonsfastholding ikke er forventet, settes innspenningsgraden k_2 ved fundament lik 0.1 etter anbefaling fra NS-EN 1992, pkt. 5.8.3.2(3), mens det beregnes en innspenningsgrad k_1 i den monolittiske forbindelsen

mellom søyle og brudekke lik 0.09, etter metode basert på rotasjonsfleksibilitet [6]. Beregning av resulterende knekk lengde finnes i vedlegg D.4.

Knekk lengden uttrykkes ved $l_0 = \beta_0 L$, hvor β_0 er knekk lengdefaktoren og L =konstruksjonsdelens lengde. Knekk lengden for avstivede konstruksjonsdeler er beregnet etter NS-EN 1992, formel 5.15, og er $l_0 = 9.94 \text{ meter}$.



Figur 6.13: Knekk lengde [NS-EN 1992, figur 5.7]

Slankhetskriteriet kontrolleres for enkeltstående konstruksjonsdeler etter NS-EN 1992, pkt. 5.8.3.1. Krav til minimumsarmering kontrolleres etter pkt. 9.5.2. Slik kan en anta en foreløpig armeringsmengde på:

$$A_s = 9213 \text{ mm}^2$$

Den lastavhegige slankheten er beregnet til $\lambda_n = 23$. Slankhetsgrensene baseres på forhold mellom opptrappende første ordens momenter fra dimensjonerende lastkombinasjoer i brudd- og bruksgrense. Grensene er beregnet for to forskjellige randbetingelser,

- Slankhetsgrense for trykkstaver der endene er sideveis fritt forskyvelige, og som er uten tverrlast, som vil være den gunstigste slankhetsgrensen. Grensen beregnes etter formel:

$$\lambda_{n.lim} = 13(2 - r_m)A_\varphi = 16.2$$

Faktoren r_m er absoluttverdien av forholdet mellom endemomentene i den aktuelle konstruksjonsdelen.

- Slankhetsgrense for trykkstaver der endene er sideveis fritt forskyvelig og for trykkstaver med tverrlast. Grensen er beregnet til:

$$\lambda_{n.lim} = 13A_\varphi = 13$$

Da $\lambda_n > \lambda_{n.lim}$ må det ihht NS-EN 1992, pkt. NA.5.8.3.1 2, tas hensyn til andre ordens momenter.

Det dimensjonerende momentet for søylen i bruddgrensen er,

$$M_{Ed} = M_{0e} + N_{Ed}e_i + M_2 = 1513 \text{ kNm}$$

etter NS-EN 1992, pkt. 5.8.8.2, hvor det ekvivalente første ordens momentet er $M_{0e} = 459 \text{ kNm}$ og det nominelle andre ordens momentet er $M_2 = N_{Ed}e_2 = 820 \text{ kNm}$.

Det er gjennom avlesning i MN-diagrammer for sirkulære betongtverrsnitt kontrollert om det er tilstrekkelig armering i tverrsnittet. Se vedlegg D.5 for de aktuelle MN-diagrammene.

En ser ved avlesning at det ikke nødvendig med armering i det aktuelle tverrsnitte. Dette er normalt ettersom det ofte av estetiske årsaker velges en mindre slank søyledimensjon.

Beregnet minimumsarmering er $A_{s_{min}} = 9213 \text{ mm}^2$ etter NS-EN 1992. I følge Håndbok 185, pkt. 5.3.7.3, skal ikke armeringen ha større senteravtand enn 200 mm samt at armeringens diameter ikke kan være mindre enn 10 mm, og minimumsarmeringen skal legges symmetrisk. Det bør også være minst fire stenger i lengderetning for sirkulære søyler.

Dette viser at minimumsarmering med ϕ_{20} ikke overskrider kravene i Håndbok 185, og blir derfor dimensjonerende. Søylen dimensjoneres derfor med $30\phi_{20}$ som plasseres symmetrisk i tverrsnittet.

Kapittel 7

Bruksgrensetilstanden

Grensetilstander som har betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort og konstruksjonens utseende skal klassifiseres som bruksgrensetilstander. Bruksgrensekontroller må i følge NS-EN 1992, kapittel 7 og Håndbok 185 utføres med hensyn til,

- Spenningsbegrensning
- Rissbegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

Beregninger utføres enten med uopprikket eller opprikket tverrsnitt. Det er vanlig å karakterisere de ulike tilstandene slik,

- Stadium I - Urrisstilstand (lineære egenskaper)
- Stadium II - Risstilstand (lineære egenskaper)

Videre er det i følge NS-EN 1992 tre ulike lastkombinasjoner som skal betraktes,

- Karakteristisk kombinasjon (Brukes vanligvis for irreversible laster)
- Ofte forekommende kombinasjon (Brukes vanligvis for reversible laster)
- Kvasi-permanent kombinasjon (Brukes vanligvis for langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende)

Kvasi-permanent kombinasjon omtales videre som tilnærmet permanent kombinasjon. I følge NS-EN 1990 bør enhver lastkombinasjon inneholde følgende bidrag; én permanent påvirkning, én verdi fra forspenningslast én dominerende variabel påvirkning samt én ikke-dominerende variabel påvirkning. [24]

Eurokoden spesifiserer også den dimensjonerende verdien E_d for lastvirkningene på bakgrunn av den aktuelle kombinasjonen, som det skal tas høyde for ved dimensjonering i bruksgrensetilstanden.

For karakteristisk kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i}Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1$$

For ofte-forekommende kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,i}Q_{k,1}; \psi_{2,i} \times Q_{k,i}\}$$

For kvasi-permanent kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} j \geq 1; i \geq 1$$

Hvor:

G = Permanent påvirkning

P = Relevant representativ verdi for en forspenningslast

Q = Variabel påvirkning

ψ_0 = Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning

ψ_1 = Faktor for ofte forekommende verdi for en variabel påvirkning

ψ_2 = Faktor for tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning

De ulike verdiene for kombinasjonsfaktoren ψ i de ulike lastkombinasjonene finnes i vedlegg A.2.

Håndbok 185 krever at det i bruksgrensetilstanden skal tas høyde for alle tre lastkombinasjoner, avhengig av bruksgrensekraft.

Kombinasjonene nevnt ovenfor er lagt inn i NovaFrame. Videre er dimensjonerende krefter hentet ut på bakgrunn av dette.

7.1 Dimensjonerende laster

I dette kapitlet er de ulike dimensjonerende lastkombinasjonene for bruas lengderetning og tverretning presentert. Det er kontrollert at opptredende spenninger i tverrsnittet er ihht. kravene. Videre sjekkes det om nødvendig armeringsmengde beregnet for bruddgrensetilstanden er tilstrekkelig for å overholde krav gitt i Håndbok 185 og NS-EN 1992. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg E.1 og E.2.

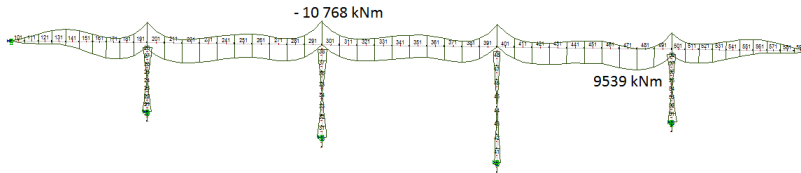
Dimensjonerende laster i bruas tverretning, er beregnet manuelt og presentert i kapittel 7.2.2.

I bruksgrensetilstanden inkluderes både primærkrefter og tvangskrefter fra spennarmeringen. Dette medfører store trykkrefter N_{Ed} , sammenliknet med det som er antatt ved dimensjonering for moment bruddgrensetilstanden. Dimensjonerende bøyemoment, med tilhørende aksialkraft, for bruas lengderetning er presentert i tabell 7.1, 7.2, og 7.3.

| | |
|------------------------|--------------------|
| I felt | |
| Bøyemoment | 9539kNm |
| Tilhørende aksialkraft | -19402kNm |
| Over støtte | |
| Bøyemoment | 10768kNm |
| Tilhørende aksialkraft | -19290kNm |

Tabell 7.1: Dimensjonerende laster i SLS for Karakteristisk kombinasjon

For karakteristisk kombinasjon er det lastkombinasjon 2020 som er dimensjonerende. Trafikklast er dominerende og vindlast er inkludert. Figur 7.1 viser moment-diagrammet for karakteristisk kombinasjon.

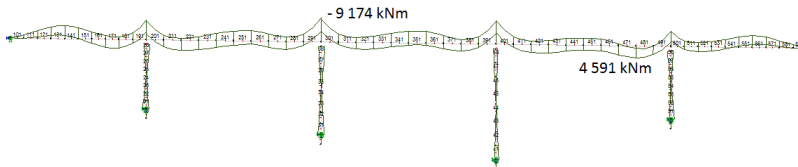


Figur 7.1: Momentdiagram i SLS for karakteristisk kombinasjon

| | |
|------------------------|--------------------|
| I felt | |
| Bøyemoment | 4591kNm |
| Tilhørende aksialkraft | -19279kNm |
| Over støtte | |
| Bøyemoment | 9174kNm |
| Tilhørende aksialkraft | -19414kNm |

Tabell 7.2: Dimensjonerende laster i SLS for ofte forekommende kombinasjon

For ofte forekommende kombinasjon er det lastkombinasjon 2030 som er dimensjonerende. Trafikklast er dominerende, samt at vindlast og temperaturlast er inkludert. Figur 7.2 viser moment-diagrammet for ofte forekommende kombinasjon.

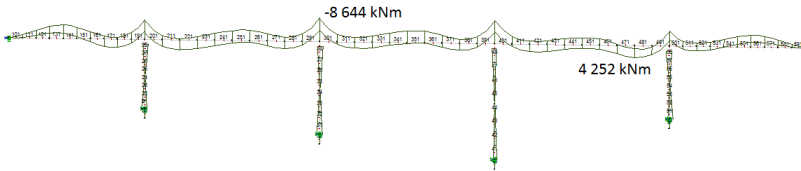


Figur 7.2: Momentdiagram i SLS for ofte forekommende kombinasjon

| | |
|------------------------|-----------|
| I felt | |
| Bøyemoment | 4252kNm |
| Tilhørende aksialkraft | -19410kNm |
| Over støtte | |
| Bøyemoment | 8644kNm |
| Tilhørende aksialkraft | -19273kNm |

Tabell 7.3: Dimensjonerende laster i SLS for tilnærmet permanent kombinasjon

For tilnærmet kombinasjon er det lastkombinasjon 2040 som er dimensjonerende. Det er kun permanente laster og trafikklaster som er inkludert. Figur 7.3 viser momentdiagrammet for karakteristisk kombinasjon.



Figur 7.3: Momentdiagram i SLS for tilnærmet permanent kombinasjon

Samtlige maksimale moment-verdier oppstår i element 301, som er over søylen i akse 3. Når det gjelder minimumsverdiene oppstår de i element 481, som er i feltet mellom søylene i akse 3 og 4, for alle tre kombinasjonene.

7.2 Spenningsbegrensning

I NS-EN 1992, pkt. 7.1, er det angitt spenningsbegrensninger for både betongen og spennarmeringen som må tas hensyn til.

For å unngå riss i betongens lengderetning, mikroriss eller store krypdeformasjoner må trykkspenningen i betongen begrenses. Riss i lengderetningen antas unngått hvis:

$$\sigma_c < 0.6f_{ck} \text{ for karakteristisk lastkombinasjon}$$

Lineært kryp kan antas hvis:

$$\sigma_c < 0.45f_{ck} \text{ for tilnærmet permanent lastkombinasjon}$$

Videre stilles det krav til armeringsspenninger. Uakseptabel opprissing med hensyn til utseende kan antas unngått hvis:

$$\sigma_s < 0.8f_{yk} \text{ for slakkarmering}$$

$$\sigma_s < 0.75f_{pk} \text{ for spennarmering}$$

Dersom σ_s skyldes påført deformasjon bør $\sigma_s < f_{yk}$.

For å unngå riss i betongens lengderetning, mikroriss eller store krypdeformasjoner må, som nevnt, trykkspenningen i betongen begrenses. Beregningene er basert på uopprikket tverrsnitt (Stadium I). Videre er det forutsatt forenklet tverrsnittsgeometri, se figur 2.4. Det er også benyttet transformerte verdier for tverrsnittet, slik at en kan betrakte hele tverrsnittet under ett, og videre kunne bruke Naviers formel for å beregne opptredende spenninger.

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{I_t}(y_0 - y_t)$$

hvor:

A_t = Areal av transformert tverrsnitt

I_t = Transformert annet arealmoment

y_0 = Avstand fra underkant av tverrsnittet til nøytralaksen

y_t = Transformert nøytralakse for de ulike tilfellene

N_{Ed} defineres positivt for strekk og negativt for trykk.

7.2.1 I bruas lengderetning

| I felt | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
|-----------------|------------------------|-----------------------|
| $\sigma_{c,uk}$ | 4.3MPa | $f_{ctm} = 3.8MPa$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -7.4MPa | $0.6f_{ck} = -27MPa$ |
| Over støtte | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | -10.9MPa | $-0.6f_{ck} = -27MPa$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | 2.6MPa | $f_{ctm} = 3.8MPa$ |

Tabell 7.4: Opptredende spenninger - Karakteristisk kombinasjon

| I felt | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
|-----------------|------------------------|---------------------------|
| $\sigma_{c,uk}$ | 0.4MPa | $f_{ctm} = 3.8MPa$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -4.8MPa | $0.45f_{ck} = -20.25MPa$ |
| Over støtte | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | 3.9MPa | $-0.45f_{ck} = -20.25MPa$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -7.0MPa | $f_{ctm} = 3.8MPa$ |

Tabell 7.5: Spenningsberegning for tilnærmet permanent kombinasjon

For tilnærmet permanent kombinasjon er det trykk i overkant og strekk i underkant av tverrsnittet, se tabell 7.5. Dette er motsatt at det spenningsbildet som forventes. Grunnen til dette er mengden spennarmering som ikke er optimalisert og dermed gir et stort bidrag til tvangsmomentet. Dette er diskutert i kapittel 8.

Som en ser av tabellene over, er det kun ett sted hvor betongspenningene overskrider maksimumskravet. I underkant av tverrsnittet for maksimalt bøyemoment for karakteristisk last i felt, se tabell 7.4, beregnes opprettede strekkspenninger til å bli:

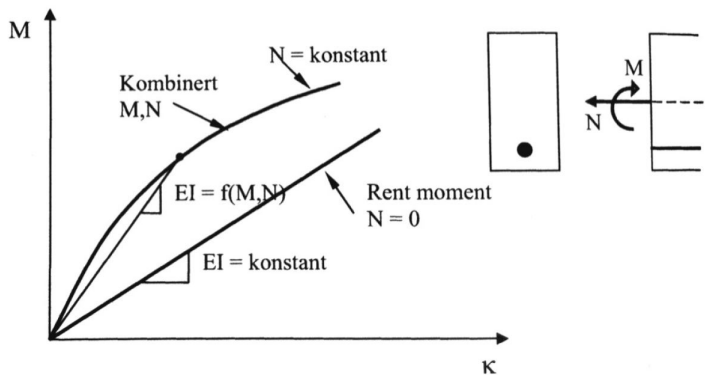
$$\sigma_{c,uk} = 4.3 \text{ N/mm}^2 > f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$$

Det må betraktes som et opprisset tverrsnitt (Stadium II), og opprettede armeringsspenninger må kontrolleres.

Bøystivhet for opprisset betong

Da betongen ikke lenger tar opp strekkrefter, må det beregnes en ny bøystivhet for det opprissede tverrsnittet,

For et armert opprisset betongtverrsnitt ved ren momentpåkjenning er bøystivheten uavhengig av momentets størrelse. For et spennarmert tverrsnitt, er derimot tverrsnittet utsatt for kombinert aksialkraft og moment. Da vil bøystivheten for det opprissede tverrsnittet variere parallelt med størrelsen på momentet. Bøystivheten for tverrsnitt med og uten aksialkraft er illustrert i S.I. Sørensen, og vist i figur 7.4.

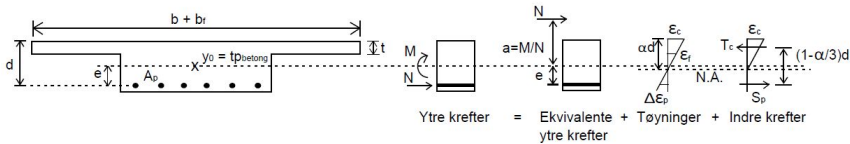


Figur 7.4: Bøystivhet for tverrsnitt med og uten aksialkraft

I dette tilfellet er det ønskelig å bestemme rissvidden for feltmidte, da det kun er der de opprettede strekkspenningene som overskrider kravet: $f_{ctm} = 3.8 \text{ N/mm}^2$. Det er derfor nødvendig å bestemme α og bøystivheten EI i dette snittet.

For å bestemme trykksonekoeffesienten α for T-tverrsnittet må en studere ytre og indre krefter som virker på tverrsnittet samt tøyningene som oppstår. Følgende forutsetninger legges til grunn,

- Navier/Bernoullis hypotese er gyldig
- Betong i trykk og stål oppfører seg lineært elastisk
- Betongen antas å ikke ha strekkfasthet



Figur 7.5: Spennarmert betongtverrsnitt i Stadium II

Ved å betrakte aksiallikevekt får en følgende sammenheng,

$$N = T_c - S_p$$

Trykkreftene i betongen, T_c , må deles inn i to uttrykk, da både tøyninger i steg og flens må tas hensyn til, som vist i følgende formel:

$$N_A = \frac{1}{2} E_c \varepsilon \alpha d b_s + \frac{1}{2} E_c (\varepsilon_f + \varepsilon_c) t_f b_f - E_p \Delta \varepsilon_p A_p$$

Tøyningene uttrykkes ved å benytte Navier/Bernoullis hypotese [6],

$$\varepsilon_c = \kappa \alpha d$$

$$\varepsilon_f = \kappa (\alpha d - t)$$

$$\Delta \varepsilon_p = \kappa (1 - \alpha) d$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_c}{\alpha d} (1 - \alpha) d$$

Hvor κ er krumningen.

Ved å omskrive uttrykket kan aksiallikevekten uttrykkes som:

$$N_A = \frac{1}{2} E_c \varepsilon \alpha d b_s + \frac{1}{2} E_c \left[2 - \frac{t}{\alpha d} \right] t b_f - E_p \varepsilon_c \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} A_p$$

Videre betraktes momentlikevekt om spennarmeringen:

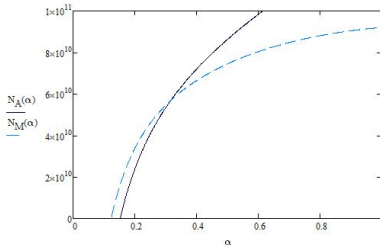
$$N_M (e + a) = T_c \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d$$

Introduserer Navier/Bernoulli's hypotese, og det kan derfor uttrykkes som:

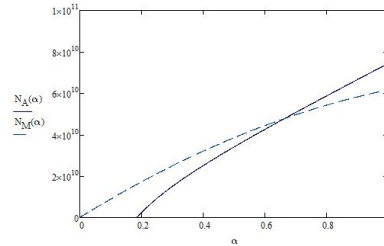
$$N_M = \frac{1}{(e+a)} \left[\frac{1}{2} E_c \varepsilon_c \alpha d b_s \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d + \frac{1}{2} E_c \left[\frac{\varepsilon_c}{\alpha d} (\alpha d - t) + \varepsilon_c \right] t b_f \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d \right]$$

Bidrag fra slakkarmering er neglisjert i dette tilfellet, da det som en forenkling antas at slakk- og spennarmering ligger på lik høyde i tverrsnittet.

De to uttrykkene for $N(\alpha)$ løses grafisk. Skjæringspunktet mellom de to kurvene gir riktig løsning for α .



(a) Trykk i overkant, $\alpha = 0.383$



(b) Trykk i underkant, $\alpha = 0.651$

Figur 7.6: Trykksonefaktor α

Videre beregnes bøyestivheten EI for det aktuelle opprissede snittet. Den bestemmes enklest ved å beregne betongtrykksonen og armeringen sitt bidrag til arealreghetsmomentet. Bidraget fra betongtrykksonen bestemmes ved følgende uttrykk,

$$I_{\beta\beta} = I_{steg} + I_{flens}$$

som multipliseres med betongens elastisitetsmodul, E_c .

Tverrsnittets samlede stivhet blir da,

$$EI_{II} = E_c I_{\beta\beta} + E_s I_s + E_p I_p = 1.47 \times 10^{16} \text{ Nmm}^2$$

Dette er en reduksjon i bøyestivheten på 250 %, sammenliknet med bøyestivheten for det uopprissede tverrsnittet i feltmidte,

$$EI_I = 3.66 \times 10^{16} \text{ Nmm}^2$$

Spenningsberegninger for opprisset betong

Opptredende armeringsspenning bestemmes ved hjelp av følgende uttrykk:

$$\sigma_s = E_s \frac{M_{Ed}(1 - \alpha)d}{EI_{II}}$$

hvor α = trykksonekoeffesient.

Opptredende armeringsspenninger i feltmidte blir:

$$\sigma_s = 95 \text{ MPa}$$

I følge NS-EN 1992 kan uakseptabel opprissing med hensyn til utseende antas unngått hvis:

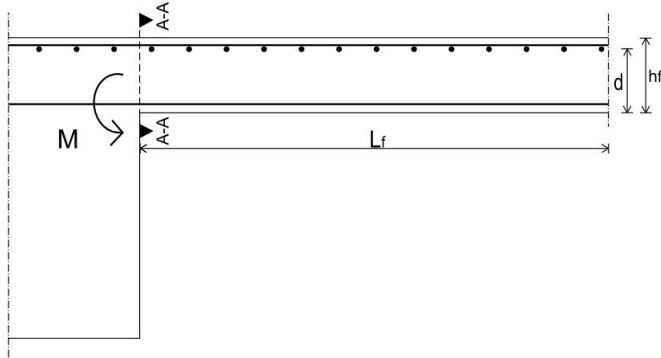
$$\sigma_s < 0.8f_{yk} = 400 \text{ MPa for slakkarmering}$$

$$\sigma_s < 0.75f_{pk} = 1395 \text{ MPa for spennarmering}$$

Hensikten med disse kravene er å forhindre at det oppstår skader på armeringen. Som en ser ut ifra beregningene ovenfor, er kravene overholdt ved å betrakte tverrsnittet som opprisset. For uten dette kan beregninger i stadium I utføres for både feltmidte og over opplegg, altså kan tverrsnittet betraktes i uopprisset tilstand. Opptredende betongtrykkspenninger overskrider ikke kravene gitt i NS-EN 1992. Dette betyr at langsgående riss ikke vil oppstå samt at lineært kryp kan antas. Betongkvalitet B45 som benyttes i konstruksjonen har dermed tilstrekkelig kapasitet ihht. opptredende trykkspenninger.

7.2.2 I bruas tverretning

I tverretningen vil det oppstå størst spenninger ved innfestningen til flensen, som beskrevet i kapittel 6.2. Flensen betraktes som en statisk bestemt utkrager med lengde $L_f = 3275 \text{ mm}$ og høyde $h_f = 350 \text{ mm}$, se figur 7.7. Her er h_f tykkelsen av flensen ved innspenning av flensen. Det er kun tatt hensyn til lengdearmering i overkant av flensen i beregningene, da det vil bli strekkspenninger i overkant.

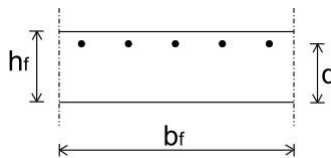


Figur 7.7: Oppriss av flens for dimensjonering i tverretning

Som en forenkling er lastene som virker på utkrageren karakteristiske. Dette vil være til sikker side, da lastene ikke resuseres med faktoren ψ .

Følgende laster er inkludert ved beregning av bøyemomentet M_{Ed} ved innfestning av flensen. Alle jevnt fordelte laster betraktes over en lastbredde $L_b = 1m$ og er derfor angitt i kN , se figur 7.8 og tabell 7.6. Videre en momentet beregnet med tilsvarende metode som i bruddgrensetilstanden. Opptrедende moment ved innfestning av flens blir:

$$M_{Ed} = 450 \text{ kNm}$$



Figur 7.8: Tverretning, Snitt A-A

| | |
|----------------------------|--------|
| Egenvekt av brudekket | 24.6kN |
| Rekkverk | 3.0kN |
| Belegning | 3.0kN |
| Vind, vertikalt trykk | 7.08kN |
| Rekkverk | 3.0kN |
| Trafikklast, punktlast | 300kN |
| Trafikklast, jevnt fordelt | 16.2kN |

Tabell 7.6: Opptrедende laster på flens i SLS

| | | |
|-----------------|------------|----------------------|
| $\sigma_{c,uk}$ | $-21.5MPa$ | $0.6f_{ck} = -27MPa$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | $21.5MPa$ | $f_{ctm} = 3.8MPa$ |

Tabell 7.7: Spenningsberegning i tverretningen i SLS for karakteristisk kombinasjon

Tverrsnittet vil risse, da strekkspenningene i overkant, $\sigma_{c,ok} > f_{ctm}$, se tabell 7.7. Beregninger for opprisset tverrsnitt gir en armeringsspenning på:

$$\sigma_s = 300 MPa$$

σ_s er beregnet på tilsvarende måte som for lengderetningen

7.3 Rissviddebegrensning

Opprissing er vanlig i betongkonstruksjoner som er utsatt for bøyning, skjær, torsjon og/eller aksialkrefter. Det er nødvendig å begrense opprissing, slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades, eller gir den et uakseptabelt utseende. I følge Håndbok 185 skal det tas hensyn til opprissing av betongen der dette påvirker lastvirkningene vesentlig. I denne beregningen er rissviddene kontrollert i kritiske snitt, hvor største og minste bøyemoment oppstår. Det er i NS-EN 1992 pkt. 7.3.4, gitt begrensninger for tilatte rissvidder i konstruksjonen.

Rissbegrensning relateres til eksponeringsklasser, og det er hvilken miljøpåvirkning konstruksjonen utsettes for som bestemmer rissviddekravene. NS-EN 1992 definerer to ulike metoder for å kontrollere om rissviddekravene er overholdt. Ved direkte beregning regner en ut rissvidden og kontrollerer den opp i mot kravet direkte. Den andre metoden baserer seg på at rissviddekravene kontrolleres uten direkte beregning. Den er basert på at en kontrollerer at rissviddekravene er overholdt ved å beregne armeringsspenninger og senteravstand for slakkarmeringen i tverrsnittet. I denne beregningen er det førstnevnte metode som er benyttet.

Rissviddebegrensning ved direkte beregning

Grenseverdien w_{max} for rissvidder bestemmes av NS-EN 1992, tabell NA.7.1N. Det er benyttet betong med eksponeringsklasse XD3, som gir grenseverdien $w_{max} < 0.30k_c$. Er overdekningen større enn kravet, tas det hensyn til ved å benytte faktoren:

$$k_c = \frac{C_{nom}}{C_{min,dur}} \leq 1.3$$

Dette gir:

$$w_{max} = 0.3 \times 1.3 = 0.39 \text{ mm}$$

Rissvidden beregnes ved hjelp av følgende uttrykk:

$$w_k = s_{r,max} \times \Delta\varepsilon_m$$

7.3.1 I bruas lengderetning

Største rissavstand er beregnet til:

$$s_{r,max} = 619 \text{ mm}$$

Differansen mellom midlere tøyning i armeringen ε_{sm} og midlere tøyning i betongen mellom riss ε_{cm} er beregnet til:

$$\Delta\varepsilon_m = 2.8 \times 10^{-4}$$

Rissvidden for karakteristisk last i felt blir:

$$w_k = 619 \text{ mm} \times 2.8 \times 10^{-4} = 0.2 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm}$$

og kravet ihht. NS-EN 1992 er dermed overholdt.

Trykkavlastning

Ihht. NS-EN 1992, pkt. NA.7.3.1, er det i tillegg til rissviddekrav for karakteristisk og tilnærmet permanent last, krav til plassering av spennarmeringen. For ofte forekommende last skal spennarmeringen plasseres med en avstand $c_{dev} = 25 \text{ mm}$ inn i trykksonen. Dette gjelder for alle snitt langs konstruksjonen. Det er derfor blitt utført kontroll av spennarmeringens beliggenhet for de to snittene hvor det er minst avstand y_p mellom spennarmeringen og betongtverrsnittets overflate. Dette er i feltmidte, hvor $y_p = 160 \text{ mm}$ og over støtte hvor $y_p = 200 \text{ mm}$.

Det gjøres tilsvarende spenningsberegninger, slik som nevnt i kapittel 7.2 for å kontrollere om tverrsnittet vil risse.

Et viktig tiltak for å øke trykksonehøyden vil være å øke mengden spennarmering A_p , slik at bøyemomentet M_{Ed} reduseres og trykkrefter N_{Ed} fra spennarmeringen øker[6]. Her vil det være tilstrekkelig med opprinnelig spennarmeringsmengde på:

$$A_{p,tot} = 2660 \text{ mm}^2 \times 6 = 15960 \text{ mm}^2$$

| I felt | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
|-----------------|------------------------|----------------------------------|
| $\sigma_{c,uk}$ | 0.6 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -5.0 MPa | $0.60 f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ |
| Over støtte | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | 4.2 MPa | $-0.60 f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -7.2 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |

Tabell 7.8: Spenningsberegninger i SLS for ofte forekommende kombinasjon

Krav ihht. NS-EN 1992 er overholdt, og tverrsnittet kan beregnes som urisset for denne lastkombinasjonen. Det fremgår av tabell 7.8 at det vil oppstå trykkspenninger i overkant og strekkspenninger i underkant over støtten, slik som for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Da tverrsnittet er urisset, kan en betrakte spenningsfordelingen som lineært fordelt, og trykksonehøyden bestemmes ved formlikhet.

| | Beliggenhet av A_p | Krav ihht. NS-EN 1992 |
|-------------|----------------------|-----------------------|
| I felt | 160 mm | 163 mm |
| Over støtte | 200 mm | 793 mm |

Tabell 7.9: Krav om trykkavlastning ihht. NS-EN 1992

Som vist i tabell 7.9, ligger spennarmeringen i feltmidte 22 mm inn i trykksonen, og kravet er ikke overholdt ihht. NS-EN 1992, Nasjonalt tillegg. Dette er diskutert i kapittel 10.

7.3.2 I bruas tverretning

Største rissavstand er beregnet til:

$$s_{r,max} = 470 \text{ mm}$$

Differansen mellom midlere tøyning i armeringen ε_{sm} og midlere tøyning i betongen mellom riss ε_{cm} er beregnet til:

$$\Delta\varepsilon_m = 1.4 \times 10^{-3}$$

Rissvidden for karakteristisk last i felt blir:

$$w_k = 470 \text{ mm} \times 1.4 \times 10^{-3} = 0.7 \text{ mm}$$

Dette tilfredstiller ikke kravet i NS-EN 1992, og armeringsmengden må økes. For at kravet $w_{max} = 0.39mm$ skal være overholdt må armeringsmengden i overkant flens være:

$$A_s = 10200 \text{ mm}^2$$

Alternativt kan en øke høyden på flensen h_f , om armeringsmengden blir for stor i forhold til krav om minimumsavstand.

7.4 Nedbøyningsbegrensning

NS-EN 1992, pkt. 7.4, beskriver formålet med nedbøyningsbegrensning slik,

Deformasjon av en konstruksjonsdel skal ikke være slik at den påvirker dens funksjon eller utseende på en ugunstig måte.

Begrepet nedbøyning omfatter deformasjon i negativ eller positiv retning. Med positiv retning menes oppbøyning. Maksimal nedbøyning begrenses med krav ihht. Håndbok 185 og NS-EN 1992, pkt. 7.4. I Eurokoden begrenses nedbøyning for tilnærmede permanente laster til en verdi lik $L/500$, hvor L er spennets lengde, for bjelker, plater eller utkragere.

Videre gjelder grenseverdien $L/250$ for nedbøyning etter ferdigstillelse for ugunstig lastkombinasjon. Håndbok 185 spesifiserer at for en hver ugunstig plassering av trafikklast alene, skal nedbøyningen ikke overskride verdien $L/35$.

Nedbøyning er sjeldent dimensjonerende for bruer og er heller ikke dimensjonerende i dette tilfellet. Grunnen er at mengden spennarmering som benyttes for å få tilstrekkelig kapasitet for opptredende laster i bruddgrense begrenser nedbøyningen i stor grad. Dette bekreftes i NovaFrame, hvor lastkombinasjonene for tilnærmet permanent tilstand ikke blir dimensjonerende. Nedbøyningsberegninger er derfor ikke blitt utført i denne oppgaven.

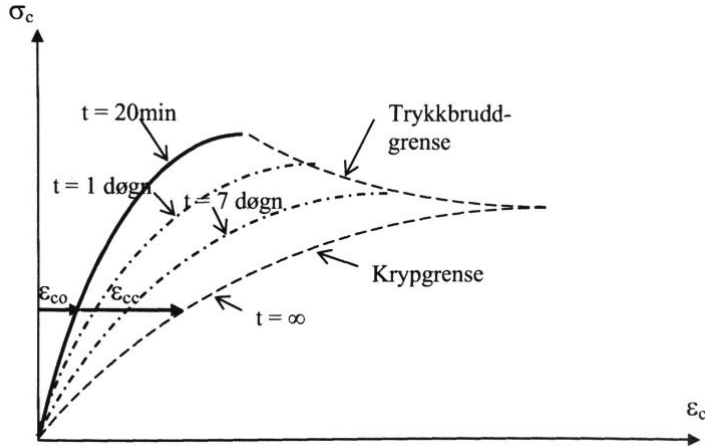
Kapittel 8

Virkning av kryp på dimensjonerende krefter

Kryp er et fenomen som skyldes partikkelbevegelser i betongens mikrostruktur. Det er tidsavhengig, og utvikler seg under hele konstruksjonens levetid. Kryp utgjør en økt tøyning i konstruksjonen når den utsettes for trykk over lang tid, og kommer i tillegg til den momentane korttidsdeformasjonen i betongen [13]. Denne tøyningen forårsaker kraftomlagring i statisk ubestemte konstruksjoner, som må inkluderes i beregningene.

Viktige parametere som påvirker krypegenskapene til betongen er materialsammensetning, alder ved belastning, tidsrom med last og temperatur. Figur 8.1 viser at kryptøyningen er avhengig av spenningens størrelse og tiden t denne virker på betongen. [6]

Betongkonstruksjoner påkjennes av spenningsendringer over tid på grunn av kryp. Derfor vil konstruksjoner som støpes over flere faser ha forskjellig påvirkning av kryp, da alderen ved påslastning og tiden spenningen virker over vil variere for de ulike støpetappene. Det skal ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger tas hensyn til kraftomlagring fra blant annet kryp, byggemåte og tidsforløp. I dette kapitlet er derfor kryptallene for de ulike byggefasene beregnet over tiden t fra første oppspenning til fredigstillelse samt for konstruksjonens levetid.



Figur 8.1: Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyning ved påvirkning av krep. [6]

Det er nødvendig å verifisere virkningen av krep i NovaFrame. Kryptallene er beregnet etter NS-EN 1992 og *Metode med delkrep*[25] for å finne variasjonene i byggetrinnene. Resultatene er brukt som input i NovaFrame, hvor resultatene er kontrollert opp mot en eldre metode for kryppåvirkning, ofte brukt for fritt-ram-bygg bruer.

For bruer er dimensjonerende levetid 100 år. Som et minimum skal den ferdige konstruksjonen kontrolleres ved to tidspunkt; like etter at brua er åpnet for trafikk, og ved beregnet levetid [12]. Dette er gjort til tross for at det i denne oppgaven ikke er utført kontroller i grensetilstandene for ferdigstillelse.

8.1 Kryptallberegning etter Eurokode

Beregning av kryptall fra første betraktning etter 14 døgn til dimensjonerende brukstid er gjort etter NS-EN 1992, og vist i tabell 8.1.

| Betraktet tidspunkt | Kryptall φ |
|---------------------|--------------------|
| 14 døgn | 0.914 |
| 21 døgn | 1.114 |
| 28 døgn | 1.247 |
| 35 døgn | 1.346 |
| 42 døgn | 1.427 |
| 100 år | 2.535 |

Tabell 8.1: Kryptall ved betraktet tidspunkt ihht. NS-EN 1992

Det er antatt 7 døgn herding før belastning og oppspenning og 7 døgn før betraktning av påvirkning fra kryp. Det er også antatt at støping i påfølgende byggefaser skjer direkte etter oppspenning. Se vedlegg B.3 for beregning.

8.2 Ulike beregningsmetoder for kryp

Det finnes ulike metoder for å beregne påvirkning fra kryp på brukonstruksjoner. Disse er kort beskrevet i avsnittene under.

Effektiv E-modul metode

Denne metoden er godt egnet for håndberegninger og er relativt enkel å forstå. En annen fordel er at E-modulen kan modifiseres til midlere E-modul ved å kombinere effekter av kort- og langtidslast. Den er en god metode å bruke for konstruksjoner med et statisk system som ikke endrer seg over tid. Den tar ikke hensyn til spenningshistorien på en god måte, og er derfor dårlig egnet for betongkonstruksjoner som støpes i flere faser, hvor det statiske systemet endres betydelig over tid. [13]

Lineær viskoelastisitet for materialer med aldring

Denne metoden er ansett som den mest korrekte. Den er komplisert å forstå og er best egnet for bruk i dataprogrammer. Den er mye benyttet i praksis, men bruksområdet for metoden har sine begrensninger. Opptredende spenninger må være under proporsjonalitetsgrensen og konstruksjonen kan ikke være utsatt for omfattende uttørking. I tillegg må ikke tøyningene være økende eller konstante. Metoden kan altså ikke brukes for å beregne irreversibelt kryp.[13]

Metode med delkryp

Rate of creep method også kalt *Metode med delkryp*, er ikke en eksakt metode, men kan være egnet for mange formål innen dimensjonering om man velger å ikke bruke metodene beskrevet ovenfor. Metoden kan være nyttig for å bestemme om effektene av kryp har stor betydning under dimensjoneringen av den aktuelle konstruksjonen[25]. Denne metoden kan bare benyttes i dataprogrammer og beskriver ikke reversibelt kryp.[13]

8.3 Beregning av kryptall etter metode med delkryp

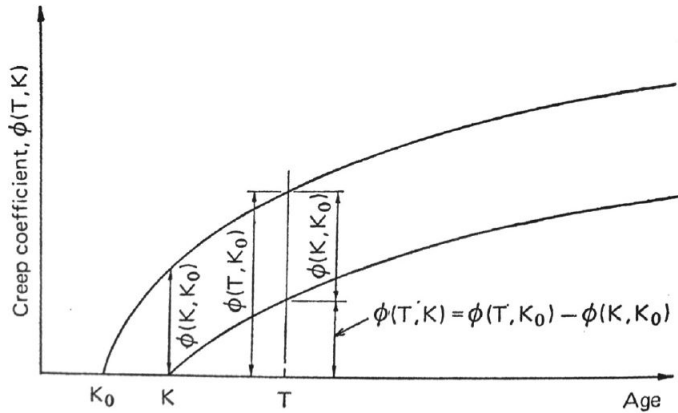
Metode med delkryp er basert på antagelsen om at betong uansett alder T , vil ha et delkryp som bare er avhengig av alder ved første belastning. Altså når det spesifiserte delkrypet er

dc_{sp}/dT , og spenningen er σ , vil økningen av krypt under et tidsintervall dT være σdc_{sp} . Derfor vil krypt under varierende spenning etter en tid, t_1 , fra første belastning være:

$$c = \int_0^{t_0} \sigma \frac{dc_{sp}}{dt} dt$$

Hvor $t = T - K$ gir at $dt = dT$ [25].

Respons fra krypt ved økende alder av betongen illustreres i figur 8.2.



Figur 8.2: Kryptallet ihht. Metode med delkrypt[25]

Da all økning av krypt er integrert, vil metoden i begrenset grad ta hensyn til spenningshistorien, hvor begrensningen gjelder spenningsøkning. Grunnen til dette er at det ved avlastning gis:

$$\frac{\sigma dc_{sp}}{dt} = 0$$

Metode med delkrypt kan altså ikke beskrive reversibelt krypt. [25]

Reversibelt krypt vil ikke være aktuelt for denne konstruksjonen, da langtidslastene er permanente, og metoden kan da anses som velegnet for den aktuelle konstruksjonen. Dette kan imidlertid være aktuelt for prosjektering av fritt-frem-bygde bruer, hvor bruk av hjelpesøyler og forskalingsvogn kan avlaste betongen.

Ved å benytte denne metoden vil man i analysen i NovaFrame kunne inkludere en tidsavhengig variasjon i kryptallene under de forskjellige byggefasene. Kryptallene beregnes for de forskjellige byggefasene og for de ulike støpetappene som også vil ha ulik alder.

Detaljerte beregninger og resultater av kryptallene finnes i vedlegg B.3, og resultatene er listet opp i tabell 8.2. Disse beregningene viser at kryptallene for støpetappene avtar med tiden. Grunnen til dette er at kryptet reduseres etterhvert som betongen eldes. Opprinnelsen

til funksjonen for kryptkoeffisienten $\phi = \phi(T, K_0)$ ligger i den første påførelsen av lasten, når alderen $K = K_0$ og at kryptkurven for spenningsøkning påført når $K > K_0$ er parallell med kryptkurven for $K = K_0$ [25], se figur 8.2.

| Byggefase | Støpeetappe | | | | |
|--------------|-------------|----------|----------|---------|----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | 0.914 | | | | |
| 2 | 0.2 | 0.914 | | | |
| 3 | 0.132 | 0.2 | 0.914 | | |
| 4 | 0.1 | 0.132 | 0.2 | 0.914 | |
| 5 | 0.08 | 0.1 | 0.132 | 0.2 | 0.914 |
| Etter 100 år | 2.535053 | 2.535052 | 2.535051 | 2.53505 | 2.535049 |

Tabell 8.2: Kryptallet for tilhørende fem støpeetapper beregnet til dimensjonerende brukstid og de ulike byggefasene

Forskjellen i kryptall mellom støpeetappe 1 og 5 for dimensjonerende brukstid fremkommer først etter 6 desimal. For ferdigtilstanden er følgende kryptall benyttet:

$$\varphi = 2.535$$

8.4 Kryp i NovaFrame

For å få en bedre innsikt i hvordan NovaFrame beregner virkninger av kryp, er det sett nærmere på resultatene fra programmet.

I NovaFrame er det som nevnt i beregningene gjort i denne oppgaven, lagt inn ulike kryptall for de forskjellige byggefasene, samt et kryptall for langtidseffekt, $t = 100\text{år}$. Kryptallene som er angitt er koblet opp mot to ulike laster; egenvekt og oppspenningskrefter, da det er for de to permanente lasttilfellene kryptøyninger har en betydning.

NovaFrame beregner dermed kryp-moment grunnet egenvekt og kryp-moment grunnet oppspenning separat. Resultatene fra de ulike byggefasene, samt for tilstanden over lang tid, er presentert i tabellene under. Verdiene er hentet ut i fra utvalgte elementer, hvor elementene 151, 251, 351, 451 og 551 representerer feltmidte, og 201, 301, 401 og 501 representerer elementene over søylene. Som sammenligningsgrunnlag er det benyttet en forenklet formel, presentert i kapittel 8.4.1.

8.4.1 Virkninger av kryp grunnet egenvekt

For å se på virkningen av kryp er først egenvekten sin virkning på brudekket betraktet. Det er hentet ut verdier for bøyemoment, uten kryp, grunnet betongens egenvekt alene fra

NovaFrame. Resultatene er presentert i tabell 8.3, hvor MI i siste kolonne representerer summen av alle byggefaser. Alle verdier er angitt i kNm

| Element | Byggefase | | | | | Sum, MI |
|---------|-----------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 151 | 8898 | -3788 | 902 | -199 | 16 | 5828 |
| 201 | -2729 | -8372 | 1945 | -554 | 108 | -9601 |
| 251 | | 10568 | -2615 | 633 | -84 | 8501 |
| 301 | | -2729 | -8245 | 1924 | -220 | -9270 |
| 351 | | | 10675 | -2787 | 362 | 8250 |
| 401 | | | -2729 | -8461 | 1111 | -10079 |
| 451 | | | | 11253 | -1599 | 9654 |
| 501 | | | | -1651 | -4606 | -6256 |
| 551 | | | | | 7807 | 7807 |

Tabell 8.3: M-verdier, MI , for egenvekt i de ulike byggefaser beregnet av NovaFrame

Videre er bøyemoment grunnet kryp ihht. egenvekten hentet ut av NovaFrame, og disse verdiene er lagt til MI og summert opp, se tabell 8.4. Kolonnen $MI + kryp$ representerer dermed total virkning av egenlasten fra NovaFrame.

| Element i | MI | Moment pga. kryp | $MI + kryp$ |
|-------------|--------|------------------|-------------|
| 151 | 5828 | -285 | 5543 |
| 201 | -9601 | -431 | -10032 |
| 251 | 8501 | -520 | 7982 |
| 301 | -9270 | -594 | -9864 |
| 351 | 8250 | -533 | 7717 |
| 401 | -10079 | -421 | -10499 |
| 451 | 9654 | -1415 | 8239 |
| 501 | -6256 | -2495 | -8752 |
| 551 | 7807 | -1248 | 6559 |

Tabell 8.4: M-verdier for egenvekt og kryp beregnet av NovaFrame

Resultatene fra NovaFrame er videre sammenliknet med en forenklet formel.

$$M_{res} = MI \frac{1}{(1 + \varphi)} + MII \frac{\varphi}{(1 + \varphi)}$$

Hvor,

MI = Summen av moment grunnet egenvekt i alle byggefaser uten kryp.

MII = Moment grunnet egenvekt uten byggefaser.

Verdiene er multiplisert med kryptallet for lang tid,

$$\varphi = 2.535$$

Dette er veldig grovt regnet, men gir en indikasjon på hvilken størrelsesorden det endelige bøyemomentet bør ha. Metoden er tidligere undervist ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, og finnes blant annet i kompendiet *Bruberegninger* av S. I. Sørensen fra 1982.

Avviket mellom resultatene beregnes på følgende måte:

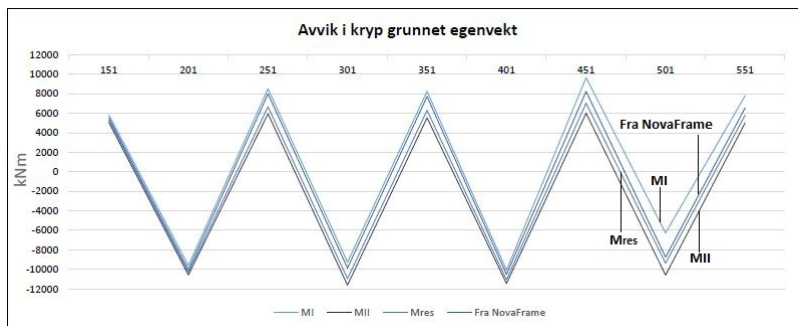
$$Avvik = \left| \frac{M_{res} - (MI + krypt)}{(MI + krypt)} \right|$$

Resultatene fra den forenklede formelen samt avvikene er presentert i tabell 8.5.

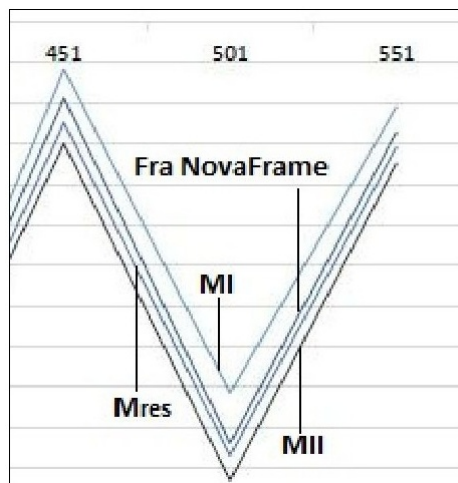
| Element i | MI | MII | M_{res} | $MI + krypt$ | $Avvik$ |
|-------------|--------|--------|-----------|--------------|---------|
| 151 | 5828 | 5064 | 5280 | 5543 | 5% |
| 201 | -9601 | -10568 | -10294 | -10032 | 3% |
| 251 | 8501 | 5952 | 6673 | 7982 | 16% |
| 301 | -9270 | -11608 | -10947 | -9864 | 11% |
| 351 | 8250 | 5544 | 6309 | 7717 | 18% |
| 401 | -10079 | -11444 | -11058 | -10499 | 5% |
| 451 | 9654 | 6009 | 7040 | 8239 | 15% |
| 501 | -6256 | -10579 | -9356 | -8752 | 7% |
| 551 | 7807 | 5027 | 5813 | 6559 | 11% |

Tabell 8.5: Avvik i krypt grunnet egenvekt

Som en ser ut i fra tabell 8.5 varierer avvikene mellom de to beregningsmetodene mellom 3% og 18%.. Gjennomgående for alle resultatene er at verdiene beregnet av NovaFrame ligger mellom verdiene fra MI og MII . Dette er illustrert i figur 8.3 og figur 8.4. Det kan konkluderes med at overensstemmelsen mellom metodene er relativt god.



Figur 8.3: Avvik i kryp grunnet egenvekt



Figur 8.4: Avvik i kryp grunnet egenvekt. Utsnitt av figur 8.3.

Avslutningsvis er det blitt sett på hvor mye *Moment pga. kryp* bidrar i det totale momentet, $MI + kryp$, se tabell 8.6.

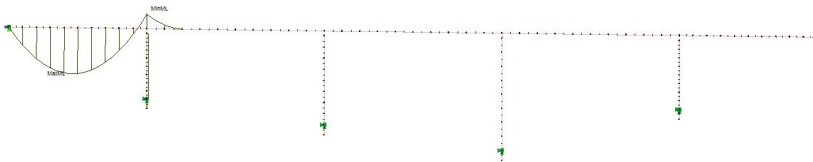
| Element i | Moment pga. kryp | $MI + kryp$ | $\left \frac{\text{Moment pga. kryp}}{MI + kryp} \right $ |
|-------------|---------------------|-------------|--|
| 151 | -285 | 5543 | 5.1% |
| 201 | -431 | -10032 | 4.3% |
| 251 | -520 | 7982 | 6.5% |
| 301 | -594 | -9864 | 6.0% |
| 351 | -533 | 7717 | 6.9% |
| 401 | -421 | -10499 | 4.0% |
| 451 | -1415 | 8239 | 17.2% |
| 501 | -2495 | -8752 | 28.5% |
| 551 | -1248 | 6559 | 19.0% |

Tabell 8.6: Kryp-momentets bidrag på det totale momentet fra egenvekt og kryp

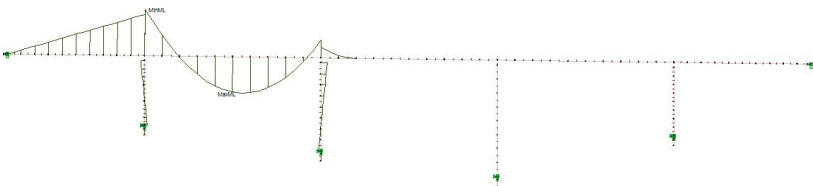
Moment-diagrammer for egenvekt inkl. kryp

I diagrammene under ser en bøyemoment forårsaket av egenvekt inkludert kryp over tid, se figur 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 og 8.10.

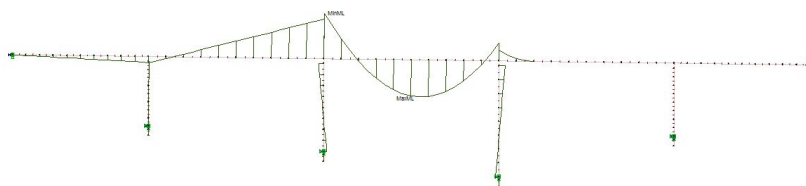
Det kommer tydelig frem at de største momentene i byggefase 1 oppstår ved ferdigstillelse av byggefase 1 og 2, se figur 8.5 og 8.6. Videre ser en at påvirkningen fra de resterende tre byggefasene er svært liten i forhold. Dette kommer også frem av tabell 8.3.



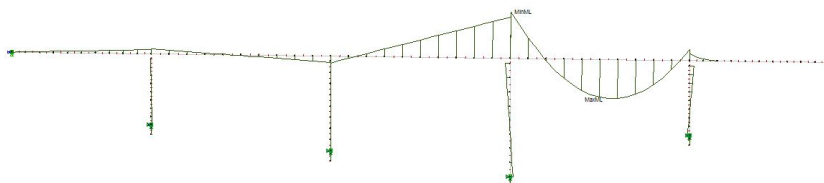
Figur 8.5: Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 1



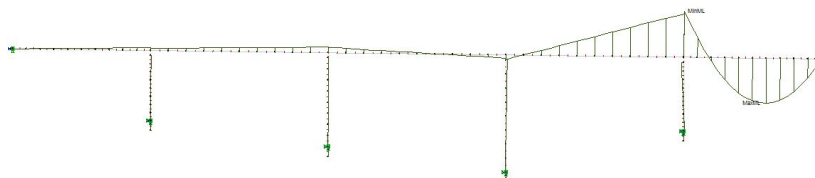
Figur 8.6: Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 2



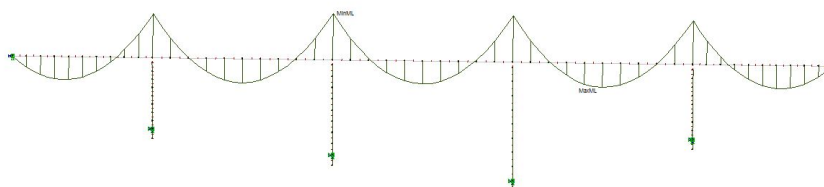
Figur 8.7: Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 3



Figur 8.8: Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 4



Figur 8.9: Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i byggefase 5



Figur 8.10: Moment-diagram grunnet egenvekt inkludert kryp i ferdig tilstand

8.4.2 Virkninger av kryp grunnet oppspenning

Tilsvarende metode er brukt for oppspenningskreftene, resultatene er vist i tabell 8.7, tabell 8.8 og tabell 8.9 og tabell 8.10.

| Element | Byggefase | | | | | <i>Sum, MI</i> |
|---------|-----------|-------|-------|-------|-------|----------------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 151 | -10363 | 1848 | -454 | 98 | -14 | -8885 |
| 201 | 5359 | 4077 | -977 | 272 | -85 | 8646 |
| 251 | | -9624 | 1249 | -312 | 70 | -8616 |
| 301 | | 5358 | 3982 | -949 | 188 | 8579 |
| 351 | | | -9692 | 1290 | -301 | -8703 |
| 401 | | | 5358 | 3971 | -924 | 8405 |
| 451 | | | | -9764 | 1220 | -8544 |
| 501 | | | | 5311 | 3586 | 8896 |
| 551 | | | | | -9125 | -9125 |

Tabell 8.7: M-verdier for oppspenningskrefter i de ulike byggefasetene beregnet av NovaFrame

| Element <i>i</i> | <i>MI</i> | <i>Moment pga. kryp</i> | <i>MI + kryp</i> |
|------------------|-----------|-------------------------|------------------|
| 151 | -8885 | 104 | -8781 |
| 201 | 8646 | 204 | 8850 |
| 251 | -8616 | 223 | -8392 |
| 301 | 8579 | 243 | 8822 |
| 351 | -8703 | 161 | -8542 |
| 401 | 8405 | 33 | 8438 |
| 451 | -8544 | 695 | -7849 |
| 501 | 8896 | 1403 | 10300 |
| 551 | -9125 | 702 | -8423 |

Tabell 8.8: M-verdier for oppspenning og kryp beregnet av NovaFrame

| Element i | MI | MII | M_{res} | $MI + kryp$ | Avvik |
|-------------|-------|-------|-----------|-------------|-------|
| 151 | -8885 | -8404 | -8540 | -8781 | 3% |
| 201 | 8646 | 9452 | 9224 | 8850 | 4% |
| 251 | -8616 | -7972 | -8154 | -8392 | 3% |
| 301 | 8579 | 9234 | 9049 | 8822 | 3% |
| 351 | -8703 | -8153 | -8309 | -8542 | 3% |
| 401 | 8405 | 8958 | 8801 | 8438 | 4% |
| 451 | -8544 | -7742 | -7969 | -7849 | 2% |
| 501 | 8896 | 9987 | 9679 | 10300 | 6% |
| 551 | -9125 | -8579 | -8734 | -8423 | 4% |

Tabell 8.9: Avvik i kryp grunnet oppspenningskrefter

En tilsvarende sammenlikning av resultatene fra NovaFrame og den forenklede metoden gir, som vist i tabell 8.9, meget god overenstemmelse, da avvikene varierer fra 2-6%.

Resultatene i tabell 8.9 er plottet i et diagram, se figur 8.11, tilsvarende som for egenvekt.



Figur 8.11: Avvik i kryp grunnet oppspenningskrefter

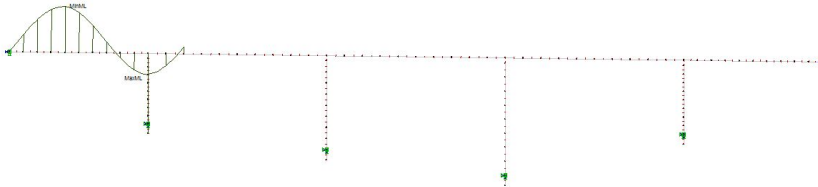
Avslutningsvis er det også her blitt sett på hvor mye *Moment pga. kryp* bidrar i det totale momentet, $MI + kryp$, se tabell 8.10.

| Element i | Moment pga. kryp | $MI + kryp$ | $\left \frac{\text{Moment pga. kryp}}{MI + kryp} \right $ |
|-------------|---------------------|-------------|--|
| 151 | 104 | -8885 | 1.2% |
| 201 | 204 | 8646 | 2.3% |
| 251 | 223 | -8616 | 2.7% |
| 301 | 243 | 8579 | 2.8% |
| 351 | 161 | -8703 | 1.9% |
| 401 | 33 | 8405 | 0.4% |
| 451 | 695 | -8544 | 8.9% |
| 501 | 1403 | 8896 | 13.6% |
| 551 | 702 | -9125 | 8.3% |

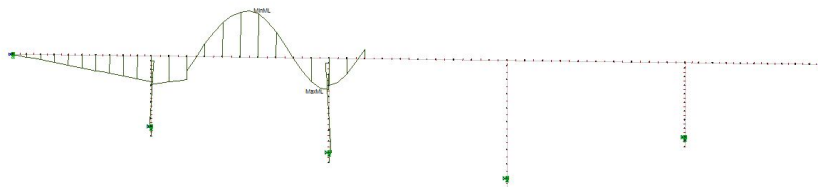
Tabell 8.10: Kryp-momentets bidrag på det totale momentet fra oppspenningskrefter og kryp

Moment-diagrammer for oppspenningskrefter inkl. kryp

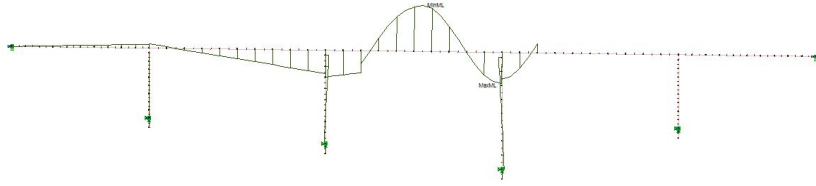
I diagrammene under ser en bøyemoment forårsaket av oppspenningskrefter inkludert kryp over tid, se figur 8.12, 8.13, 8.14, 8.15, 8.16 og 8.17.



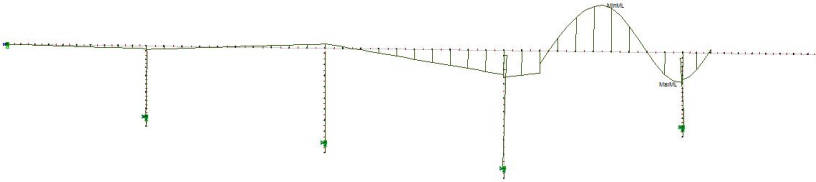
Figur 8.12: Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 1



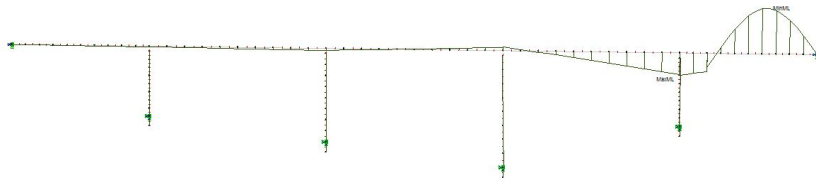
Figur 8.13: Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 2



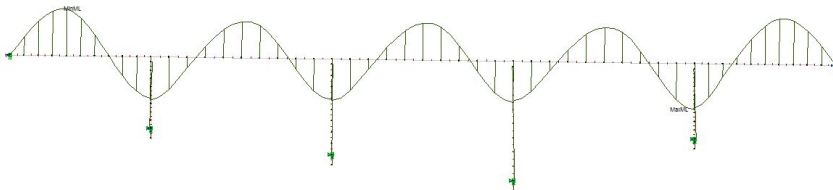
Figur 8.14: Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 3



Figur 8.15: Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 4



Figur 8.16: Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i byggefase 5



Figur 8.17: Moment-diagram grunnet oppspenning inkludert kryp i ferdig tilstand

Kapittel 9

Resultater

I dette kapitlet er de mest interessante resultatene fra dimensjoneringen i brudd- og bruksgrensetilstanden listet opp. Det er også gitt en oppsummering av verifikasjonen gjort av resultatene fra NovaFrame. Resultater fra beregning av påvirkning fra kryp finnes i kapittel 8.

9.1 Bruddgrensetilstanden

Moment

Tabellen under viser dimensjonerende bøyemoment om bruas tverretning og betongtrykksonens momentkapasitet, samt tverrsnittets utnyttelse og nødvendig slakkarmering i strekksonen, plassert i lengeretning. Dette er gjort for de to aktuelle snittene.

| Bøyemoment | M_{Ed} | M_{Rd} | Utnyttelse | Slakkarmering i strekksonen |
|-------------|-----------|-----------|------------|--------------------------------|
| I felt | 20117 kNm | 31228 kNm | 64 % | 17446mm ² |
| Over støtte | 19290 kNm | 35485 kNm | 54 % | 43986mm ² |

Skjær

Dimensjonerende skjærkraft med tilhørende aksialkraft, kapasitet med skjærarmering samt utnyttelse og senteravstand for bøyelene er oppgitt i tabellen under.

| $V_{Ed,full}$ | $N_{Ed,full}$ | V_{Rd} | Utnyttelse | Senteravstand |
|---------------|---------------|----------|------------|---------------|
| -5035 kN | -17368 kN | 5092 kN | 99 % | 200 mm |

Torsjonsmoment

Dimensjonerende krefter for torsjon er gitt i tabellen under.

| T_{Ed1} | $M_{Ed1,\tau}$ | $V_{Ed1,\tau}$ |
|-----------|----------------|----------------|
| 10552 kNm | 0 kNm | 3119 kN |

Tabellen under viser kapasiteter, utnyttelser og armeringsarealer, beregnet under dimensjonering mot største opptredende torsjonsmoment med tilhørende krefter. Dette er gjort for to forskjellige senteravstander mellom bøylearmeringen, gitt av vinkelen θ . Bøylearmering for skjær og torsjonsmoment er dimensjonert i form av enkle omsluttende bøyler av ϕ_{25} .

| | $\cot\theta = 2$ | $\cot\theta = 1$ |
|-------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| $T_{Rd,max}$ | 2989 kNm | 37328 kNm |
| $T_{Rd,max}$ | 36583 kNm | 45687 kNm |
| Utnyttelse for trykkbrudd | 0.44 | 0.35 |
| $T_{Rd,c}$ | 4744 kNm | 4744 kNm |
| Asw_{tot} med senteravstand | 7mm ² mm cc = 146mm | 13mm ² mm cc = 73mm |
| Asl_{tot} | 76316 mm ² | 38216 mm ² |
| As_{slakk} | 35330 mm ² | 35330 mm ² |
| Antall ekstra jern | | 10 ϕ_{25} |

hvor:

- $T_{Rd,max}$ er torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd.
- $T_{Rd,max}$ er øvre dimensjonerende kapasitet for skjær.
- $T_{Rd,c}$ er kapasitet for strekkbrudd.
- Asw_{tot} er nødvendig bøylearmeringsmengde beregnet for kombinasjon av skjærkrefter og torsjonsmoment per mm.

- $A_{sl_{tot}}$ er nødvendig slakkarmering i lengderetning.
- $A_{sl_{slakk}}$ er eksisterende minimumsarmering i lengderetning beregnet for bøyemoment.

Tverretning

Dimensjonerende skjærkraft ved innspenning av flens er gitt i tabellen under:

| Lasttype | Betegnelse | Faktor | Last i ULS |
|----------------------------------|----------------------|--------|-----------------------|
| Egenvekt | g_{Ed} | 1.2 | -29.5 kN/m |
| Last fra rekkverk | r_{Ed} | 1.2 | -3.6 kN/m |
| Last fra belegning | b_{belEd} | 1.2 | -11.8 kN/m |
| Vindlast | v_{Ed} | 1.2 | -8.9 kN/m |
| Punktlast nr.1 (LM1) | $v_{\gamma.max1.Ed}$ | 1.35 | -310.6 kN/m |
| Punktlast nr.2 (LM1) | $v_{\gamma.max2.Ed}$ | 1.35 | -138.1 kN/m |
| Jevnt fordelt trafikklaster(LM1) | p'_{Ed} | 1.35 | -21.9 kN/m |
| Dimensjonerende last i ULS | V_{Ed} | | -524.3 kN/m |

Areal av skjærarmering er per meter flens i bruas lengderetning lik $A_{sw} = 2A_{20}$, og plasseres med senteravstand på 200 mm i bruas tverretning. Skjærkraftkapasiteten til tverrsnittet med beregnet skjærarmeringsmengde blir da:

$$V_{Rd} = 539 \text{ kN}$$

som tilsier en utnyttelse på 97%.

Dimensjonerende moment $M_{Ed.mx}$ ved innspenning av flensen er vist i tabellen under.

| Lasttype | Betegnelse | Faktor | Moment i ULS |
|------------------------------------|--------------|--------|------------------------|
| Egenvekt | M_{gEd} | 1.2 | -48.3 kNm/m |
| Rekkverk | M_{rEd} | 1.2 | -11.8 kNm/m |
| Belegning | M_{belEd} | 1.2 | -19.3 kNm/m |
| Vind | M_{vEd} | 1.2 | -14.5 kNm/m |
| Punktlast (LM1) | $M_{m.x.Ed}$ | 1.35 | -481.8 kNm/m |
| Jevnt fordelt trafikklaster (LM1) | $M_{p'.Ed}$ | 1.35 | -35.8 kNm/m |
| Dimensjonerende moment m_x i ULS | $M_{Ed.mx}$ | | -611.5 kNm/m |

Dimensjonerende moment om bruas tverretning er kun et resultat av punktlastene:

$$M_{Ed.my} = 123 \text{ kNm/m}$$

Nødvendig armeringsmengde per meter og tilhørende senteravstander for moment $M_{Ed.mx}$ er:

| Plassering | Antall jern | Senteravstand |
|-------------|-------------|---------------|
| I overkant | 20 | 51 mm |
| i underkant | 1 | 1113 mm |

Nødvendig armeringsmengde og tilhørende senteravstander for moment $M_{Ed.my}$

| Plassering | Antall jern | Senteravstand |
|-------------|-------------|---------------|
| I overkant | 43stk | 75 mm |
| I underkant | 5stk | 790 mm |

Søyle

Minimumsarmering er dimensjonerende for lengdearmeringen i søylene, og plasseres symmetrisk i tverrsnittet. Dimensjonerende krefter og nødvendig armering er gitt i tabellen under.

| | | |
|------------------------------|---------------|----------------------|
| Dimensjonerende aksialkraft | N_{Ed} | -9424 kN |
| Tilhørende bøyemoment i topp | $M_{Ed.topp}$ | -913 kNm |
| Tilhørende bøyemoment i bunn | $M_{Ed.bunn}$ | 861 kNm |
| Minimumsarmering | $A_{s.min}$ | 9213 mm ² |
| Antall jern ϕ_{20} | n | 30 |

9.2 Bruksgrensetilstanden

Dimensjonerende laster

I dette avsnittet er de dimensjonerende lastene beregnet av NovaFrame som er benyttet i dimensjoneringen presentert.

Lengderetning

For karakteristisk kombinasjon er det lastkombinasjon 2020 som er dimensjonerende, hvor trafikklast er dominerende og vindlast er inkludert.

| | |
|------------------------|-------------------|
| I felt | |
| Bøyemoment | 9539 <i>kNm</i> |
| Tilhørende aksialkraft | -19402 <i>kNm</i> |
| Over støtte | |
| Bøyemoment | -10768 <i>kNm</i> |
| Tilhørende aksialkraft | -19290 <i>kNm</i> |

For karakteristisk kombinasjon er det lastkombinasjon 2020 som er dimensjonerende, hvor trafikklast er dominerende og vindlast er inkludert.

| | |
|------------------------|-------------------|
| I felt | |
| Bøyemoment | 4591 <i>kNm</i> |
| Tilhørende aksialkraft | -19279 <i>kNm</i> |
| Over støtte | |
| Bøyemoment | -9174 <i>kNm</i> |
| Tilhørende aksialkraft | -19414 <i>kNm</i> |

For tilnærmet kombinasjon er det lastkombinasjon 2040 som er dimensjonerende. Det er kun permanente laster og trafikklast som er inkludert.

| | |
|------------------------|-------------------|
| I felt | |
| Bøyemoment | 4252 <i>kNm</i> |
| Tilhørende aksialkraft | -19410 <i>kNm</i> |
| Over støtte | |
| Bøyemoment | -8644 <i>kNm</i> |
| Tilhørende aksialkraft | -19273 <i>kNm</i> |

Tverretningen

Dimensjonerende bøyemoment ved innfestning av flens er beregnet til:

$$M_{Ed} = 450 \text{ kNm}$$

Bøyemomentet er beregnet på bakgrunn av laster som virker på flens, se vedlegg E.2.

Spenningsberegning

Lengderetningen

| Karakteristisk kombinasjon | | |
|---------------------------------|------------------------|------------------------------------|
| I felt | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | 4.3 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -7.4 MPa | $0.6f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ |
| Over støtte | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | -10.9 MPa | $-0.6f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | 2.6 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |
| Ofte forekommende kombinasjon | | |
| I felt | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | 0.6 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -5.0 MPa | $0.60f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ |
| Over støtte | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | 4.2 MPa | $-0.60f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -7.2 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |
| Tilnærmet permanent kombinasjon | | |
| I felt | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | 0.4 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -4.8 MPa | $0.45f_{ck} = -20.25 \text{ MPa}$ |
| Over støtte | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
| $\sigma_{c,uk}$ | 3.9 MPa | $-0.45f_{ck} = -20.25 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | -7.0 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |

Tverretning

| Ved innfestning til flens | Opptredende spenninger | Krav ihht. NS-EN 1992 |
|---------------------------|------------------------|-------------------------------|
| $\sigma_{c,uk}$ | -21.5 MPa | $0.6f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ |
| $\sigma_{c,ok}$ | 21.5 MPa | $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ |

Rissviddeberegning

For karakteristisk kombinasjon vil det oppstå riss, da $\sigma_{c,uk} > f_{ctm}$. Tilsvarende gjelder for overkant flens i tverretningen, da $\sigma_{c,ok} > f_{ctm}$, se tabellen presentert ovenfor. Tverr-

snittene er derfor beregnet for opprisset tilstand, og opptredende rissvidder er presentert i tabellen under.

| | Rissvidde | Krav ihht. NS-EN 1992 |
|---------------|-----------|-----------------------|
| Lengderetning | 0.2 mm | 0.39 mm |
| Tverretning | 0.7 mm | 0.39 mm |

Nødvendig armeringsmengde i tverretningen for å oppnå rissviddekrav, $w_{max} < 0.39mm$ ihht. NS-EN 1992 er, $A_s = 10200 mm^2$.

Beliggenheten av spennarmeringen er kontrollert, ihht. krav i NS-EN 1992, pkt. NA.7.3.1.

| Trykkavlastning | Beliggenhet av A_p | Krav ihht. EC2 |
|-----------------|----------------------|----------------|
| I felt | 160 mm | 163 mm |
| Over støtte | 200 mm | 793 mm |

9.3 Verifikasjon av resultater fra NovaFrame

| Annet arealmoment | | |
|-------------------|-----------------------|-----------------------|
| | I_x | I_y |
| NovaFrame | $9,29 \times 10^{11}$ | $3,43 \times 10^{13}$ |
| Håndberegning | $9,93 \times 10^{11}$ | $3,50 \times 10^{13}$ |
| Avvik | 6 % | 2 % |

| Egenvekt | | | | |
|---------------|-------|-------|-------|-------|
| Akse nr. | 2 | 3 | 4 | 5 |
| NovaFrame | 10568 | 11608 | 1144 | 10579 |
| Håndberegning | 10892 | 11455 | 11473 | 10860 |
| Avvik | 3.00% | 1.00% | 0.30% | 2.60% |

Kapittel 9. Resultater

| Spennkrafttap | |
|---------------|--------------------|
| | ΔP_{c+s+r} |
| NovaFrame | 14.25% |
| Håndberegning | 13.88% |
| Avvik | 0.37% |

| Temperaturlast | | |
|----------------|------------|------------|
| | Oppvarming | Nedkjøling |
| NovaFrame | 172.8kNm | 64.5kNm |
| Håndberegning | 172.8kNm | 64.5kNm |
| Avvik | 0.0% | 0.0% |

| Trafikklast | | |
|---------------|------------------------|----------------------|
| | Maksimalt støttemoment | Maksimalt feltmoment |
| NovaFrame | 2607kNm | 3390kNm |
| Håndberegning | 2567kNm | 2920kNm |
| Avvik | 1.6% | 14.0% |

Kapittel 10

Diskusjon

I denne oppgaven er beregningene gjort for et gitt tverrsnitt med bestemt mengde spennarmering. Tverrsnitt, armeringens mengde- og plassering er angitt i anbudstegningene for prosjekteringen av Karlsplassen bru. Da det ikke er gitt informasjon om bestemt slakkarmeringen for den allerede støpte brua, i form av tegninger eller beregninger, kan beregningene gjort i denne oppgaven ikke sammenlignes med tidligere resultater.

Informasjonen som er gitt om opprinnelige beregninger er at brua er dimensjonert ihht. Statens vegvesens lastforskrifter i Håndbok 185 (2009), noe som tilsier at andre krav til dimensjonering og andre laststørrelser kan være benyttet under den opprinnelige dimensjoneringen. Resultatene fra beregningene blitt kommentert i forhold til hva som anses som interessant og avvikende fra normal praksis.

Resultater angående påvirkning fra kryp på dimensjonerende laster er kommentert i kapittel 8.

10.1 Bruddgrensetilstanden

Minimumsarmering i lengderetning

I bruddgrensetilstanden er brua i dimensjonerende snitt lite utnyttet for moment om bruas tverretning. Grunnen til dette er en stor spennarmeringsmengde og plasseringen av spennarmeringen. I disse snittene er det ikke nødvendig med slakkarmering i trykksonen.

Brua må likevel ha minimumsarmering i både over- og underkant av tverrsnittet, da det ligger en sikkerhet i bruk av minimumsarmering. Spennarmeringen ligger med en varierende avstand inn i tverrsnittet, slik at omhylningskurven for moment i områdene mellom største moment i felt og over støtte, vil gi et område hvor det er moment i både over- og underkant. Her ligger spennarmeringen tilnærmet midt i tverrsnittet og det vil derfor

være nødvendig med minimumsarmering for å unngå riss. Sikkerheten man oppnår gjennom bruk av krav til minimumsarmering gir frihet til å kun dimensjonere for et begrenset antall snitt langs brubanen.

Til tross for den lite utnyttede kapasiteten for moment i bruddgrense vil kravene til konstruksjonen i bruksgrensen kunne være dimensjonerende.

Dimensjonering av flensene

Dimensjoneringen av nødvendig armeringsmengde i flens ble utført ved å betrakte brua i tverretningen. Armeringsmengden i den gitte flensdimensjonen ble overraskende stor da man fikk behov for både skjærarmering og armering i trykksonen. Det må også nevnes at armeringen ligger for tett da det i overkant armeres med et rutenett med senteravstander på 51 mm og 75mm i de to retningene, som i praksis ikke kan utføres når det etter krav fra håndboken må være åpninger på 100mm for å utføre vibrering av betongen. Senteravstandene vil også føre til problemer under utstøpingen. Ved legging av rutenett er det normalt å ikke armere tettere enn med avstander på minimum 100mm x 100mm. Flensen er altså for tynn og lang til å oppta de dimensjonerende lastene etter hva som ansees som vanlig armeringspraksis for konstruksjonsdelen.

I denne oppgaven er armeringen i det gitte tverrsnittet beregnet etter håndbok 185 fra 2011, hvor det henvises til NS-EN 1991-2 når det gjelder trafikklast på kjørebane. Dimensjonerende krefter fra lastkombinasjon i NovaFrame gir trafikklast fra LM1 som dominerende. Punktlasten fra denne lastmodellern er markant større enn lasttype V2 fra Håndbok 185 (2009), kap 3. Ihht veileder ved Statens vegvesen ble brua opprinnelig opprinnelig dimensjonert for denne lastforskriften.

Lasttype V2 består av en aksiallast på 260 kN fordelt på to hjullaster på 130kN, med senteravstand 2,0 m. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0.2 m i kjøreretning og 0,6 m på tvers av denne. Om man definerer opptredende dimensjonerende laster med denne lasttypen for trafikklast og benytter samme beregningsmetode som for dimensjonering av flensen (Se vedlegg D.2 for metode), vil man finne at de opptredende lastene er redusert med over 50%. Dette kommer av en økt trafikklast ved bruk av gjeldende krav i Eurocoden. For dette overslaget er verken anleggsflaten for punktlasten eller avstanden inbyrdes forandret fra tilsvarende mål i LM1. Likevel er forskjellen i dimensjonerende laster grunnen til den overraskende store armeringsmengden i flensene.

Dette er en forklaring på hvorfor dimensjonen på flensen i våre beregninger ansees som utilstrekkelig for å oppta de dimensjonerende kreftene.

Løsning for denne brua med et gitt tverrsnitt vil da være å enten bunte jernene på 20mm i diameter sammen to og to i horisontal retning eller øke størrelsen på armeringsjern. Den desidert beste løsningen vil være å øke dimensjonen på flensen.

10.2 Bruksgrensetilstanden

Spenningsberegninger i bruksgrensetilstanden

Beregningene som er utført i denne oppgaven er, som nevnt, gjort på grunnlag av den spennarmeringsmengden og tverrsnitt som er angitt på anbudstegningene. Spennarmeringsmengden er ikke optimalisert, noe som kommer til uttrykk når en ser på begge grensetilstandene, hvor strekk- og trykkspenningene er overholdt kravene i NS-EN 1992 med god margin.

Det er spesielt ett resultat som indikerer at spennarmeringsmengden er overestimert. Spenningsberegningene for tilnærmet permanent lastkombinasjon over støtte viser at det er trykkspenninger i overkant av tverrsnittet, der det normalt forventes strekkspenninger, og strekkspenninger i underkant. Hovedårsaken til at dette er at primær- og tvangskreftene fra spennarmeringen, som gir oppadrettede krefter, danner et større bøyemoment enn de nedadrettede kreftene. Dette gir strekk i underkant og trykk i overkant av tverrsnittet. Ihht. kravene i NS-EN 1992, resulterer dette i at det vil risse i underkant, og tverrsnittet skal regnes som opprisset, da:

$$\sigma_{uk} > f_{ctm}$$

Dette er ikke blitt gjort i denne beregningen.

Tiltak for å unngå at spenningsfordelingen er motsatt av forventet, vil være å redusere spennarmeringsmengden eller å plassere spennkablene lenger inn i tverrsnittet. Ved å redusere spennarmeringsmengden, vil en få problemer med å overholde kravet ihht. NS-EN 1992 om at spennarmeringen skal ligge i trykksonen. Det vil derfor være en bedre løsning å legge spennkablene lenger inn. Som kjent er det fordelaktig å plassere spennkablene i forhold til nøytralaksen med en mulig verdi for indre arm e , slik at de skal ha størst mulig effekt. I dette tilfellet, hvor det er god kapasitet, vil ikke en endring i plasseringen gi noen konsekvenser.

Krav til spennarmering i trykksonen

Som nevnt i kapittel 7.3, er det i NS-EN 1992 gitt spesielle krav for ofte forekommende kombinasjon. Dette gjelder ikke rissviddekrav direkte, men omhandler plassering av spennarmeringen, som innebærer at spennarmeringen skal plasseres med en avstand c_{dev} inn i trykksonen av tverrsnittet.

For ofte forekommende kombinasjon vil spenningsfordelingen over støtte være slik som for tilnærmet permanent last. Det vil også i dette tilfellet risse i underkant, og en skulle ha beregnet tverrsnittet som opprisset, noe som ikke er prioritert i denne oppgaven. Da det oppstår trykkspenninger i overkant, oppfylles kravet om plassering av spennarmeringen med god margin, da spennkablene er plassert 200 mm fra overkant av tverrsnittet. Ved å beregne tverrsnittet som opprisset vil nøytralaksen naturligvis flyttes. Derfor bør en fullstendig beregning innebære at en tar høyde for at tverrsnittet er opprisset.

I feltmidte er spennkablene plassert med en avstand 22mm inn i trykksonen. Kravet ihht. NS-EN 1992, er at spennarmeringen må plasseres med en avstand lik $c_{dev} = 25mm$ inn i trykksonen. I Nasjonalt tillegg, pkt. NA 4.4.1.3, fastsettes verdien for delta c_{dev} slik:

- Største tillatte negative avvik Δc_{dev} settes lik 10 mm. Det kan velges større verdier.
- Største tillatte negative avvik Δc_{dev} kan reduseres til 5 mm dersom utførelsen er underlagt et kvalitetssikringssystem eller nøyaktige måleverdier benyttes.

Kravet om trykkavlastning er relativt nytt, og det er uenighet i bransjen om hvorvidt det er det strengeste kravet, $c_{dev} = 25mm$, eller c_{dev} ihht. Nasjonalt tillegg som skal benyttes. I dette tilfellet mangler det 3 mm for å oppfylle kravet, $c_{dev} = 25mm$, og en må derfor øke trykksonehøyden for å overholde det strengeste kravet.

Et viktig tiltak for å øke trykksonehøyden vil være å øke mengden spennarmering, slik at bøyemomentet M_{Ed} som virker i tverrsnittet reduseres og trykkrefter N_{Ed} fra spennarmeringen økes [6]. Dette er ikke gjort i denne oppgaven.

10.3 Verifikasjon av resultater fra NovaFrame

Analyseprogrammet NovaFrame danner grunnlaget for dimensjoneringen av brua, da dimensjonerende laster og lastkombinasjoner hentes fra programmet. NovaFrame er et komplekst analyseprogram, hvor en rekke input-parametere skal angis. Disse må angis på riktig form i henhold til hvordan programmet utfører beregninger. Dette for å unngå misvisende resultater.

Bruk av programvare under dimensjonering vil altså være risikabelt om en ikke stiller seg kritisk til resultatene. Feil bruk av programmet kan få fatale følger, både med tanke på økonomi og sikkerhet. Derfor er vår bruk av NovaFrame verifisert gjennom et utvalg kontroller av resultater fra programmet.

Gjennomgående for alle kontrollene er at avvikene er av beskjeden størrelse da de ikke i noen tilfeller overstiger 6%. Altså kan en være sikker på at brua er dimensjonert for korrekte dimensjonerende krefter.

Referanser

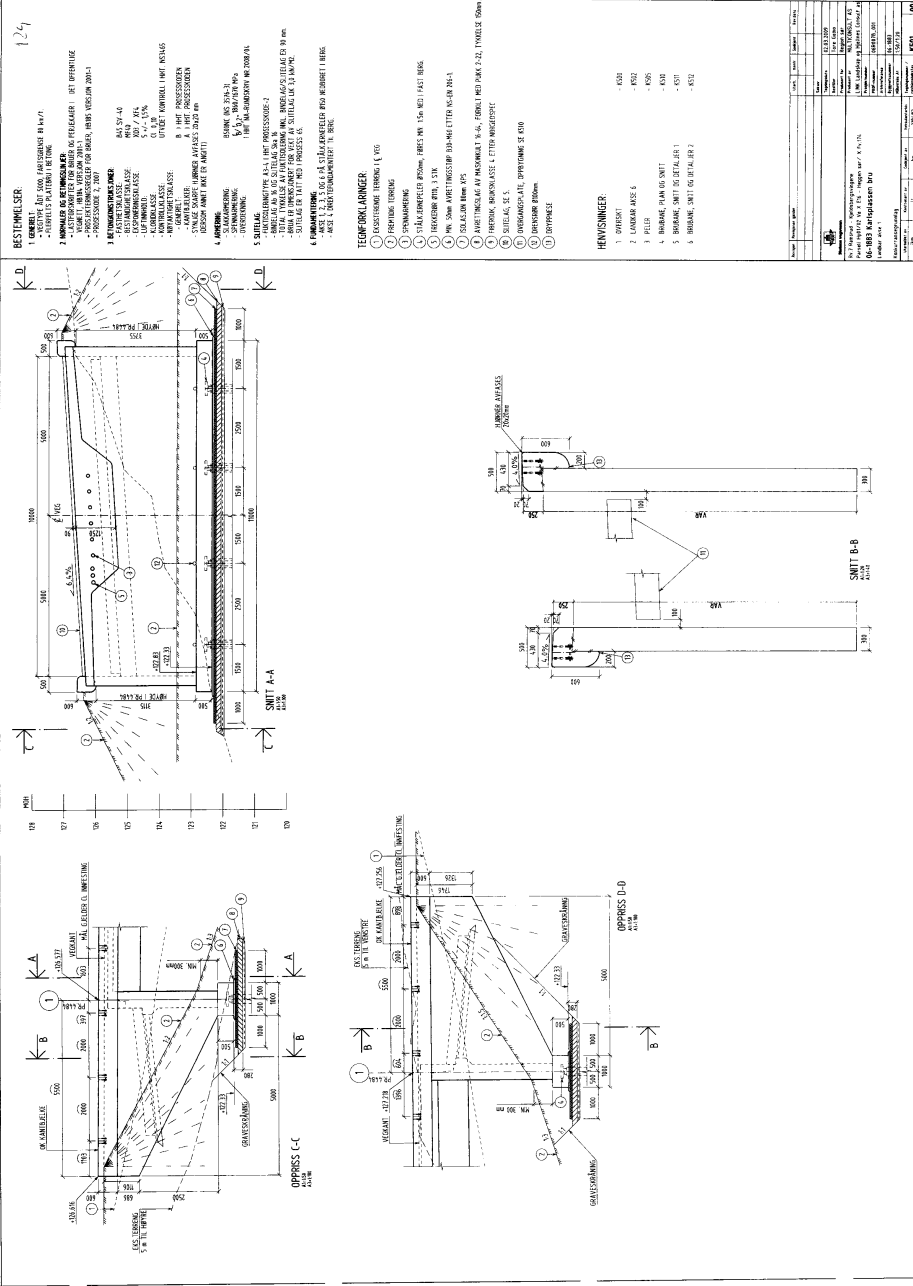
- [1] Statens Vegvesen. *Rv. 7 Ramsrud - Kjeldsbergsvingene*. Statens Vegvesen, 2011.
- [2] S. Fergestad H. Johansen, Aas Jakobsen AS. *4 - Bruplanlegging*. Aas Jakobsen AS og Vegdirektoratet.
- [3] Wai-Fah Chen og Lian Duan. *Bridge Engineering - Construction and Maintenance*. CRC Press, 2003.
- [4] Wikipedia. Betong. <http://no.wikipedia.org/wiki/betong>. Hentet 19.02.2014.
- [5] *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2008.
- [6] S. I. Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. Tapir Akademisk Forlag, 2009.
- [7] Per Kr. Larsen. *Konstruksjonsteknikk. Laster og bæresystem*. Tapir Akademiske Forlag, 2008.
- [8] Statens Vegvesen. *Håndbok nr. 185 - Bruprosjektering*. Statens Vegvesen, 2009.
- [9] Wikipedia. ÅDT. <http://no.wikipedia.org/wiki/%C3%85rsd%C3%B8gntrafikk>. Hentet 05.02.2014.
- [10] Statens Vegvesen. *Håndbok nr. 268 - Brurekkverk*. Statens Vegvesen, 2009.
- [11] *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer*. Standard Norge, 2010.
- [12] Statens Vegvesen. *Håndbok nr. 185 - Bruprosjektering*. Statens Vegvesen, 2011.
- [13] Prof. Terje Kanstad. *EVU-kurs: Prosjektering av bruer*. Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, 2013.
- [14] Vegdirektoratet H. Johansen. *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. NTNU: KT6003 Prosjektering av bruer 1, 2013.
- [15] Österreichisches Institut Für Bautechnik. *European Technical Approval, ETA-09/0286*. BBR, 2009.

- [16] Wikipedia. ASCII. <http://no.wikipedia.org/wiki/ASCII>. Hentet 24.05.2014.
- [17] Knut Aas-Jakobsen. *6 - Analyse av bruer*. Aas Jakobsen AS og Vegdirektoratet.
- [18] Aas Jakobsen AS. *NovaFrame User's Guide version 5*. Aas Jakobsen AS, 2011.
- [19] J. Johannessen. *Tekniske tabeller 2. utgave*. Cappelen Forlag, 2009.
- [20] A. H. Clausen og P. Kr. Larsen A. Aaberg. *Profiler og formler, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU*. Tapir Akademiske Forlag, 2003.
- [21] *NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, Endringsblad Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2010.
- [22] Norsk Betongforening's Bokkomité. *Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster*. Norsk Betongforening's Publikasjon, nr 6, 1978.
- [23] A. Pucher. *Influence Surfaces og Elastic Plates. 3. Aufl.* Springer-Verlag, 1964.
- [24] *NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2008.
- [25] A. M. Neville and W. Dilger. *Creep of Concrete: Plain, Reinforced, and Prestressed*. North-Holland Publishing Company, 1970.

Vedlegg A

Dimensjoneringsgrunnlag

A.1 Anbudstegninger



124

BESTEMMELSER:

1. KONKRET:
 - BETONG
 - BETONG PÅ STÅLRETT
 - BETONG PÅ STÅLRETT I RØR
2. RÅSTENNING:
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT I RØR
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT I RØR
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT I RØR
3. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
4. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
5. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
6. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL

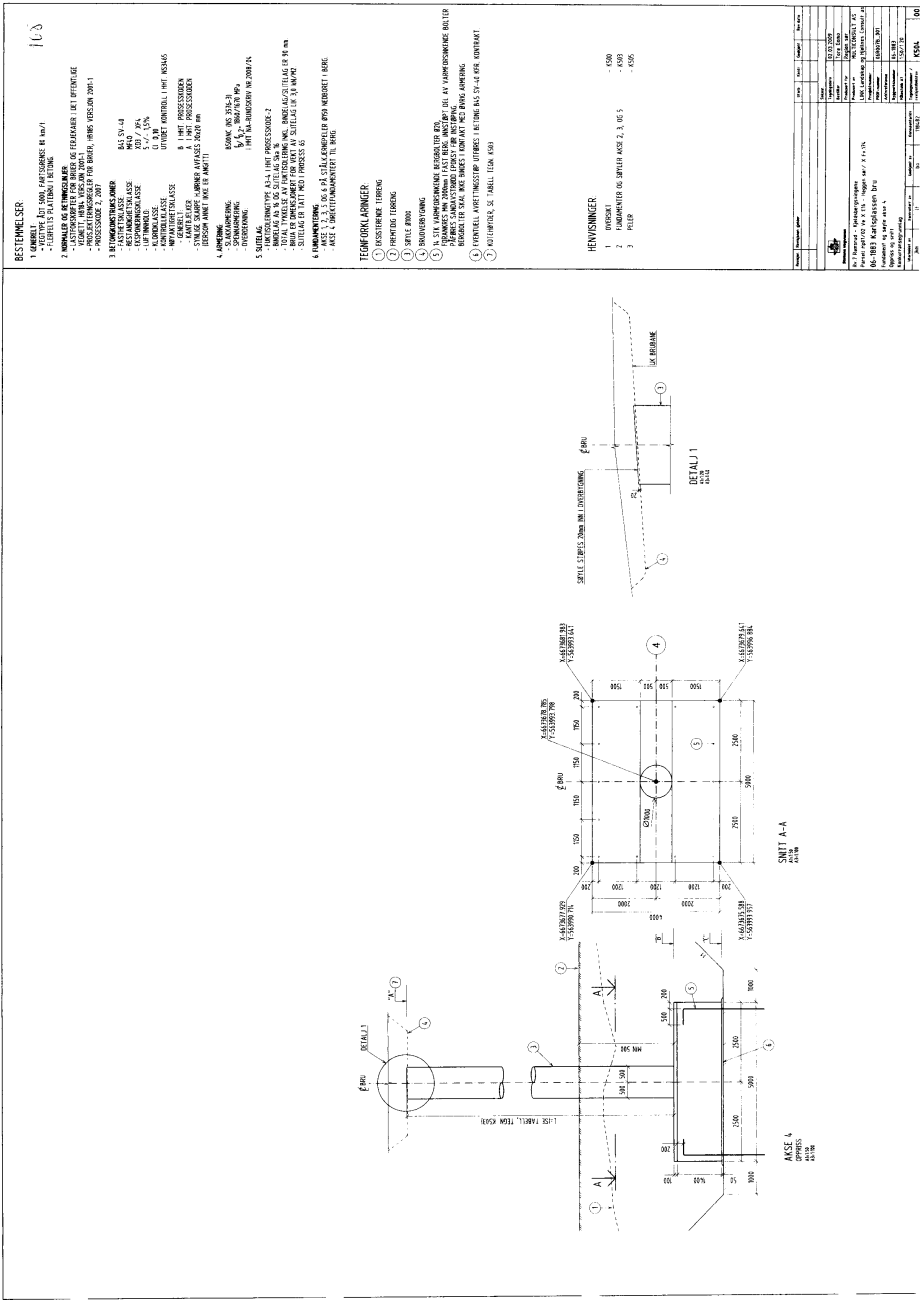
TEKNIKERBEMERKNINGER:

1. KONKRET:
 - BETONG
 - BETONG PÅ STÅLRETT
 - BETONG PÅ STÅLRETT I RØR
2. RÅSTENNING:
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT I RØR
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT I RØR
3. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
4. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
5. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
6. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL

REMARKER:

1. KONKRET:
 - BETONG
 - BETONG PÅ STÅLRETT
 - BETONG PÅ STÅLRETT I RØR
2. RÅSTENNING:
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT I RØR
 - RÅSTENNING PÅ STÅLRETT I RØR
3. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
4. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
5. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
6. RÅSTENNINGSPÅL:
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL
 - RÅSTENNINGSPÅL

| NO | REVISION | AV | TE | DR | DATE | REMARKER |
|----|----------|----|----|----|------|----------|
| 1 | | | | | | |
| 2 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |
| 6 | | | | | | |
| 7 | | | | | | |
| 8 | | | | | | |
| 9 | | | | | | |
| 10 | | | | | | |



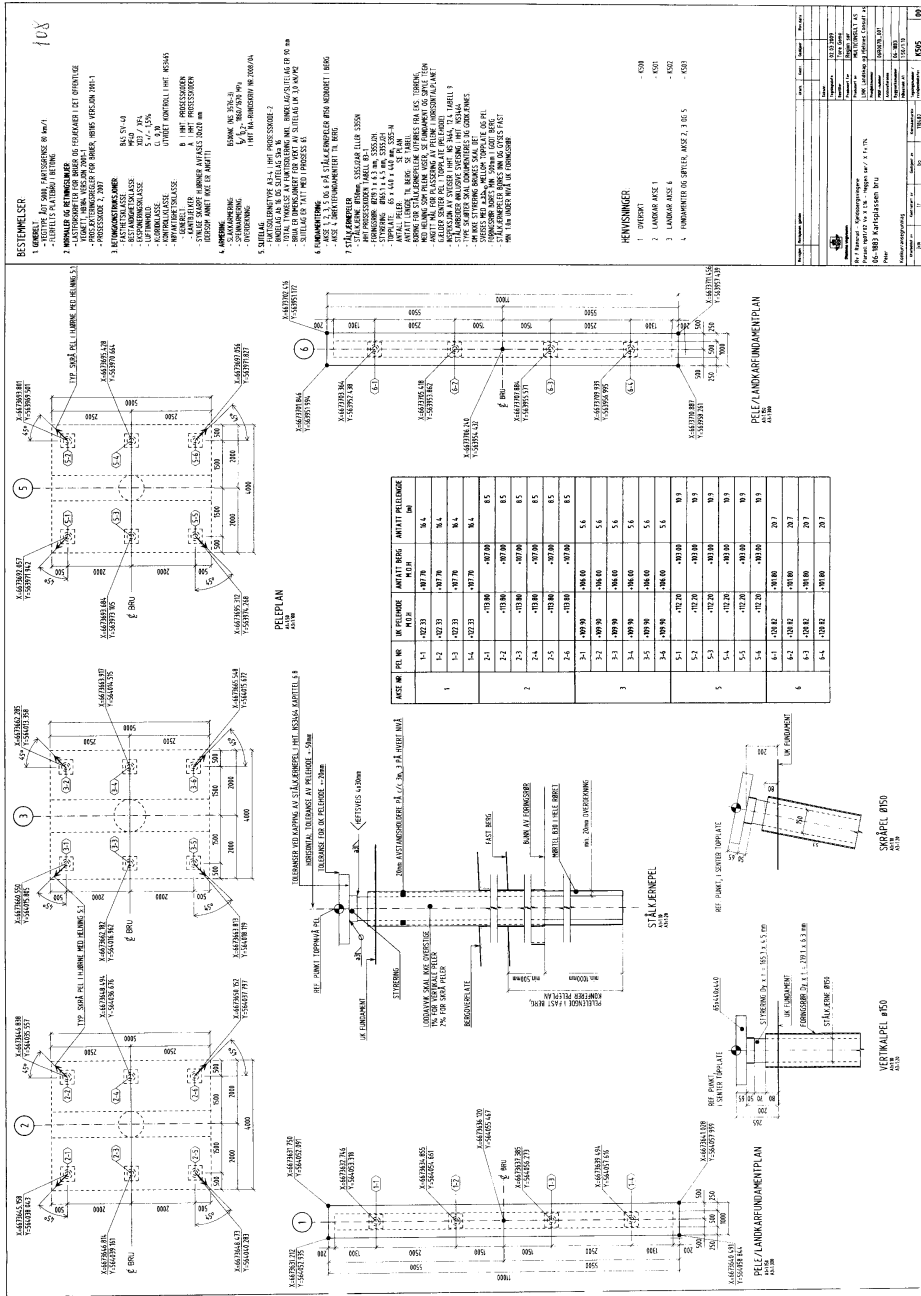
- BESTEMMELSER**
1. GEMÅLT
 2. VEDTÆTTE EFT. 1000 ÅRSPÅRINGSREDE HURT
 3. VEDTÆTTE EFT. 1000 ÅRSPÅRINGSREDE HURT
 4. VEDTÆTTE EFT. 1000 ÅRSPÅRINGSREDE HURT
 5. VEDTÆTTE EFT. 1000 ÅRSPÅRINGSREDE HURT
 6. VEDTÆTTE EFT. 1000 ÅRSPÅRINGSREDE HURT
 7. VEDTÆTTE EFT. 1000 ÅRSPÅRINGSREDE HURT

- TEKNIKKORREKTURER**
1. KONTROLLERE TILBAGE
 2. KONTROLLERE TILBAGE
 3. KONTROLLERE TILBAGE
 4. KONTROLLERE TILBAGE
 5. KONTROLLERE TILBAGE
 6. KONTROLLERE TILBAGE
 7. KONTROLLERE TILBAGE

- REVISIONER**
1. REVISION
 2. REVISION
 3. REVISION

| Revisionsnr. | Revisjonen | Dato | Revisjonsleder | Revisjonsleder |
|--------------|------------|------|----------------|----------------|
| 1 | Revisjon | | | |
| 2 | Revisjon | | | |
| 3 | Revisjon | | | |

| Prosjekt | Oppgave | Dokumentnr. | Revisjonsnr. | Revisjonsdato |
|----------|---------|-------------|--------------|---------------|
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

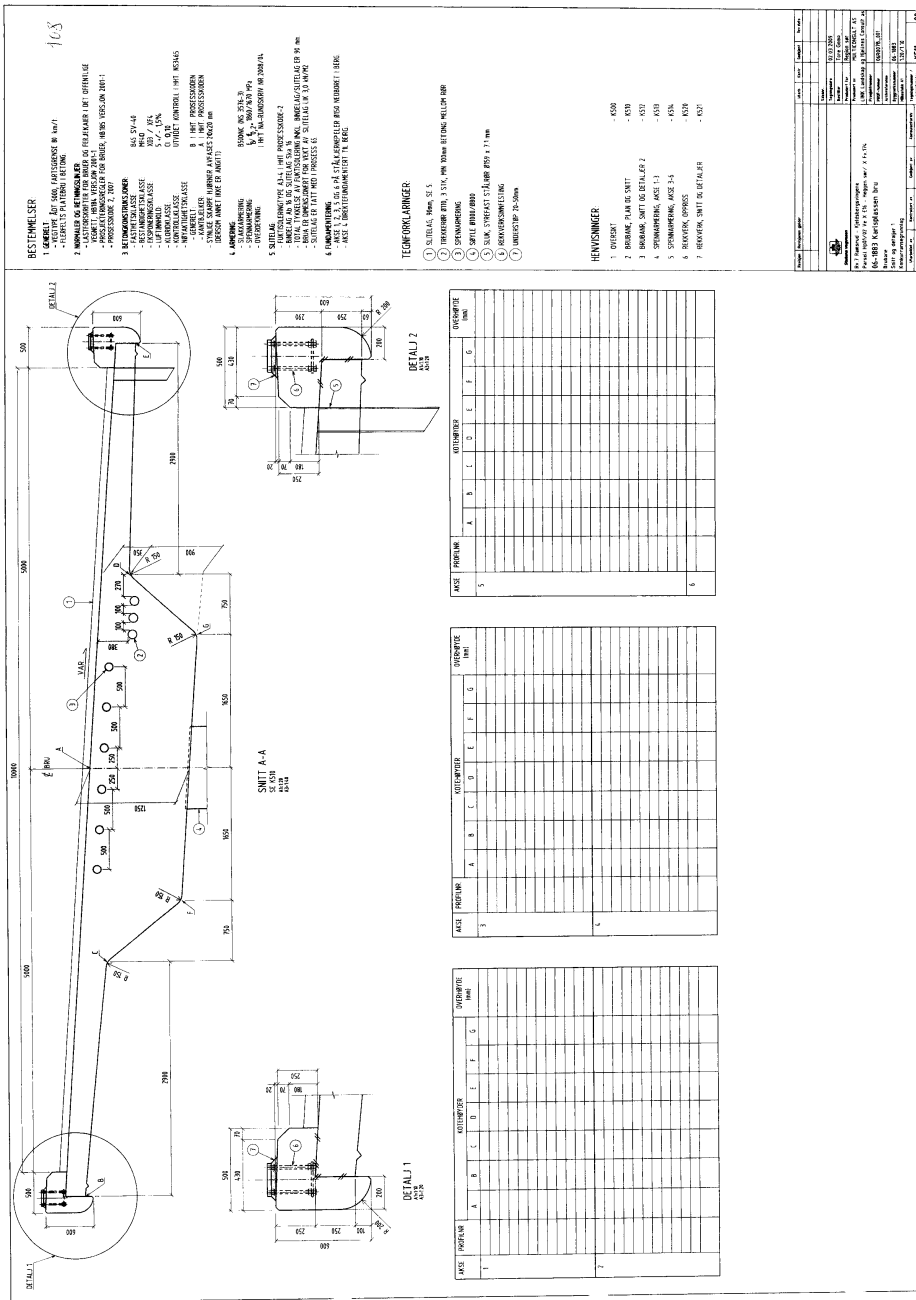


BESTEMMELSER

1. GEMÄSS DEN ANFORDERUNGEN IN DEN ANFORDERUNGEN ZUR AUSFÜHRUNG DER ARBEITEN.
2. VERWENDE DIE ANFORDERUNGEN IN DEN ANFORDERUNGEN ZUR AUSFÜHRUNG DER ARBEITEN.
3. VERWENDE DIE ANFORDERUNGEN IN DEN ANFORDERUNGEN ZUR AUSFÜHRUNG DER ARBEITEN.
4. VERWENDE DIE ANFORDERUNGEN IN DEN ANFORDERUNGEN ZUR AUSFÜHRUNG DER ARBEITEN.
5. VERWENDE DIE ANFORDERUNGEN IN DEN ANFORDERUNGEN ZUR AUSFÜHRUNG DER ARBEITEN.

VERMÄSSLINGS

1. VERMÄSSLINGS
2. VERMÄSSLINGS
3. VERMÄSSLINGS
4. VERMÄSSLINGS



BESTEMMELSER

1. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
2. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
3. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
4. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
5. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
6. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
7. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
8. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
9. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I
10. HVERT AF DE SEKS PÅRBEJDEDE ER EN I

TEGNINGSÅRINGER

1. SÆTTET, HAN, SE 5
2. SÆTTET, HAN, SE 5
3. SÆTTET, HAN, SE 5
4. SÆTTET, HAN, SE 5
5. SÆTTET, HAN, SE 5
6. SÆTTET, HAN, SE 5
7. SÆTTET, HAN, SE 5
8. SÆTTET, HAN, SE 5
9. SÆTTET, HAN, SE 5
10. SÆTTET, HAN, SE 5

HENVISNINGER

1. HENVISNING
2. HENVISNING
3. HENVISNING
4. HENVISNING
5. HENVISNING
6. HENVISNING
7. HENVISNING
8. HENVISNING
9. HENVISNING
10. HENVISNING

| AKSE | PROJEKT | UDRAG | BLAD | BLADNR. | BLADTÆLNING | BLADTÆLNING | BLADTÆLNING | BLADTÆLNING | BLADTÆLNING | BLADTÆLNING |
|------|---------|-------|------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |

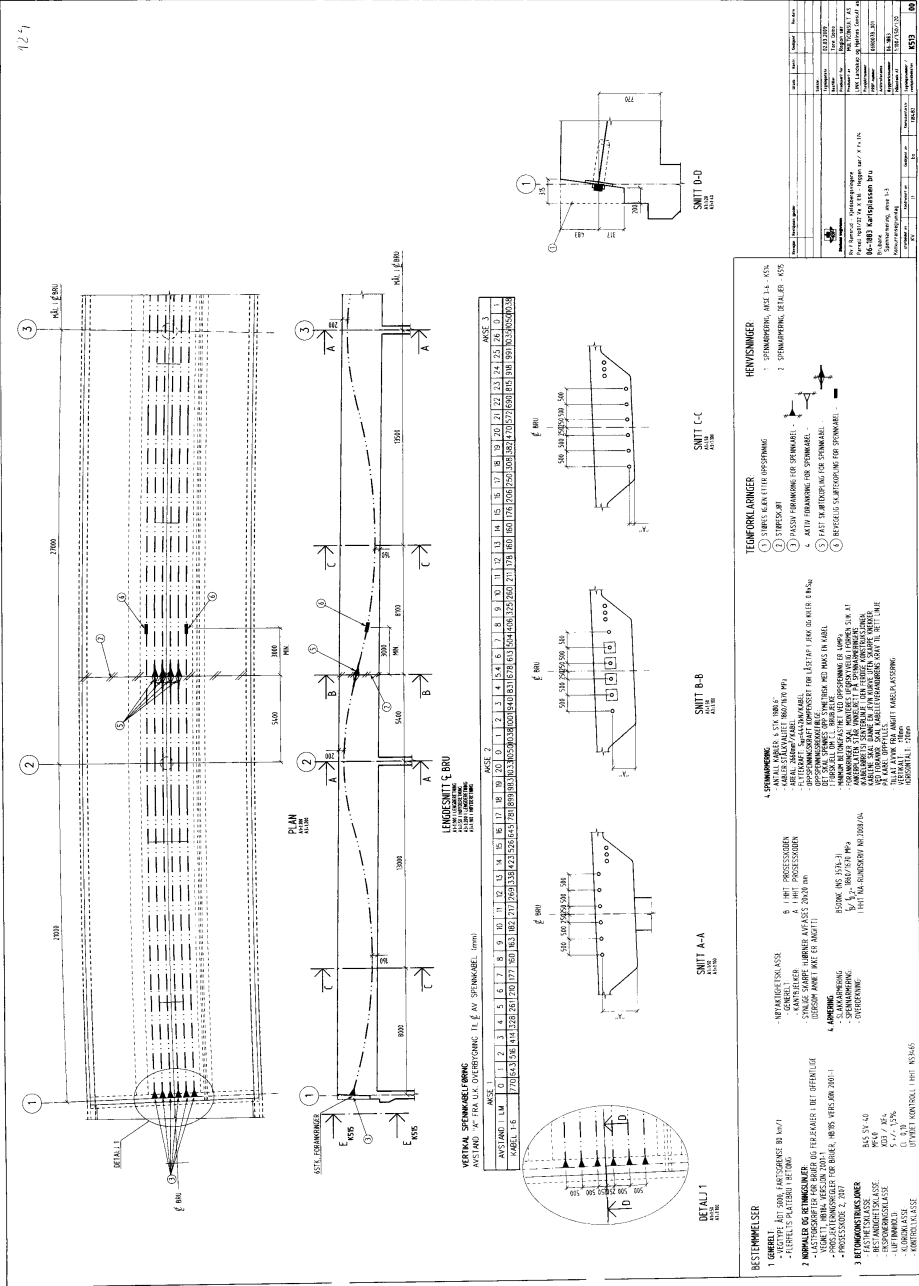
DETAIL 1
AKSE 1
PROJEKT 1

DETAIL 2
AKSE 2
PROJEKT 2

SNITT A-A
SE 5/51
SE 5/14

SNITT 1-1
AKSE 1
PROJEKT 1

SNITT 2-2
AKSE 2
PROJEKT 2



BESTEMMER

1. BESTEMMER
2. BESTEMMER
3. BESTEMMER
4. BESTEMMER
5. BESTEMMER
6. BESTEMMER
7. BESTEMMER
8. BESTEMMER
9. BESTEMMER
10. BESTEMMER
11. BESTEMMER
12. BESTEMMER
13. BESTEMMER
14. BESTEMMER
15. BESTEMMER
16. BESTEMMER
17. BESTEMMER
18. BESTEMMER
19. BESTEMMER
20. BESTEMMER

TEKFORMLÆNGER

1. SPANNINGEN
2. SPANNINGEN
3. SPANNINGEN
4. SPANNINGEN
5. SPANNINGEN
6. SPANNINGEN
7. SPANNINGEN
8. SPANNINGEN
9. SPANNINGEN
10. SPANNINGEN
11. SPANNINGEN
12. SPANNINGEN
13. SPANNINGEN
14. SPANNINGEN
15. SPANNINGEN
16. SPANNINGEN
17. SPANNINGEN
18. SPANNINGEN
19. SPANNINGEN
20. SPANNINGEN

HEVENSAMMER

1. SPANNINGEN
2. SPANNINGEN
3. SPANNINGEN
4. SPANNINGEN
5. SPANNINGEN
6. SPANNINGEN
7. SPANNINGEN
8. SPANNINGEN
9. SPANNINGEN
10. SPANNINGEN
11. SPANNINGEN
12. SPANNINGEN
13. SPANNINGEN
14. SPANNINGEN
15. SPANNINGEN
16. SPANNINGEN
17. SPANNINGEN
18. SPANNINGEN
19. SPANNINGEN
20. SPANNINGEN

TEKFORMLÆNGER

1. SPANNINGEN
2. SPANNINGEN
3. SPANNINGEN
4. SPANNINGEN
5. SPANNINGEN
6. SPANNINGEN
7. SPANNINGEN
8. SPANNINGEN
9. SPANNINGEN
10. SPANNINGEN
11. SPANNINGEN
12. SPANNINGEN
13. SPANNINGEN
14. SPANNINGEN
15. SPANNINGEN
16. SPANNINGEN
17. SPANNINGEN
18. SPANNINGEN
19. SPANNINGEN
20. SPANNINGEN

HEVENSAMMER

1. SPANNINGEN
2. SPANNINGEN
3. SPANNINGEN
4. SPANNINGEN
5. SPANNINGEN
6. SPANNINGEN
7. SPANNINGEN
8. SPANNINGEN
9. SPANNINGEN
10. SPANNINGEN
11. SPANNINGEN
12. SPANNINGEN
13. SPANNINGEN
14. SPANNINGEN
15. SPANNINGEN
16. SPANNINGEN
17. SPANNINGEN
18. SPANNINGEN
19. SPANNINGEN
20. SPANNINGEN

A.2 Lastkombinasjoner

Verdiene er enten lastfaktor γ eller kombinasjonsfaktor ψ alene, eller en kombinasjon av disse. Verdien for lastfaktorene er hentet fra NS-EN 1990, Endringsblad A1, tabell NA.A2.4(B). Verdiene for kombinasjonsfaktorene er utlevert av Statens vegvesen, bruksseksjonen i Trondheim.

Lastkombinasjoner

Tegnforklaring

| | |
|--------------------------|-------------------------------------|
| G = Egenvekt | V-TR = Vind kombinert med trafikk |
| PT = Oppspenningskrefter | KL = Kryp 100 år |
| TR = Trafikklast | KK = Kryp kort tid |
| TE = Temperaturlast | SL = Svinn 100 år |
| V = Vindlast | SK = Svinn kort tid (SK = 0,8 x SL) |

| Faktorer for ulike lasttilfeller | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------|---------|------|------|------|------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Komb. nr. | G | PT | TR | TE | V | V-TR | KL | KK | SL | SK |
| ULS | | | | | | | | | | |
| 2000 | 1,35 | 1,1/0,9 | 0,95 | 0,84 | - | 1,12 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2001 | 1,35 | 1,1/0,9 | - | 0,84 | 1,12 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2002 | 1,20 | 1,1/0,9 | 1,35 | 0,84 | - | 1,12 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2003 | 1,20 | 1,1/0,9 | 0,95 | 1,20 | - | 1,12 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2004 | 1,20 | 1,1/0,9 | - | 1,20 | 1,12 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2005 | 1,20 | 1,1/0,9 | 0,95 | 0,84 | - | 1,60 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2006 | 1,20 | 1,1/0,9 | - | 0,84 | 1,60 | 0,00 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2010 | 1,35 | 1,1/0,9 | 0,95 | 0,84 | - | 1,12 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2011 | 1,35 | 1,1/0,9 | - | 0,84 | 1,12 | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2012 | 1,20 | 1,1/0,9 | 1,35 | 0,84 | - | 1,12 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2013 | 1,20 | 1,1/0,9 | 0,95 | 1,20 | - | 1,12 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2014 | 1,20 | 1,1/0,9 | - | 1,20 | 1,12 | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2015 | 1,20 | 1,1/0,9 | 0,95 | 0,84 | - | 1,60 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2016 | 1,20 | 1,1/0,9 | - | 0,84 | 1,60 | 0,00 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| SLS - Karakteristisk | | | | | | | | | | |
| 2020 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | - | 0,70 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2021 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | 1,00 | - | 0,70 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2022 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | 0,70 | - | 1,00 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2023 | 1,00 | 1,00 | - | 0,70 | 1,00 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2024 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | - | 0,70 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2025 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | 1,00 | - | 0,70 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2026 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | 0,70 | - | 1,00 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2027 | 1,00 | 1,00 | - | 0,70 | 1,00 | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| SLS - Ofte forekommende | | | | | | | | | | |
| 2030 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2031 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,60 | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2032 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | - | - | 0,60 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2033 | 1,00 | 1,00 | - | - | 0,60 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2034 | 1,00 | 1,00 | 0,70 | - | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2035 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,60 | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2036 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | - | - | 0,60 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2037 | 1,00 | 1,00 | - | - | 0,60 | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |

| Faktorer for ulike lasttilfeller | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------|------|------|------|-----|------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Komb. nr. | G | PT | TR | TE | V | V-TR | KL | KK | SL | SK |
| <i>SLS - Tiltærmet permanent</i> | | | | | | | | | | |
| 2040 | 1,00 | 1,00 | 0,50 | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2041 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,50 | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2042 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | - | - | 0,50 | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2043 | 1,00 | 1,00 | - | - | 0,5 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2044 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 | - |
| 2045 | 1,00 | 1,00 | 0,50 | - | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2046 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,50 | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2047 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | - | - | 0,50 | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2048 | 1,00 | 1,00 | - | - | 0,5 | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |
| 2049 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | - | - | - | - | 0,00/1,00 | - | 0,00/1,00 |

Vedlegg B

Beregning av laster

B.1 Trafikklaster

Beregning av trafikklaster

ihht. NS-EN 1991-2

Vertikale trafikklaster

Lastmodell 1 (LM1)

Pkt. 4.3.2

Tandem Systems (TL)

$i := 1$ er kjørefelt nr. 1 $b_1 := 3\text{ m}$

$i := 2$ er kjørefelt nr. 2 $b_2 := 3\text{ m}$

$i := 3$ er kjørefelt nr. 3 $b_3 := 3\text{ m}$

og r er resterende område $b_r := 1\text{ m}$

$$\alpha_{Q1} := 1.0 \quad Q_{k1} := 300\text{ kN} \quad Q_1 := \alpha_{Q1} \cdot Q_{k1} = 300 \cdot \text{kN} \quad \alpha_{q_{ik}} \text{ er hentet fra TAB 4.2}$$

$$\alpha_{Q2} := 1.0 \quad Q_{k2} := 200\text{ kN} \quad Q_2 := \alpha_{Q2} \cdot Q_{k2} = 200 \cdot \text{kN} \quad \alpha_{q_r} \text{ er hentet fra NA.4.3.2}$$

$$\alpha_{Q3} := 1.0 \quad Q_{k3} := 100\text{ kN} \quad Q_3 := \alpha_{Q3} \cdot Q_{k3} = 100 \cdot \text{kN}$$

Dette gir de to punktlastene

$$Q := Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad Q = 600 \cdot \text{kN}$$

Uniformly distributed load (UDL)

$$\alpha_{q1} := 0.6 \quad q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_1 := \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot b_1 = 16.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \alpha_{q_i} \text{ er hentet fra NA.4.3.2}$$

$$\alpha_{q2} := 1.0 \quad q_{2k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_2 := \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot b_2 = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \alpha_{q_r} \text{ er hentet fra NA.4.3.2}$$

$$\alpha_{q3} := 1.0 \quad q_{3k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_3 := \alpha_{q3} \cdot q_{3k} \cdot b_3 = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{ik} \text{ er hentet fra TAB 4.2}$$

$$\alpha_{q_r} := 1.0 \quad q_{rk} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_r := \alpha_{q_r} \cdot q_{rk} \cdot b_r = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{rk} \text{ er hentet fra TAB 4.2}$$

Lastmodell 2 (LM2)

Pkt. 4.3.3

$$\beta_Q := 1.0 \quad Q_{ak} := 400\text{ kN} \quad Q_a := \beta_Q \cdot Q_{ak} = 400 \cdot \text{kN} \quad \beta_Q \text{ er hentet fra NA.4.3.3}$$

$$Q_{ak} \text{ er hentet fra 4.3.3(1)}$$

Horisontale trafikklaster

Bremse- og akselerasjonskraft

Pkt. 4.4.1

$$Q_{k1} = 300 \cdot \text{kN} \quad q_{1k} = 9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \alpha_{Q1} = 1.0 \quad \alpha_{q1} = 0.6 \quad w_1 := 3\text{m} \quad L := 123\text{m}$$

$$Q_{1k} := 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{k1} + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

Krav i.h.h.t. formel 4.6

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{kN} \quad 180 \text{kN} \cdot \alpha_{Q1} = 180 \cdot \text{kN}$$

Dette gir en bremse- og akselerasjonslast på

$$Q_{1k} = 559.26 \cdot \text{kN}$$

B.2 Vindlast

Vindpåvirkninger på bruer

Kraft i x-, y- og z-retning - Forenklet metode etter NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

Antar at høyden over havet ved byggestedet er mindre enn høyden over havet der korreksjonsnivået begynner, altså ingen korreksjon pga høyden på byggestedet.

| | | |
|------------------|---|--|
| EC1 NA 4.5 | Lufttetthet: $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ | |
| EC1 NA.4.2.(2)P | Retningsfaktor: $c_{\text{dir}} := 1$ | |
| | Årstidsfaktoren: $c_{\text{season}} := 1$ | |
| | Sansynlighetsfaktoren: $c_{\text{brob}} := 1$ | |
| | Nivåfaktor: $c_{\text{alt}} := 1$ | |
| EC1 NA.4.(901.1) | Referansevindhastighet: $v_{b0} := 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ | |
| EC1 NA (4.1) | Basisvindhastighet: $v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{brob}} \cdot v_{b0}$ | |
| EC1 Fig 4.2 | Eksponeringsfaktor: $c_e := 2.7$ | |
| EC1 (8.1) | Kraftfaktor for vindpåvirkning på brudekket for y-retning: $c_{f,y} := 1.3$ | |
| EC1 NA.8.3.3 | Kraftfaktor for vindpåvirkning på brudekket for z-retning: $c_{f,z} := 0.9$ | |
| | Terrengformfaktoren: $c_0 := 1$ | |
| EC1 [8.3.2(1)] | Vindlastfaktoren y-retning: $C_1 := c_e \cdot c_{f,y} = 3.51$ | |
| | Vindlastfaktoren z-retning: $C_2 := c_e \cdot c_{f,z} = 2.43$ | |
| EC1 Tabell 8.1 | Antar åpen parapet og åpent sikkerhetsrekkverk: $d := 1280\text{mm}$ $d_{\text{tot},y} := d + 1.2\text{m} = 2.48\text{m}$ | |
| | Referansebredde for kraftfaktor i z-retning: $b := 10.6\text{m}$ | |
| | Største spennvidde: $L_{\text{spenn}} := 27\text{m}$ | |
| | Referanseareal: $A_{\text{ref},y} := d_{\text{tot},y} \cdot L_{\text{spenn}} = 66.96\text{m}^2$ $A_{\text{ref},z} := b \cdot L_{\text{spenn}} = 286.2\text{m}^2$ | |
| EC1 (8.2) | Vindkraft i y-retning: (Horisontale krefter i tverretning på brubanen) $F_{wy} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_1 \cdot A_{\text{ref},y} = 71.1 \cdot \text{kN}$ | |
| EC1 NA.8.3.4 | Vindkrefter i y-retning: (Langsgående vindkrefter) $F_{wx} := F_{wy} \cdot 0.5 = 35.5 \cdot \text{kN}$ | |
| | Vindkraft i z-retning: (Vertikale krefter i tverretning på brubanen) $F_{wz} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_2 \cdot A_{\text{ref},z} = 210.4 \cdot \text{kl}$ | |

Linjelast i z-retning:

$$f_{wz} := \frac{F_{wz}}{L_{spenn}} = 7.792 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beregning av total vindlast på brudekket etter Håndbok 185 med tilhørende parametre fra EC1

Ikht. Håndbok 185 bestemmes vindlast på brukonstruksjoner på grunnlag av kasthastighetstrykket i hovedstrømmingen, og den totale vindlasten per enhet av brukonstruksjonen er gitt som produktet av topphastighetstrykket og formfaktoren.

EC1 NA.4.3.2

Terrengruhetskategorier og tilhørende parametre:

Det antas at Karlsplassen bru har en beliggenhet som tilsier en terrengruhetskategori III (Sone B). Det antas videre at brua ligger 2 km fra område med terrengkategori II (Sone A). Terrengruheten øker fra sone A til sone B.

$$z_{0A} := 0.05\text{m} \quad k_{rA} := 0.19 \quad z_{\min A} := 4\text{m}$$

$$z_{0B} := 0.3\text{m} \quad k_{rB} := 0.22 \quad z_{\min B} := 8\text{m}$$

Vertikal avstand fra bakkenivå på byggestedet: $z := 17\text{m}$

EC1 4.3.2

$$z_{\min A} \leq z \leq 200\text{m} \quad c_{r,A} := k_{rA} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_{0A}}\right) = 1.107$$

$$z_{\min B} \leq z \leq 200\text{m} \quad c_{r,B} := k_{rB} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_{0B}}\right) = 0.888$$

EC1 4.3.1

Stedsvindhastighet for sone A: $v_{m,A} := c_{r,A} \cdot c_0 \cdot v_b = 24.365 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Stedsvindhastighet for sone B: $v_{m,B} := c_{r,B} \cdot c_0 \cdot v_b = 19.54 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

EC1
Tabell NA.4(901.6)

Avstand i km fra overgang i terrengruhet til byggestedet: $x_b := 2\text{km}$

$$n_{BA} := 3 - 2 = 1$$

EC1 NA.4(901.2)

Stedsvindhastigheten: $v_m := \min\left[10^{\left(-0.04n_{BA} \cdot \log\left(\frac{x_b}{10\text{km}}\right)\right)}, v_{m,B}, v_{m,A}\right]$

$$v_m = 20.839 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

EC1 [8.3.3(1)]

Kraftfaktor $c_{f,z} = 0.9$

HB 185 2.5.2.2

Toppfaktor: $k_p := 3.5$

Referansehøyde: $z_1 := 10\text{m}$

EC1 NA.4.3.3

Antar at byggestedet ligger i et område av en ås eller skråning med stigning på vindsiden av byggestedet. Dermed får vi en turbulensfaktor lik:

$$k_1 := 1.0$$

HB 185 2.5.2.2

Turbulensintensiteten i hovedstrømningen: $I_{uB} := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_{0B}}\right)} = 0.248$

For brukonstruksjoner i vindklasse I beregnes lastvirkningen på grunnlag av kasthastighetstrykket i hovedstrømningen som er gitt ved:

$$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{uB}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 0.000742 \cdot \text{MPa}$$

Referansebredde for kraftfaktor i z-retning: $b := 10.6\text{m}$

Den totale vertikale vindlasten per lengdeenhet av brukonstruksjonen:

$$q_y := q_p \cdot c_f \cdot z \cdot b = 7.079 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den totale vertikale vindlastresultanten for det største spennet på 27meter:

$$Q_y := q_y \cdot L_{\text{spenn}} = 191.1 \cdot \text{kN}$$

B.3 Kryptall

Beregning av kryptall etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Antar 7 dager herding før belastning og oppspenning, og at støping i påfølgende byggefaser skjer direkte etter oppspenning.

| | | |
|--|--|--|
| Input: | Tverrsnittsareall : | $A_c := 7.0275 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^2$ |
| | Omkrets utsatt for uttørring: | $u := 23700 \text{mm}$ |
| SVV Håndbok 185 Okt.2009 pkt.5.3.3.2.2 | Relativ luftfuktighet i omgivelsene. | $RH := 70\%$ |
| | Betongens trykkfasthet: | $f_{ck} := 45 \text{MPa}$ |
| | Middelverdien av betongens trykkfasthet etter 28 døgn: | $f_{cm} := 53 \text{MPa}$ |

Betongens alder ved belsatning

$$t_0 := 7$$

Betongens alder (t_i) i døgn ved det betraktede tidspunktet.

$$t_1 := 14 \quad t_2 := 21 \quad t_3 := 28 \quad t_4 := 35 \quad t_5 := 42 \quad t_{100} := 36500$$

Grunnleggende ligninger fra EC2 for bestemmelse av kryptall

EC2 Formel (B.6) $h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 593.038 \text{mm}$

EC2 Formel (B.5) $\beta_1(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} \quad \beta_1(t_0) = 0.635$

EC2 Formel (B.8c) $\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.92$
 $\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.813$

EC 2 Formel (B.3b) $\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{3 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 = 1.734 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{MPa}$

EC 2 Formel (B.4) $\beta_2(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} \quad \beta_2(f_{cm}) = 2.308$

EC2 Formel (B.8b) $\beta_{H1} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot \frac{h_0}{\text{m}} + 250 \cdot \alpha_3 = 204$
 $\beta_{H2} := 1500 \cdot \alpha_3 = 1218.95 \quad \text{for } f_{cm} \geq 35 \text{MPa}$

$$\beta_H(\beta_{H1}) := \begin{cases} \beta_{H1} & \text{if } \beta_{H1} \leq \beta_{H2} \\ \beta_{H2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \beta_H(\beta_{H1}) = 204$$

EC 2 Formel (B.2) Normert kryptall $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_2(f_{cm}) \cdot \beta_1(t_0) = 2.539$

Kryptall fra første betraktning til dimensjonerende brukstid

EC2 Formel (B.7) $\beta_c(t_1, t_0) := \left(\frac{t_1 - t_0}{\beta_H(\beta_{H1}) + t_1 - t_0} \right)^{0.3}$ $\beta_c(t_1, t_0) = 0.36$

EC 2 Formel (B.1) Kryptallet for i døgn $\varphi(t_1, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t_1, t_0)$

Kryptallet etter 14 døgn $\varphi(t_1, t_0) = 0.914$

Kryptallet etter 21 døgn $\varphi(t_2, t_0) = 1.114$

Kryptallet etter 28 døgn $\varphi(t_3, t_0) = 1.247$

Kryptallet etter 35 døgn $\varphi(t_4, t_0) = 1.346$

Kryptallet etter 42 døgn $\varphi(t_5, t_0) = 1.427$

Kryptallet for dimensjonerende brukstid:
etter 100 år (36500 dager) $\varphi(t_{100}, t_0) = 2.535$

Kryptall etter metode med delkryp

Respons fra kryp for de forskjellige tidspunkt for byggefasene er beregnet etter metode med delkryp.

Kryptallet for tilhørende fem støpetapper beregnet for de forskjellige byggefasene

| | | |
|---------------------------|---------------|---|
| Kryptall for byggefase 1: | Støpetappe 1: | $\phi_{1.1} := \varphi(t_1, t_0) = 0.914$ |
| Kryptall for byggefase 2: | Støpetappe 1: | $\phi_{2.1} := \varphi(t_2, t_0) - \varphi(t_1, t_0) = 0.2$ |
| | Støpetappe 2: | $\phi_{2.2} := \varphi(t_1, t_0) = 0.914$ |
| Kryptall for byggefase 3: | Støpetappe 1: | $\phi_{3.1} := \varphi(t_3, t_0) - \varphi(t_2, t_0) = 0.132$ |
| | Støpetappe 2: | $\phi_{3.2} := \varphi(t_2, t_0) - \varphi(t_1, t_0) = 0.2$ |
| | Støpetappe 3: | $\phi_{3.3} := \varphi(t_1, t_0) = 0.914$ |
| Kryptall for byggefase 4: | Støpetappe 1: | $\phi_{4.1} := \varphi(t_4, t_0) - \varphi(t_3, t_0) = 0.1$ |
| | Støpetappe 2: | $\phi_{4.2} := \varphi(t_3, t_0) - \varphi(t_2, t_0) = 0.132$ |
| | Støpetappe 3: | $\phi_{4.3} := \varphi(t_2, t_0) - \varphi(t_1, t_0) = 0.2$ |
| | Støpetappe 4: | $\phi_{4.4} := \varphi(t_1, t_0) = 0.914$ |

| | | |
|---------------------------|----------------|---|
| Kryptall for byggefase 5: | Støpeetappe 1: | $\phi_{5.1} := \varphi(t_5, t_0) - \varphi(t_4, t_0) = 0.08$ |
| | Støpeetappe 2: | $\phi_{5.2} := \varphi(t_4, t_0) - \varphi(t_3, t_0) = 0.1$ |
| | Støpeetappe 3: | $\phi_{5.3} := \varphi(t_3, t_0) - \varphi(t_2, t_0) = 0.132$ |
| | Støpeetappe 4: | $\phi_{5.4} := \varphi(t_2, t_0) - \varphi(t_1, t_0) = 0.2$ |
| | Støpeetappe 5: | $\phi_{5.5} := \varphi(t_1, t_0) = 0.914$ |

Kryptallet for tilhørende fem støpeetapper beregnet for dimensjonerende brukstid.

| | |
|----------------|--|
| Støpeetappe 1: | $t_{100.1} := t_{100} + t_5 = 36542$ $\phi_{100.1} := \varphi(t_{100.1}, t_0) = 2.535053$ |
| Støpeetappe 2: | $t_{100.2} := t_{100} + t_4 = 36535$ $\phi_{100.2} := \varphi(t_{100.2}, t_0) = 2.535052$ |
| Støpeetappe 3: | $t_{100.3} := t_{100} + t_3 = 36528$ $\phi_{100.3} := \varphi(t_{100.3}, t_0) = 2.535051$ |
| Støpeetappe 4: | $t_{100.4} := t_{100} + t_2 = 36521$ $\phi_{100.4} := \varphi(t_{100.4}, t_0) = 2.53505$ |
| Støpeetappe 5: | $t_{100.5} := t_{100} + t_1 = 36514$ $\phi_{100.5} := \varphi(t_{100.5}, t_0) = 2.535049$ |

Forskjellen i kryptall mellom støpeetappe 1.- og 5. i ferdigtilstanden fremkommer først etter 6 desimaler. Benytter følgende kryptall for bruas dimensjonerende brukstid på 100 år.

$$\phi_{100} := \varphi(t_{100}, t_0) = 2.535$$

B.4 Svinntøyning

Svinntøyning etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Input:

| | |
|---|--|
| Betongens alder på det aktuelle tidspunkt (100år) | $t := 36500$ |
| Betongens alder ved begynnelsen av uttørkning | $t_s := 7$ |
| Betongens trykkfasthet | $f_{ck} := 45\text{MPa}$ |
| Middelverdien av betongens trykkfasthet etter 28 døgn | $f_{cm} := 53\text{MPa}$ |
| Relativ fuktighet | $RH := 70 \quad RH_0 := 100$ |
| EC2 B.2 | $f_{cm0} := 10\text{MPa}$ |
| Tverrsnittsareall | $A_c := 7.0275 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^2$ |
| Omkrets utsatt for uttørking | $u := 23700\text{mm}$ |
| EC2 Formel (B.6) | $h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 593 \cdot \text{mm}$ |
| EC2 Tabell 3.3 | $k_h := 0.75$ |
| EC2 Formel B.12 | $\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.018$ |
| For sementtype N: | $\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$ |

Grunnleggende ligninger for å fastsette svinntøyning ved uttørking

Den nominelle verdien for svinntøyning ved uttørking

$$\text{EC2 Formel B.11} \quad \varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.024 \times 10^{-4}$$

$$\text{EC2 Formel 3.10} \quad \beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\frac{h_0^3}{\text{mm}^3}}} \quad \beta_{ds}(t, t_s) = 0.984$$

$$\text{EC2 Formel 3.12} \quad \varepsilon_{ca,u}(\infty) := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} \quad \varepsilon_{ca,u}(\infty) = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\text{EC2 Formel 3.13} \quad \beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} \quad \beta_{as}(t) = 1$$

Den autogene svinntøyningen

EC2 Formel 3.11

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,u}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 8.75 \times 10^{-5}$$

Svinntøyning ved uttørking

EC2 Formel 3.9

$$\varepsilon_{cd}(t) := \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 2.233 \times 10^{-4}$$

Den totale svinntøyningen

EC2 Formel 3.8

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$$

$$\varepsilon_{cs} = 3.108 \times 10^{-4}$$

Vedlegg C

Verifikasjoner

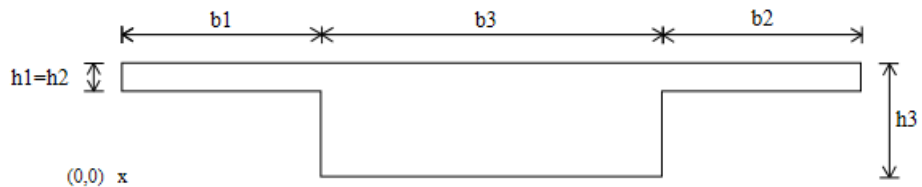
C.1 Annet arealmoment

Verifikasjon av tverrsnitt

I følge HB 185, s 146, kan stivheten av overbygningen i spennbetong beregnes på grunnlag av homogent tverrsnitt uten bidrag av armeringen.

Areal av forenklet tverrsnitt

$$\begin{aligned}b_1 &:= 3275\text{mm} & h_1 &:= 300\text{mm} & A_1 &:= b_1 \cdot h_1 = 982500 \cdot \text{mm}^2 \\b_2 &:= b_1 & h_2 &:= h_1 & A_2 &:= b_2 \cdot h_2 = 982500 \cdot \text{mm}^2 \\b_3 &:= 4050\text{mm} & h_3 &:= 1250\text{mm} & A_3 &:= b_3 \cdot h_3 = 5.06 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2 \\A &:= A_1 + A_2 + A_3 = 7.03 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2\end{aligned}$$



Beregning av tverrsnittets tyngdepunkt

$$\begin{aligned}y_1 &:= 1100\text{mm} & x_1 &:= 1638\text{mm} \\y_2 &:= y_1 & x_2 &:= 8957\text{mm} \\y_3 &:= 625\text{mm} & x_3 &:= 5300\text{mm} \\x_0 &:= 5300\text{mm} & \text{pga. symmetri om y-aksen} \\y_0 &:= \frac{y_1 \cdot A_1 + y_2 \cdot A_2 + y_3 \cdot A_3}{A} = 758 \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

Beregning av arealregningsmoment om x-akse

$$\begin{aligned}I_{x1} &:= \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_1 \cdot (y_1 - y_0)^2 = 1.22 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4 \\I_{x2} &:= \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + A_2 \cdot (y_2 - y_0)^2 = 1.22 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4 \\I_{x3} &:= \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} + A_3 \cdot (y_3 - y_0)^2 = 7.48 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4\end{aligned}$$

Arealtreghetsmoment om x-aksen blir

$$I_x := I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} = 9.93 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Beregning av arealtreghetsmoment om y-akse

$$I_{y1} := \frac{h_1 \cdot b_1^3}{12} + A_1 \cdot (x_1 - x_0)^2 = 1.41 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y2} := \frac{h_2 \cdot b_2^3}{12} + A_2 \cdot (x_2 - x_0)^2 = 1.4 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y3} := \frac{h_3 \cdot b_3^3}{12} + A_3 \cdot (x_3 - x_0)^2 = 6.92 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Arealtreghetsmoment om y-aksen blir,

$$I_y := I_{y1} + I_{y2} + I_{y3} = 3.5 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

C.2 Egenvekt

Verifikasjon av egenvekt

Med primære egenvekter menes selve brutvernsnittet og kantdragere som støpes samtidig.

Egenvekt av betong

Betongens tyngdetetthet inkludert slakkarmering,

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tverrsnittsareal,

$$A_b := 7.065 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Egenvekten til brudekket,

$$q_{\text{tverrsnitt}} := \rho_c \cdot A_b = 176.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal for kantdragere (begge sider),

$$A_k := 210000 \cdot \text{mm}^2$$

$$q_{\text{kantdragere}} := \rho_c \cdot A_k = 5.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{pr. side}$$

$$q := q_{\text{tverrsnitt}} + 2q_{\text{kantdragere}} = 187.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

E-modul

$$E := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Beregninger av karakteristisk moment fra egenlast

$$k := 1 \quad R := 1$$

Brudekke

$$I_b := 9.295 \cdot 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$L_1 := 21000 \cdot \text{mm}$$

$$L_2 := 27000 \cdot \text{mm}$$

$$L_3 := 27000 \cdot \text{mm}$$

$$L_4 := 27000 \cdot \text{mm}$$

$$L_5 := 21000 \cdot \text{mm}$$

Søyler

$$I_{s2} := 2.011 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{s3} := 4.909 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{s4} := 4.909 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{s5} := 2.011 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$L_{s2} := 9913 \cdot \text{mm}$$

$$L_{s3} := 13434 \cdot \text{mm}$$

$$L_{s4} := 16954 \cdot \text{mm}$$

$$L_{s5} := 10403 \cdot \text{mm}$$

Lastvektor, R

$$R := R^k - R^0$$

$$R := \begin{pmatrix} \frac{q \cdot L_1^2}{8} - \frac{q \cdot L_2^2}{12} \\ \frac{q \cdot L_2^2}{12} - \frac{q \cdot L_3^2}{12} \\ \frac{q \cdot L_3^2}{12} - \frac{q \cdot L_4^2}{12} \\ \frac{q \cdot L_4^2}{12} - \frac{q \cdot L_5^2}{8} \end{pmatrix} \quad R = \begin{pmatrix} 1052.6 \\ 0 \\ 0 \\ -1052.6 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Stivhetsmatrise, K

$$K := \begin{pmatrix} 3 \frac{E I_b}{L_1} + 4 \frac{E I_{s2}}{L_{s2}} + 4 \frac{E I_b}{L_2} & 2 \frac{E I_b}{L_2} & 0 & 0 \\ 2 \frac{E I_b}{L_2} & 4 \frac{E I_b}{L_2} + 4 \frac{E I_{s3}}{L_{s3}} + 4 \frac{E I_b}{L_3} & 2 \frac{E I_b}{L_3} & 0 \\ 0 & 2 \frac{E I_b}{L_3} & 4 \frac{E I_b}{L_3} + 4 \frac{E I_{s4}}{L_{s4}} + 4 \frac{E I_b}{L_4} & 2 \frac{E I_b}{L_4} \\ 0 & 0 & 2 \frac{E I_b}{L_4} & 4 \frac{E I_b}{L_4} + 4 \frac{E I_{s5}}{L_{s5}} + 3 \frac{E I_b}{L_5} \end{pmatrix}$$

$$K = \begin{pmatrix} 1 \times 10^7 & 2.48 \times 10^6 & 0 & 0 \\ 2.48 \times 10^6 & 1.04 \times 10^7 & 2.48 \times 10^6 & 0 \\ 0 & 2.48 \times 10^6 & 1.03 \times 10^7 & 2.48 \times 10^6 \\ 0 & 0 & 2.48 \times 10^6 & 1 \times 10^7 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$K^{-1} = \begin{pmatrix} 1.06 \times 10^{-7} & -2.69 \times 10^{-8} & 6.85 \times 10^{-9} & -1.7 \times 10^{-9} \\ -2.69 \times 10^{-8} & 1.09 \times 10^{-7} & -2.77 \times 10^{-8} & 6.86 \times 10^{-9} \\ 6.85 \times 10^{-9} & -2.77 \times 10^{-8} & 1.1 \times 10^{-7} & -2.72 \times 10^{-8} \\ -1.7 \times 10^{-9} & 6.86 \times 10^{-9} & -2.72 \times 10^{-8} & 1.07 \times 10^{-7} \end{pmatrix} \cdot \frac{1}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

Rotasjon, r

$$r := K^{-1} \cdot R \quad \text{ORIGIN} := 1$$

$$r = \begin{pmatrix} 0.00011 \\ -0.00004 \\ 0.00004 \\ -0.00011 \end{pmatrix}$$

Opptredende karakteristiske momenter på grunn av egenvekt,

Element 1,

$$MB1_{\text{part}} := \frac{q \cdot L_1^2}{8} = 10315.3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad MB1_{\text{komp}} := 3 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_1} \cdot r_1 = 543.6 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Element 2,

$$MB2_{\text{part}} := \frac{-q \cdot L_2^2}{12} = -11367.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad MB2_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_1 + 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_2 = 475.7 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$MC2_{\text{part}} := \frac{q \cdot L_2^2}{12} = 11367.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad MC2_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_1 + 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_2 = 105.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Element 3,

$$\begin{aligned} MC3_{\text{part}} &:= \frac{-q \cdot L_3^2}{12} = -11367.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} & MC3_{\text{komp}} &:= 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_2 + 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_3 = -87.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ MD3_{\text{part}} &:= \frac{q \cdot L_3^2}{12} = 11367.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} & MD3_{\text{komp}} &:= 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_2 + 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_3 = 89.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Element 4,

$$\begin{aligned} MD4_{\text{part}} &:= \frac{-q \cdot L_4^2}{12} = -11367.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} & MD4_{\text{komp}} &:= 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_3 + 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_4 = -104.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ ME4_{\text{part}} &:= \frac{q \cdot L_4^2}{12} = 11367.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} & ME4_{\text{komp}} &:= 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_3 + 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_4 = -476.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Element 5,

$$ME5_{\text{part}} := \frac{-q \cdot L_5^2}{8} = -10315.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad ME5_{\text{komp}} := 3 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_5} \cdot r_4 = -544.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Element 6,

$$\begin{aligned} MB6_{\text{komp}} &:= 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s2}}{L_{s2}} \cdot r_1 = 33.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ MG6_{\text{komp}} &:= 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s2}}{L_{s2}} \cdot r_1 = 16.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Element 7,

$$\begin{aligned} MC7_{\text{komp}} &:= 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s3}}{L_{s3}} \cdot r_2 = -18.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ MH7_{\text{komp}} &:= 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s3}}{L_{s3}} \cdot r_2 = -9.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Element 8,

$$MD8_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s4}}{L_{s4}} \cdot r_3 = 15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MI8_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s4}}{L_{s4}} \cdot r_3 = 7.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Element 9,

$$ME9_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s5}}{L_{s5}} \cdot r_4 = -31.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MJ9_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s5}}{L_{s5}} \cdot r_4 = -15.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

C.3 Temperaturlast

Verifikasjon av temperaturlast

Ved hjelp av enhetslastmetoden

Konservativt å benytte vertikalt lineært varierende last, ref. HB185.

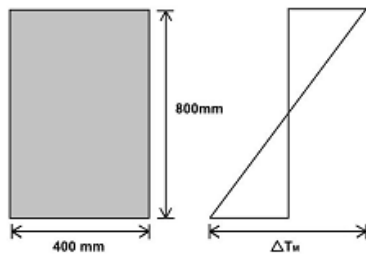
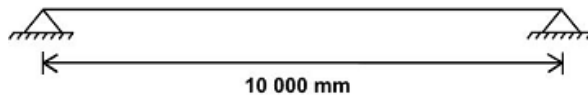
Varmeutvidelseskoeffisient

$$\lambda := 10^{-5}$$

Tverrsnittsdata

$$b := 400\text{mm} \quad h := 800\text{mm} \quad L := 10\text{-m}$$

$$E := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad EI := E \cdot I = 6.144 \times 10^{14} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$



Enhetslastmetoden $F := 1$

Vertikalt lineært varierende temperatur ved oppvarming,

$$\Delta T_{M\text{heat}} := 15$$

Krumning i bjelken pga. oppvarming av tverrsnittets overkant,

$$\epsilon_{0M.\text{heat}} := \lambda \cdot \Delta T_{M\text{heat}} = 1.5 \times 10^{-4}$$

$$\kappa_h := \frac{\epsilon_{0M.\text{heat}}}{h} = 1.875 \times 10^{-7} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

Vertikalt lineært varierende temperatur ved nedkjøling,

$$\Delta T_{M\text{cool}} := 5.6$$

Krumning i bjelken pga. oppvarming av tverrsnittets overkant,

$$\epsilon_{0M.\text{cool}} := \lambda \cdot \Delta T_{M\text{cool}} = 5.6 \times 10^{-5}$$

$$\kappa_c := \frac{\epsilon_{0M.\text{cool}}}{h} = 7 \times 10^{-8} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$M_{0h} := EI \cdot \kappa_h = 115.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1h} := \frac{F \cdot L}{4} = 2.5 \text{ m}$$

$$\delta_h := 2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot EI} \cdot M_{0h} \cdot M_{1h} \cdot \frac{L}{2} \right) = 2.344 \cdot \text{mm}$$

$$F_h := \frac{48 \cdot EI}{L^3} \cdot \delta_h = 69.12 \cdot \text{kN}$$

$$M_h := \frac{F_h \cdot L}{4}$$

$$M_h = 172.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0c} := EI \cdot \kappa_c = 43.008 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1c} := \frac{F \cdot L}{4} = 2.5 \text{ m}$$

$$\delta_c := 2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot EI} \cdot M_{0c} \cdot M_{1c} \cdot \frac{L}{2} \right) = 0.875 \cdot \text{mm}$$

$$F_c := \frac{48 \cdot EI}{L^3} \cdot \delta_c = 25.805 \cdot \text{kN}$$

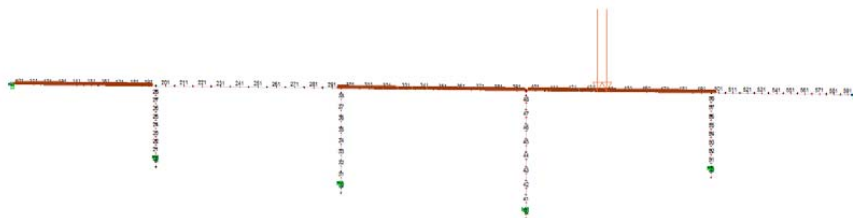
$$M_c := \frac{F_c \cdot L}{4}$$

$$M_c = 64.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

C.4 Trafikklast

Verifikasjon av trafikklast - LM1

For maksimalt bøyemoment (ML) over støtte



Opptredende laster på brudekke

Jevnt fordelt last,

$$q := 16.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlaster,

$$Q_1 := 300\text{kN} \quad Q_2 := 300\text{kN} \quad \text{i tverretning}$$

$$Q := Q_1 + Q_2 = 600 \cdot \text{kN} \quad \text{i lengderetning}$$

Geometri

Brudekke,

Søyler

| | | | |
|--|--------------------------------|---|-----------------------------------|
| $I_b := 9.295 \cdot 10^{11} \cdot \text{mm}^4$ | $L_1 := 21000 \cdot \text{mm}$ | $I_{s2} := 2.011 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$ | $L_{s2} := 9913 \cdot \text{mm}$ |
| | $L_2 := 27000 \cdot \text{mm}$ | $I_{s3} := 4.909 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$ | $L_{s3} := 13434 \cdot \text{mm}$ |
| | $L_3 := 27000 \cdot \text{mm}$ | $I_{s4} := 4.909 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$ | $L_{s4} := 16954 \cdot \text{mm}$ |
| | $L_4 := 27000 \cdot \text{mm}$ | $I_{s5} := 2.011 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$ | $L_{s5} := 10403 \cdot \text{mm}$ |
| | $L_5 := 21000 \cdot \text{mm}$ | | |

E-modul

$$E := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k := 1 \quad R := 1$$

Stivhetsmatrise, K

$$K := \begin{pmatrix} 3 \frac{EI_b}{L_1} + 4 \frac{EI_{s2}}{L_{s2}} + 4 \frac{EI_b}{L_2} & 2 \frac{EI_b}{L_2} & 0 & 0 \\ 2 \frac{EI_b}{L_2} & 4 \frac{EI_b}{L_2} + 4 \frac{EI_{s3}}{L_{s3}} + 4 \frac{EI_b}{L_3} & 2 \frac{EI_b}{L_3} & 0 \\ 0 & 2 \frac{EI_b}{L_3} & 4 \frac{EI_b}{L_3} + 4 \frac{EI_{s4}}{L_{s4}} + 4 \frac{EI_b}{L_4} & 2 \frac{EI_b}{L_4} \\ 0 & 0 & 2 \frac{EI_b}{L_4} & 4 \frac{EI_b}{L_4} + 4 \frac{EI_{s5}}{L_{s5}} + 3 \frac{EI_b}{L_5} \end{pmatrix}$$

$$K = \begin{pmatrix} 1 \times 10^7 & 2.48 \times 10^6 & 0 & 0 \\ 2.48 \times 10^6 & 1.04 \times 10^7 & 2.48 \times 10^6 & 0 \\ 0 & 2.48 \times 10^6 & 1.03 \times 10^7 & 2.48 \times 10^6 \\ 0 & 0 & 2.48 \times 10^6 & 1 \times 10^7 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$K^{-1} = \begin{pmatrix} 1.06 \times 10^{-7} & -2.69 \times 10^{-8} & 6.85 \times 10^{-9} & -1.7 \times 10^{-9} \\ -2.69 \times 10^{-8} & 1.09 \times 10^{-7} & -2.77 \times 10^{-8} & 6.86 \times 10^{-9} \\ 6.85 \times 10^{-9} & -2.77 \times 10^{-8} & 1.1 \times 10^{-7} & -2.72 \times 10^{-8} \\ -1.7 \times 10^{-9} & 6.86 \times 10^{-9} & -2.72 \times 10^{-8} & 1.07 \times 10^{-7} \end{pmatrix} \cdot \frac{1}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

$$q := \begin{pmatrix} q \\ 0 \\ q \\ q \\ 0 \end{pmatrix} \quad Q := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ Q \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{ORIGIN} := 1$$

Lastvektor, R

$$R := R^k - R^0$$

$$R := \begin{bmatrix} \frac{q_1 \cdot L_1^2}{12} - \frac{q_2 \cdot L_2^2}{12} \\ \frac{q_2 \cdot L_2^2}{12} - \frac{q_3 \cdot L_3^2}{12} \\ \frac{q_3 \cdot L_3^2}{12} - \left(\frac{Q_4 \cdot L_4}{8} + \frac{q_4 \cdot L_4^2}{12} \right) \\ \frac{Q_4 \cdot L_4}{8} + \frac{q_4 \cdot L_4^2}{12} - \frac{q_5 \cdot L_5^2}{12} \end{bmatrix} \quad R = \begin{pmatrix} -595.35 \\ 984.15 \\ 2025 \\ -3009.15 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Rotasjon, r

$$r := K^{-1} \cdot R$$

$$r = \begin{pmatrix} -0.0000708 \\ 0.0000462 \\ 0.0002732 \\ -0.0003680 \end{pmatrix}$$

Opptredende karakteristiske momenter på grunn av trafikklaster (LM1)

- Element 1

$$MA1_{\text{part}} := \frac{-q_1 \cdot L_1^2}{12} = -595.35 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MB1_{\text{part}} := \frac{q_1 \cdot L_1^2}{12} = 595.35 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MB1_{\text{komp}} := 3 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_1} \cdot r_1 = -338.33 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 2

$$MB2_{\text{part}} := \frac{-q_2 \cdot L_2^2}{12} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MB2_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_1 + 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_2 = -236.35 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MC2_{\text{part}} := \frac{q_2 \cdot L_2^2}{12} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MC2_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_1 + 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_2} \cdot r_2 = 53.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 3

$$MC3_{\text{part}} := \frac{-q_3 \cdot L_3^2}{12} = -984.15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MC3_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_2 + 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_3 = 906.24 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MD3_{\text{part}} := \frac{q_3 \cdot L_3^2}{12} = 984.15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MD3_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_2 + 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_3} \cdot r_3 = 1468.93 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 4

$$MD4_{\text{part}} := \left(\frac{-q_4 \cdot L_4^2}{12} \right) + \left(\frac{-Q_4 \cdot L_4}{8} \right) = -3009.15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$ME4_{\text{part}} := \frac{q_4 \cdot L_4^2}{12} + \frac{Q_4 \cdot L_4}{8} = 3009.15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MD4_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_3 + 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_4 = 442.15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$ME4_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_3 + 4 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_4} \cdot r_4 = -1147.33 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 5

$$ME5_{\text{part}} := \frac{-q_5 \cdot L_5^2}{12} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$ME5_{\text{komp}} := 3 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_5} \cdot r_4 = -1759.37 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MF5_{\text{part}} := \frac{q_5 \cdot L_5^2}{12} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 6

$$MB6_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s2}}{L_{s2}} \cdot r_1 = -20.68 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MG6_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s2}}{L_{s2}} \cdot r_1 = -10.34 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 7

$$MC7_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s3}}{L_{s3}} \cdot r_2 = 24.31 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MH7_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s3}}{L_{s3}} \cdot r_2 = 12.16 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 8

$$MD8_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s4}}{L_{s4}} \cdot r_3 = 113.92 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MI8_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s4}}{L_{s4}} \cdot r_3 = 56.96 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Element 9

$$ME9_{\text{komp}} := 4 \cdot \frac{E \cdot I_{s5}}{L_{s5}} \cdot r_4 = -102.45 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$MJ9_{\text{komp}} := 2 \cdot \frac{E \cdot I_{s5}}{L_{s5}} \cdot r_4 = -51.23 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg D

Beregninger i bruddgrensetilstanden

D.1 Dimensjonering i lengderetning

Dimensjonering i bruddgrensetilstanden for lengderetningen

Forenklet tverrsnitt med tilhørende mål:

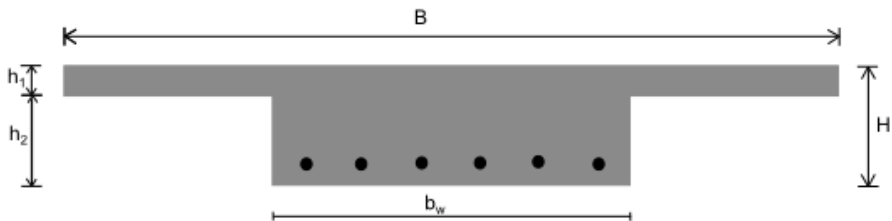
$$B := 10600\text{mm} \quad b_w := 4050\text{mm}$$

$$H := 1250\text{mm} \quad h_1 := 300\text{mm} \quad h_2 := 950\text{mm}$$

$$A_c := B \cdot H - (H - h_1) \cdot (B - b_w) = 7.028 \text{ m}^2$$

$$A_{cbw} := b_w \cdot H = 5.063 \cdot \text{m}^2$$

Tyngdepunktet ligger 757.8 mm fra underkant av tverrsnitt: $y_0 := 757.8\text{mm}$



Materialdata:

Materialfaktor for spennarmering:

$$\gamma_s := 1.15$$

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5$$

Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet:

$$f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$$

Betongens karakteristiske trykkfasthet:

$$f_{ck} := 45\text{MPa}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5\text{MPa}$$

Armeringens karakteristiske flytegrense:

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

Armeringens dimensjonerende flytegrense:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8\text{MPa}$$

Skjærarmeringens dimensjonere strekkfasthet:

$$f_{ywd} := f_{yd}$$

For spenntau Y1860S7

Spennarmeringens karakteristiske flytegrense:

$$f_{pk} := 1860\text{MPa}$$

Spennstålets 0,1 %-strekkgrense:

$$f_{p0.1} := 1640\text{MPa}$$

Spennarmeringens dimensjonerende flytegrense:

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1}}{\gamma_s} = 1426\text{MPa}$$

Betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet:

$$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.8 \text{ MPa}$$

Tverrsnittsareal og diameter av spennkabel:
Totalt areal:

$$A_p := 2660 \text{ mm}^2 \quad \phi_p := \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\pi}} = 58 \text{ mm}$$

$$A_{p.tot} := A_p \cdot 6 = 15960 \cdot (\text{mm})^2$$

Slakkarmeringens diameter:

$$\phi_{20} := 20 \text{ mm} \quad A_{20} := \pi \cdot \frac{\phi_{20}^2}{4} = 314 \cdot \text{mm}^2$$

Reduksjonsfaktor for langtidstap:

$$\gamma_{tap} := 0.85$$

Beregnet forspenningskraft per kabel uten reduksjon:

$$P_0 := 3708 \text{ kN}$$

Lastfaktorer for forspenningskraft:

$$\gamma_{Pugunstig} := 0.9 \quad \gamma_{Pugunstig} := 1.1$$

Forspenning i bruddgrense med reduksjon for langtidstap:

$$P'_0 := P_0 \cdot \gamma_{tap} \cdot \gamma_{Pugunstig} = 2837 \cdot \text{kN}$$

Total forspenning i bruddgrense:

$$P'_{0tot} := 6 \cdot P'_0 = 17020 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av overdekning fra anbudstegninger

Ihht HB 185 5.3.6.2.2 vil krav til overdekning gjelde fra betongoverflaten og til nærmeste konstruktive armeringsstang. Det kontrolleres om overdekningen fra anbudstegningene tilfredsstiller gjeldende krav i Eurocode 2.

Minste overdekning som følge av kravene til heft:

$$\text{For sirkulære spennkabler: } c_{\min.b.s} := \min(\phi_p, 80 \text{ mm}) = 58 \text{ mm}$$

$$\text{For enkeltstenger: } c_{\min.b.a} := 10 \text{ mm}$$

For eksponeringsklasse XD3:

$$\text{For spennstål: } c_{\min.dur.s} := 60 \text{ mm}$$

$$\text{For armeringsstål: } c_{\min.dur.a} := 50 \text{ mm}$$

$$\text{Største tillatte negative avvik: } \Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$\text{Minste overdekning for spennkabler: } c_{\min.s} := \max(c_{\min.b.s}, c_{\min.dur.s}, 10 \text{ mm}) = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Minste overdekning for slakkarmering: } c_{\min.a} := \max(c_{\min.b.a}, c_{\min.dur.a}, 10 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Nominell overdekning for spennkabler: } c_{\text{nom.s}} := c_{\min.s} + \Delta c_{dev} = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Nominell overdekning for slakkarmering: } c_{\text{nom.a}} := c_{\min.a} + \Delta c_{dev} = 60 \text{ mm}$$

Får en minste nominelle overdekning lik: $c_{\text{nom}} := \max(c_{\text{nom.s}}, c_{\text{nom.a}}) = 70\text{-mm}$

Om tverrsnittet innrammes av slakkarmering i form av bøyer med diameter på 25mm eller lengdearmering i overkant med diameter lik $\phi 20$, kan man sette en nødvendig avstand fra betongoverflaten til senter spennkabel:

$$d'_s := c_{\text{nom.s}} + \frac{\phi_p}{2} + 25\text{mm} = 124\text{-mm}$$

Største avstand fra betongoverflate til senter spennkabel på byggetegningene

$$d_s := H - d'_s = 1126\text{-mm}$$

På anbudstegningene ved snitt med maks støttemoment er avstanden fra overkant av brudekke til senter spennkabler i lik 200 mm. I snitt med maks feltmoment er avstanden fra underkant av brudekke til senter spennkablet 160 mm. Kravene er da tilfredsstilt, og tverrsnittet dimensjoneres videre med avstandene fra anbudstegningene.

$$d'_{\text{tegnOK}} := 200\text{mm}$$

$$d_{\text{tegnOK}} := H - d'_{\text{tegnOK}} = 1050\text{-mm}$$

$$d'_{\text{tegnUK}} := 160\text{mm}$$

$$d_{\text{tegnUK}} := H - d'_{\text{tegnUK}} = 1090\text{-mm}$$

Dimensjonering for bøyemoment om brutverrsnittets tverretning

Under dimensjoneringen er det tatt utgangspunkt i den spennarmeringen som er gitt på byggetegningene, og det er kontrollert om det er beregningsmessig behov for slakkarmering og om denne tilfredsstiller krav i gjeldende Eurokode. Der de dimensjonerende momentene har sine maks- og minimumsverdier vil spennarmeringen ligge i henhold til dette; i under- og overkant av tverrsnittet for å motvirke momentene. I disse snittene er armeringen plassert i høyde med spennarmeringen ytterste plassering i forhold til anbudstegningene i vedlegg A.

Dimensjonering for feltmoment

Dimensjonerende moment i bruddgrense fra Nova Frame: $M_{\text{EdUK}} := 20116.8\text{kN}\cdot\text{m}$

Antar minimumsarmering

Slakkarmeringen A_s .s.UK er bestemt ved å anta minimumsarmering for platetverrsnittet. Nasjonalt tillegg i Eurokode 2 presiserer at for plater bør minimumsarmeringen være minst dobbelt så stor. Minste og største armeringsareal er beregnet etter EC2 9.2.1.1 :

$$A_{s,\text{minUK}} := \max\left(2 \cdot 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot b_w \cdot d_{\text{tegnUK}}, 0.0013 \cdot b_w \cdot d_{\text{tegnUK}}\right) = 17446 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{max}} := 0.04 \cdot A_c = 281100 \cdot \text{mm}^2$$

Slakkarmering i underkant:

$$A_{s\text{UK}} := \min(A_{s,\text{minUK}}, A_{s,\text{max}}) = 17446 \cdot \text{mm}^2$$

Anall slakkarmeringsjern i underkant:

$$n_{\text{UK}} := \frac{A_{s\text{UK}}}{A_{20}} = 56$$

Betongtrykksjonens momentkapasitet

Beregningene av trykksjonens momentkapasitet for maks feltmoment er gjort med antagelsen om at nøytralaksen ligger i flensen. Tverrsnittet kan betraktes som et rektangel med bredden B, da steget ligger i strekksonen.

Finnes trykksonehøyden for tverrsnittet ved å benytte en midlere verdi for d.

$$\text{For spennarmering: } d_1 := H - d'_{\text{tegnUK}} = 1090 \cdot \text{mm}$$

$$\text{For slakkarmering: } d_2 := d_1 - \frac{\phi_p}{2} + \frac{\phi_{20}}{2} = 1071 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{mean}} := \frac{d_1 \cdot A_{p,\text{tot}} \cdot f_{pd} + d_2 \cdot A_{s\text{UK}} \cdot f_{yd}}{A_{p,\text{tot}} \cdot f_{pd} + A_{s\text{UK}} \cdot f_{yd}} = 1085 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_{s\text{UK}} + f_{pd} \cdot A_{p,\text{tot}}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d_{\text{mean}}} = 0.129$$

Relativ trykksonehøyde for moment i felt for underarmert tverrsnitt: $x := d_{\text{tegnUK}} \cdot \alpha = 141 \cdot \text{mm}$

$$x < h_1$$

Nøytralaksen ligger i flensen.

Kontroll om tverrsnittet er underarmert:

$$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3} \quad E_p := 195 \text{ GPa}$$

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} \right)} = 0.739$$

$$\epsilon'_{p0} := \frac{P_0 \cdot 6 \cdot \gamma_{\text{tap}}}{E_p \cdot A_{p,\text{tot}}} = 6.076 \times 10^{-3}$$

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_{\text{mean}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s\text{UK}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} = 41136 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p,\text{tot}} = 15960 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p,\text{tot}} < A_{pb}$$

Kan benytte kapasitetsformel for underarmert tverrsnitt.

Betongtrykksjonens momentkapasitet:

$$M_{Rdfelt} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d_{\text{mean}}^2 = 31228 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed\text{UK}} = 20117 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed\text{UK}}}{M_{Rdfelt}} = 0.64$$

Bru har god kapasitet for moment i bruddgrense i felt, og det er ikke nødvendig med slakkarmering i trykksjonen.

Dimensjonering for støttemoment

Største dimensjonerende støttemoment i bruddgrense fra Nova Frame: $M_{EdOK} := 19290.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Ved beregningene for maks støttemoment regnes tverrsnittet som rektangulært med bredde $B=b_w$, da flensen ligger i strekksonen. All langsgående armering innen tverrsnittets totale bredde regnes som effektiv ved beregning av minimumsarmering. Slakkarmeringen i strekksonen $A_{s,OK}$ er bestemt ved å anta minimumsarmering for platetverrsnittet med full bredde, beregnet etter metode i EC2 pkt 9.2.1.1. Dette gir, når en dobler arealt for platen, et nødvendig areal som tilsier 140 kam20 jern i strekksonen.

$$A_{s,minOK} := \max\left(2 \cdot 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot B \cdot d_{tegnOK}, 0.0013 \cdot B \cdot d_{tegnOK}\right) = 43986 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Slakkarmering i overkant: } A_{sOK} := \min(A_{s,minOK}, A_{s,max}) = 43986 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Antall slakkarmeringsjern i overkant: } n_{OK} := \frac{A_{sOK}}{A_{20}} = 140$$

$$\text{senteravstand for slakkarmering i ok: } cc_{OK} := \frac{B - 2 \cdot (c_{nom.a}) - 2 \cdot \phi_{20}}{n_{OK} - 1} = 75 \cdot \text{mm}$$

Relativ trykksonehøyde for underarmert tverrsnitt:

$$\eta := 1.0 \quad \alpha_{OK} := \frac{f_{yd} \cdot A_{sOK} + f_{pd} \cdot A_{p,tot}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot (b_w \cdot d_{tegnOK})} = 0.483$$

Trykksonehøyde formoment over støtte for underarmert tverrsnitt:

$$x_{støtte} := \alpha_{OK} \cdot d_{tegnOK} = 507 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Resultantkraft i betongtrykksonen: } \lambda := 0.8 \quad T_c := b_w \cdot \lambda \cdot x_{støtte} \cdot f_{cd} \cdot \eta = 41885 \cdot \text{kN}$$

Betongtrykksoneens momentkapasitet:

$$M_{RdOK} := 0.8 \cdot \alpha_{OK} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{OK}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_{tegnOK}^2 = 35485 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{EdOK} = 19290 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{EdOK}}{M_{RdOK}} = 0.54$$

Bru har god kapasitet for moment i bruddgrense over støtte, og det er ikke nødvendig med slakkarmering i trykksonen.

Dimensjonering for skjærkrefter

Ved dimensjonering for skjærkrefter i bruddgrensetilstanden tar man med virkningen av aksialkrefter, hvor den opptredende aksialkraft for den kritiske dimensjonerende skjærkraften regnes med.

Største opptredende skjær i ULS, hentet fra Nova Frame:

$$V_{Ed.full} := 5035 \text{ kN}$$

Total forspenningskraft i ULS med reduksjon for langtidstap:

Tilhørende aksialkraft i bruddgrense i element med størst opptredende skjærkraft fra Nova frame:

$$N_{Ed.full} := 17368.1 \text{ kN} \quad (\text{Trykk})$$

Det kontrolleres om det er konstruksjonsmessig behov for skjærarmering etter pkt 6.2.2 i EC2.

$$k := \min\left(2.0, 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_s}}\right) = 1.421$$

Slakkammeringsareal for bredden b_w for tverrnittet over søyle er beregnet med utgangspunkt i nødvendig strekkammeringsareal for moment over støtte, og er summen av spenn- og slakkammering:

$$\text{Antall jern over bredden } b_w: \quad n_{bw} := \frac{b_w}{c_{OK}} = 53.9$$

Armeringsareal for strekkammering over bredden b_w : $A_{sminbw} := n_{bw} \cdot A_{20} = 16942 \cdot \text{mm}^2$

Totalt strekkammeringsareal: $A_{sl.støtte} := A_{sminbw} + A_{p.tot} = 32902 \cdot \text{mm}^2$

$$\rho_1 := \frac{A_{sl.støtte}}{B \cdot d_{tegnOK}} = 0.003$$

Midlere trykkspenning σ_{cp} i betongen som følge av dimensjonerende aksialkraft eller forspenning defineres posetivt for trykk.

$$\sigma_{cp} := \left(\min\left(0.2 \cdot f_{cd}, \frac{N_{Ed.full}}{A_c}\right) \right) = 2.471 \cdot \text{MPa}$$

$$k_{1trykk} := 0.15 \quad k_{1strek} := 0.3 \quad k_2 := 0.18 \quad C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

I forspente konstruksjonsdeler over ett felt uten skjærarmering kan skjærkraftkapasiteten i opprissede områder under bøyning beregnes ved hjelp av uttrykkene:

$$V_{Rd.c1} := \text{MPa} \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_{1trykk} \cdot \frac{\sigma_{cp}}{\text{MPa}} \right] \cdot b_w \cdot d_{tegnOK} = 3295 \cdot \text{kN}$$

Med minste verdi i forbindelse med hovedstrekbrudd:

$$v_{min} := \text{MPa} \cdot 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{0.5} = 0.3 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_{1trykk} \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_{tegnUK} = 2946.9 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c.1}, V_{Rd.c.min}) = 3295.2 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed.full}}{V_{Rd.c}} = 1.53$$

Det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

Beregner nødvendig skjærarmering

Ved beregning av beregningsmessig behov for skjærarmering antas det lukkede bøyler og en enkel bøyle i midten, av typen $\phi 25$.

Etter krav fra Håndbok 185 skal $1 < \cot\theta < 2$ for bruer.

Skjærarmering: $\phi_{25} := 25 \text{ mm}$ $A_{25} := \frac{\pi \cdot \phi_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$
 Prøver med: $\theta := 26.6 \text{ deg}$ $\tan(\theta) = 0.501 \cot(\theta) = 2$

Skjærarmeringend tvernsnittsareal: $A_{sw} := 3 \cdot A_{25} = 1473 \cdot \text{mm}^2$

Skjærarmeringens helning i forhold til bjelkens lengdeakse: $\alpha_v := 90 \text{ deg}$

Krav til skjærarmering
 EC2 NA 9.5N $\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.0013$

EC2 (9.4) $s \leq \frac{A_{sw}}{b_w \cdot \rho_{wmin} \cdot \sin(\alpha_v)}$ $\frac{A_{sw}}{b_w \cdot \rho_{wmin} \cdot \sin(\alpha_v)} = 271 \cdot \text{mm}$

EC2 NA 9.6N $s_{j,maxOK} := 0.6 \cdot (d_{tegnOK} - d'_{tegnUK}) \cdot (1 + \cot(\alpha_v)) = 534 \cdot \text{mm}$

Indre momentarm over støtte:

$$z_{støtte} := d_{tegnOK} - \frac{x_{støtte}}{2} = 797 \cdot \text{mm}$$

Største senteravstand: $s_{max} := \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z_{støtte} \cdot \cot(\theta)}{V_{Ed.full}} = 202 \cdot \text{mm}$

Benytter en bøyleavstand ved opplegg lik: $s_b := 200 \text{ mm}$

EC2 6.2.3

$$\sigma_{cp} = 2.47 \cdot \text{MPa} \quad \text{for } 0.5 < \sigma_{cp} < 1.0 f_{cd} \quad \alpha_{cw} := 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 2.258$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.492 \quad \nu_1 := \nu$$

Skjærkraftkapasiteten er den minste av:

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s_b} \cdot z_{støtte} \cdot f_{ywd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_v)) \cdot \sin(\alpha_v) = 5092 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z_{støtte} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_v))}{1 + \cot(\theta)^2} = 36583 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraftkapasiteten: $V_{Rd} := \min(V_{Rd.s}, V_{Rd.max}) = 5092 \cdot \text{kN}$

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed.full} = 5035 \cdot \text{kN}$

Utnyttelsen:

| |
|-------------------------------------|
| $\frac{V_{Ed.full}}{V_{Rd}} = 0.99$ |
|-------------------------------------|

Dimensjonering for torsjon

Da brutvernsnittet er et massivt tverrsnitt, beregnes torsjonskapasiteten med en antagelse om et lukket hulltverrsnitt med bredde b_w , hvor likevekten oppfylles ved en lukket skjærstrøm.

Totalt areal av tverrsnittet innenfor ytre omkrets: $A_t := b_w \cdot H = 5062500 \cdot \text{mm}^2$

Den ytre omkretsen av tverrsnittet: $u_t := 2 \cdot (b_w + H) = 10600 \cdot \text{mm}$

Effektiv veggtykkelse: $t_{ef} := \frac{A_t}{u_t} = 478 \cdot \text{mm}$

$$A_k := (b_w - t_{ef}) \cdot (H - t_{ef}) = 2759346 \cdot \text{mm}^2$$

$$u_k := 2 \cdot [(b_w - t_{ef}) + (H - t_{ef})] = 8690 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende laster i bruddgrense hvor primær- og tvangskrefter fra spennarmeringen er inkludert:

$$T_{Ed1} := 10552.45 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{\tau Ed1} := -0.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad V_{\tau Ed1} := 3118.94 \text{ kN}$$

Riss-torsjonsmomentet

$$\sigma_1 := \frac{T_{Ed1}}{2 \cdot A_k \cdot t_{ef}} = 4.004 \cdot \text{MPa} \quad f_{ctd} = 1.8 \cdot \text{MPa} \quad \boxed{\sigma_1 > f_{ctd}}$$

eller:

$$T_{Rd.c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 4744.3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{Ed1} = 10552.45 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\boxed{T_{Rd.c} < T_{Ed1}}$$

Eurokode 2 pkt. 6.3.2 (5) gir at for tilnærmet rektangulære tverrsnitt er det kun behov for minimumsarmering forutsatt at følgende ligning ikke overskrider verdien 1.0

$$\boxed{\frac{T_{Ed1}}{T_{Rd.c}} + \frac{V_{\tau Ed1}}{V_{Rd.c}} = 3.17}$$

Det er etter dette behov for å bestemme nødvendig lengde- og bøylearmering, som gjennomføres ved å kontrollere kapasiteten for trykk- og strekkbrudd.

Beregner nytt tverrarmeringsbehov for $\cot\theta=2$, hvor skjærarmeringen bestående av én omsluttende bøyle

$$\boxed{1 \leq \cot(\theta) \leq 2} \quad \theta := 26.6 \text{ deg} \quad \cot(\theta) = 2 \quad A_{sw} := 2 \cdot A_{25}$$

Torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd:

$$T_{Rd.max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 29890 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Øvre dimensjonerende kapasitet for skjær, begrenset av trykkbrudd i betongen er:

$$V_{Rd.max} = 36583 \cdot \text{kN}$$

Kapasiteten for trykkbrudd er kontrollert ihht. EC2 pkt 6.3.2 (4). Virkningen av skjær og torsjon kan adderes ved bruk av felles verdi for vinkelen θ gjennom bruk av forenklet lineær interpolasjon

For $\cot\theta=2$ blir trykkbruddkapasiteten for brutverrsnittet (utsatt for torsjon og skjærkraft) begrenset av betongtrykkstavens kapasitet, og beregnet etter EC2 formel 6.29.

$$\frac{T_{Ed1}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{\tau Ed1}}{V_{Rd,max}} = 0.44$$

Det er god kapasitet mot trykkbrudd, og da ikke nødvendig å øke størrelsen på tverrsnittet.

Kapasiteten for strekkbrudd er kontrollert, og gir at det er nødvendig med armering for torsjon da

$$T_{Rd,c} = 4744.25 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad T_{Ed1} = 10552.45 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad \boxed{T_{Ed} > T_{Rd,c}}$$

Nødvendig bøylearmeringsareal per snitt pga skjærkraft per mm:

$$A_{s,b.snitt} := \frac{V_{\tau Ed1}}{z_{støtte} \cdot f_{ywd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_v)) \cdot \sin(\alpha_v)} = 4.51 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Finner nødvendig bøylearmering pga torsjon:

$$A_{s,T1.snitt} := \frac{T_{Ed1} \cdot \tan(\theta)}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} = 2.202 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Trenger da et totalt bøyleareal per snitt på:

$$A_{sw,tot} := A_{s,b.snitt} + A_{s,T1.snitt} = 7 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Finner nødvendig senteravstand for $\phi 25$ for max torsjon

$$s_{bVT1} := \frac{2 \cdot A_{25}}{A_{sw,tot}} = 146 \cdot \text{mm}$$

Kontrollerer at kravene til bøylearmeringen etter EC2 pkt 9.2.3 og NA.9.2.2(6).

$$s_{\tau} \leq \frac{u_t}{8} \quad \frac{u_t}{8} = 1325 \cdot \text{mm} \quad \text{OK}$$

$$s_{l,max} := 0.6 \cdot \left[\left[(d_{tegnUK} - d'_{tegnOK}) \cdot (1 + \cot(\alpha_v)) \right] \right] = 534 \cdot \text{mm} \quad \text{OK}$$

Beregning av nødvendig lengdearmering for torsjon.

Bøylearmeringen kontrolleres opp mot nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen, som er lengdearmeringen plassert inne i bøylearmeringen.

Nødvendig lengdearmering er dimensjonert ut fra flytning ved brudd. Det er funnet et nødvendig areal for lengdearmeringen for torsjon alene i tverrsnittet, når $\cot\theta=2$.

$$A_{sl,tot1} := \frac{T_{Ed1}}{2 \cdot A_k} \cdot \frac{\cot(\theta) \cdot u_k}{f_{yd}} = 76316 \cdot \text{mm}^2$$

Dette arealet kontrolleres opp mot summen av slakkarmering som befinner seg innen for bøyelene.

Armeringsareal for jern plassert vertikalt:

Ihht EC2 9.2.3 bør stengene i lengderetning være ordnet slik at det er minst en stang i hvert hjørne, og de øvrige er jevnt fordelt rundt den innvendige omkretsen av bøyelene med en avstand som ikke er større enn 350mm. Beregnet nødvendig armeringsareal for jern plassert vertikalt langs bøylen:

$$n_{\text{vert}} := \left(\frac{H - 2c_{\text{nom.a}} - 2 \cdot \phi_{25}}{350\text{mm}} \right) \cdot 2 = 6.2$$
$$n_{\text{Vert}} := 7 - 4 = 3$$

Armeringsareal for jern plassert vertikalt:

$$A_{\text{Vert}} := n_{\text{Vert}} \cdot A_{20} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

Lengdearmering fra tidligere beregninger:

Armeringsareal for lengdearmering over bredden b_w i OK: $A_{s\text{min}bw} = 16942 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsareal for lengdearmering over bredden b_w i UK: $A_{s\text{UK}} = 17446 \cdot \text{mm}^2$

Totalt armeringsareal innenfor bøyelene:

$$A_{\text{sslakk}} := A_{s\text{min}bw} + A_{s\text{UK}} + A_{\text{Vert}} = 35330 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sl,tot1} = 76316 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sl,tot1} > A_{\text{sslakk}}$$

Øker vinkelen θ , for å øke arealet for bøylearmering for kompensere for det store behovet for lengdearmering.

Beregner nytt tverrarmeringsbehov for $\cot\theta=1$, hvor skjærarmeringen bestående av én omsluttende bøyle

$$1 \leq \cot(\theta) \leq 2 \quad \text{Prøver med: } \theta := 45\text{deg} \quad \cot(\theta) = 1$$

Torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd:

$$T_{\text{Rd,max}} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{\text{cw}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot A_k \cdot t_{\text{ef}} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 37328 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Øvre dimensjonerende kapasitet for skjær, begrenset av trykkbrudd i betongen er:

$$V_{Rd,max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z_{støtte} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_v))}{1 + \cot(\theta)^2} = 45687 \cdot \text{kN}$$

Trykkbruddkapasiteten for $\cot\theta=1$

$$\frac{T_{Ed1}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{\tau Ed1}}{V_{Rd,max}} = 0.35$$

Ser at kapasitet mot trykkbrudd er forbedret.

Nødvendig bøylearmeringsareal per snitt pga skjærkraft:

$$A_{s,b2,snitt} := \frac{V_{\tau Ed1}}{z_{støtte} \cdot f_{ywd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_v)) \cdot \sin(\alpha_v)} = 9 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Finner nødvendig tverrarmeringsareal per snitt for torsjon:

$$A_{s,T2,snitt} := \frac{T_{Ed1} \cdot \tan(\theta)}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} = 4.4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Trenger da et totalt bøyleareal per snitt på:

$$A_{sw,tot} := A_{s,b2,snitt} + A_{s,T2,snitt} = 13.4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Finner nødvendig senteravstand for kam25 for max torsjon og tilhørende skjærkraft

$$s_{bVT} := \frac{2 \cdot A_{25}}{A_{sw,tot}} = 73 \cdot \text{mm}$$

Kontrollerer at kravene til bøylearmeringen etter EC2 pkt 9.2.3 er tilfredsstillt for den aktuelle fagverksmodellen. Senteravstanden i lengderetning mellom bøylearmeringen med $\cot\theta=1$ overskride ikke $u_t/8$ eller kravet for skjærarmering under pkt NA.9.2.2(6).

$$s_{\tau} \leq \frac{u_t}{8} \quad \frac{u_t}{8} = 1325 \cdot \text{mm} \quad s_{bVT} = 73 \cdot \text{mm} \quad \text{OK}$$

$$s_{l,max} := 0.6 \cdot (d_{tegnUK} - d'_{tegnOK}) \cdot (1 + \cot(\alpha_v)) = 534 \cdot \text{mm} \quad \text{OK}$$

Bøylearmeringen kontrolleres opp mot nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen for torsjon, som er lengdearmeringen plassert inne i bøylearmeringen som omslutter skjærstrømmen fra torsjonen.

Nødvendig lengdearmering:

$$A_{sl,tot2} := \frac{T_{Ed1}}{2 \cdot A_k} \cdot \frac{\cot(\theta) \cdot u_k}{f_{yd}} = 38216 \cdot \text{mm}^2$$

Dette arealet kontrolleres opp mot summen av lengdearmeringen som befinner seg innen for bøylene.

Totalt armeringsareal innenfor bøylene:

$$A_{\text{sslakk}} = 35330 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{sl.tot2}} = 38216 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{sl.tot2}} > A_{\text{sslakk}}$$

Differansen mellom armering for torsjon og slakkarmering i tverrsnittet

$$A_{\text{sdif}} := A_{\text{sl.tot2}} - A_{\text{sslakk}} = 2886 \cdot \text{mm}^2$$

gir:

$$n_{\text{dif}} := \frac{A_{\text{sdif}}}{A_{20}} = 9.2$$

Trenger 10 jern ekstra i tverrsnittet for å tilfredsstille behovet for lengdearmering mot torsjon.

D.2 Dimensjonering i tverretning

Dimensjonering av flens.

Materialdata:

Materialfaktor for spennarmering: $\gamma_s := 1.15$
 $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$

Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet $f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$

Betongens karakteristiske trykkfasthet: $f_{ck} := 45\text{MPa}$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet: $f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \text{MPa}$

Armeringens karakteristiske flytegrense: $f_{yk} := 500\text{MPa}$

Armeringens dimensjonerende flytegrense $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \cdot \text{MPa}$

Skjærarmeringens dimensjonere flytegrense $f_{ywd} := f_{yd}$

Geometri:

Lengde på utkrager: $b_f := 3275\text{mm}$

Nominell overdekning for slakkarmering: $c_{nomslakk} := 60\text{mm}$

Midlere tykkelse på flens: $t_f := 300\text{mm}$

Tykkelse på flens ved innspenning: $t_{f.ins} := 350\text{mm}$

Lastbredde: $b_{last} := 1\text{m}$

Tykkelse på påstøp: $t_b := 90\text{mm}$

Bredde på kvadratisk lastareal etter NS-EN 1991-2 Figure 4.2b:
 $a := 400\text{mm}$
 $b := 400\text{mm}$

Lastareal for punktlast fra LM1: $A_{LM1} := a^2 = 0.16 \cdot \text{m}^2$

Diameter på bøyer: $\phi_{20} := 20\text{mm}$

Armeringsareal: $A_{20} := \frac{\pi \cdot \phi_{20}^2}{4} = 314 \cdot \text{mm}^2$

Midlere avstand fra UK flens til strekkarmering: $d := t_f - c_{nomslakk} - \frac{\phi_{20}}{2} = 230 \cdot \text{mm}$

Avstand fra UK flens til strekkarmering ved innspenning: $d_{ins} := t_{f.ins} - c_{nomslakk} - \frac{\phi_{20}}{2} = 280 \cdot \text{mm}$

Karakteristiske laster :**last- og kombinasjonsfaktorer fra lastkombinasjon 2002:**

| | | | |
|------------------------------|--|---|-----------------------|
| Egenvekt | $g := -25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ | | $\gamma_g := 1.2$ |
| Rekkverk: | $r := -3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ | linjelast | $\gamma_r := 1.2$ |
| Belegning | $b_{bel} := -3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | per lastareal | $\gamma_{bl} := 1.2$ |
| Trafikk, LM1, jevnt fordelt: | $p' := -16.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ | linjelast i y-retning Stemmer dette? | $\gamma_{p'} := 1.35$ |
| Vind: | $v := -7.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ | linjelast i x-retning. | $\gamma_v := 1.12$ |
| Trafikklast, LM1, punktlast: | $P := 300\text{kN}$ | | $\gamma_p := 1.35$ |

Dimensjonerende laster for skjær i flens

Avstand mellom de to punktlastene:

$$b_{\text{punkt}} := 1.2\text{m}$$

Avstander fra innspenning til kant lastfordelingsareal for de to punktlastene:

$$s_1 := d \quad s_2 := d + b_{\text{punkt}} = 1.43\text{m}$$

Utbredt lastflate i flensent tungdepunkt:

$$t_x := a + t_f + 2 \cdot t_b = 0.88\text{m} \quad t_y := t_x$$

$$A_{\text{lastfordeling}} := t_x \cdot t_y = 0.774 \cdot \text{m}^2$$

$$\frac{t_x}{t_y} = 1 \quad \frac{s_1}{t_y} = 0.261 \quad \frac{s_2}{t_y} = 1.625$$

Faktore k_v leses av diagram 4.1 i Norsk Betongforenings Publikasjoner nr 6. og er basert på forholdet mellom breddene av det fordelte lastarealet fra punktlasten og avstanden s fra kanten av lastflaten til kanten av innspenningen.

$$k_{v1} := 0.675$$

$$k_{v2} := 0.3$$

Punktlast fra trafikklast per hjul: $F_{\gamma} := -300\text{kN}$

Karakteristisk skjærkraft i lengderetning for de to punktlastene:

| |
|--|
| $v_{\gamma, \text{max}1} := k_{v1} \cdot \frac{F_{\gamma}}{t_y} = -230.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |
| $v_{\gamma, \text{max}2} := k_{v2} \cdot \frac{F_{\gamma}}{t_y} = -102.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |

Lasten fra punktlastene $v_{\gamma, \text{max}}$ danner sammen med de andre opptredende lastene og tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer en total dimensjonerende skjærkraft for flensen.

Dimensjonerende laster per lengdeenheter i ULS med last- og kombinasjonsfaktorer.

$$\begin{aligned} \text{Egenvekt:} \quad g_{Ed} &:= g \cdot t_f \cdot b_f \cdot \gamma_g = -29.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{Rekkverk:} \quad r_{Ed} &:= r \cdot \gamma_r = -3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{Belegning:} \quad b_{belEd} &:= b_{bel} \cdot b_f \cdot \gamma_{bl} = -11.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{Trafikk, LM1,} & \\ \text{jevnt fordelt:} \quad p'_{Ed} &:= p' \cdot 1 \cdot \gamma_{p'} = -21.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{Vind:} \quad v_{Ed} &:= v \cdot \gamma_v = -8.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Kritisk dimensjonerende skjærkraft ved innspenning av flens:

$$V_{Ed} := g_{Ed} + r_{Ed} + b_{belEd} + p'_{Ed} + v_{Ed} + v_{\gamma, \max 1} \cdot \gamma_{p'} + v_{\gamma, \max 2} \cdot \gamma_{p'} = -524.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment i flens

Dimensjonerende momenter:

Lastarealet som fordeles ned på flensens tyngdepunkt blir som for dimensjonering for skjær:

$$t_x = 0.88 \text{ m} \quad t_y = 0.88 \text{ m} \quad A_{\text{lastfordeling}} = 0.774 \text{ m}^2$$

Avstand fra innspenning til plassering av lastresultant nærmest fri rand:

$$L_1 := b_f - 0.5 \text{ m} - \frac{t_x}{2} = 2335 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra innspenning til plassering av lastresultant nærmest innspenning:

$$L_2 := b_f - 0.5 \text{ m} - \frac{t_x}{2} - 1.2 \text{ m} = 1135 \cdot \text{mm}$$

Avstanden fra fri rend til plassering av lastresultant nærmest fri rand:

$$L_{12} := b_f - L_1 = 940 \cdot \text{mm}$$

Avstanden fra fri rend til plassering av lastresultant nærmest innspenningen:

$$L_{22} := b_f - L_2 = 2140 \cdot \text{mm}$$

Kritisk dimensjonerende moment om tverrsnittets tverretning og om innspenningens lengde finnes ved å lese av koteverdi fra influenslinje-diagrammene som settes inn i formel for moment [Pucher]. Lastarealet for de fire hjullastene er skissert inn i diagrammene for moment i begge retninger, og midlere kote-faktorer er anslått ut fra dette.

$$\begin{aligned} \text{koteverdier for} \quad \mu_{mx,1} &:= -9.9 & \mu_{mx,2} &:= -8 \\ \text{mx-influenslinjer:} \quad \mu_{mx,3} &:= -8 & \mu_{mx,4} &:= -4 \\ \mu_{mx, \text{midlere}} &:= \mu_{mx,1} + \mu_{mx,2} + \mu_{mx,3} + \mu_{mx,4} = -29.9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{koteverdier for} & & \mu_{\text{my},1} & := 4.5 & & \mu_{\text{my},2} & := 1.2 \\
 \text{my-inflenslinjer:} & & \mu_{\text{my},3} & := 1.53 & & \mu_{\text{my},4} & := 0.43 \\
 & & \mu_{\text{my, midlere}} & := \mu_{\text{my},1} + \mu_{\text{my},2} + \mu_{\text{my},3} + \mu_{\text{my},4} = 7.66
 \end{aligned}$$

Moment om x- og y-retning med lastfaktor for LM1 i bruddgrense:

Forenklet hentes det ut en midlere kote-verdi $\mu_{\text{my, midlere}}$ for hver av lastarealene fra de respektive diagrammene. Innsatt i formelen for opptredende moment fås de opptredende dimensjonerende momentene:

$$P_{\text{mEd}} := P \cdot \gamma_p = 405 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{mx, Ed}} := \frac{P_{\text{mEd}}}{8 \cdot \pi} \cdot \mu_{\text{mx, midlere}} = -481.822 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{my, Ed}} := \frac{P_{\text{mEd}}}{8 \cdot \pi} \cdot \mu_{\text{my, midlere}} = 123.437 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Opptredende dimensjonerende momenter per meter med tilørende last- og kombinasjonsfaktorer for moment i overkant flens

Hentet fra lastkombinasjon 2002 i Nova Frame hvor trafikklast er dominerende:

$$\text{Egenvekt: } M_{\text{gEd}} := g_{\text{Ed}} \cdot \frac{b_f}{2} = -48.3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk: } M_{\text{rEd}} := r_{\text{Ed}} \cdot b_f = -11.8 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Belegning: } M_{\text{belEd}} := b_{\text{belEd}} \cdot \frac{b_f}{2} = -19.3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Trafikk, LM1, jevnt fordelt: } M_{\text{p'Ed}} := p'_{\text{Ed}} \cdot \frac{b_f}{2} = -35.8 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Trafikk: Punktlast, LM1: } M_{\text{mx, Ed}} = -481.8 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Vind: } M_{\text{vEd}} := v_{\text{Ed}} \cdot \frac{b_f}{2} = -14.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment i overkant av innspenning:

$$M_{\text{Ed, mx}} := (M_{\text{gEd}} + M_{\text{rEd}} + M_{\text{belEd}} + M_{\text{p'Ed}} + M_{\text{mx, Ed}} + M_{\text{vEd}}) \cdot -1\text{m} = 611.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment om bruas tverretning:

$$M_{\text{Ed, my}} := M_{\text{my, Ed}} \cdot 1\text{m} = 123.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonering i tverretning.

Det beregnes nødvendig armering i flensen for opptredende dimensjonerende laster.

Dimensjonering av flens for bøyemoment $M_{Ed.mx}$.

Under beregningen er det benyttet en flensstykkelse tilsvarende tykkelsen hvor momentet er størst.

$$M_{Ed.mx} = 611.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Flensen betraktes som en plate, hvor nødvendig strekkarmering i OK er funnet for en lastbredde på 1 meter.

Trykksoneens momentkapasitet ved innspenning:

$$M_{cdx} := 0.293 \cdot f_{cd} \cdot b_{last} \cdot d_{ins}^2 = 585.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{Ed.mx} > M_{cdx}$ Trenger armering i trykksonen.

$$d' := c_{noms} + \frac{\phi_{20}}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$h' := d_{ins} - d' = 210 \text{ mm}$$

Nødvendig trykkarmeringsareal:

$$A'_s := \frac{M_{Ed.mx} - M_{cdx}}{f_{yd} \cdot h'} = 282 \text{ mm}^2$$

Nødvendig strekkarmering:

$$A_s := \frac{M_{cdx}}{0.82 \cdot d_{ins} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{Ed.mx} - M_{cdx}}{f_{yd} \cdot h'} = 6150 \text{ mm}^2$$

Kontrollerer armeringsarealet for strekkarmeringen opp mot krav i EC2

$$A_{s,min.mx} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{last} \cdot d_{ins}, 0.0013 \cdot b_{last} \cdot d_{ins}\right) = 553 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max.mx} := 0.04 \cdot b_{last} \cdot d = 9200 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengden A_s benyttes videre i beregningen.

For å kunne benytte formlene ovenfor for nødvendig armeringsmengde, kontrolleres det om tverrsnittet er over- eller underarmert.

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad \epsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sy} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.17 \times 10^{-3} \quad \alpha_\epsilon := \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2} + \epsilon_{sy}} = 0.617$$

$$x := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0.8 \cdot b_{last} \cdot f_{cd}} = 0.131 \text{ m} \quad \alpha_\epsilon \cdot d_{ins} = 0.173 \text{ m}$$

or $x < \alpha_\epsilon \cdot d_{ins}$ vil armeringen flyte og tverrsnittet er underarmert. Vil da kunne benytte kapasitetsberegningen i sin form vist ovenfor. Dette gir nødvendig antall armeringsjern i over og underkant i form av tverrarmering av bruar lengderetning.

Antall bøyler i OK: $n_{jOK} := \frac{A_s}{A_{20}} = 20$

Senteravstand OK: $cc_{jOK} := \frac{b_{last}}{n_{jOK}} = 51 \text{ mm}$

Antall bøyler i UK: $n_{jUK} := \frac{A'_s}{A_{20}} = 1$

Senteravstand UK: $cc_{jUK} := \frac{b_{last}}{n_{jUK}} = 1113 \text{ mm}$

Dimensjonering for moment $M_{.my}$

Kontrollerer om det er behov for truckarmering: $M_{cdy} := 0.293 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d_{ins}^2 = 1918.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$M_{Ed.my} = 123.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\boxed{M_{Ed.my} < M_{cdy}}$$

Det er ikke behov for armering i trykksonen. Nødvendig lengdearmering for dimensjonerende moment fra lastkombinasjon 2003 ligger i overkant av flens da denne tilfredsstiller minimumskrav for maks moment over støtte. Nødvendig armering A_{smy} i underkant av flens er:

Avstand fra overkant brudekke til lengdearmering i underkant av flens: $d_y := t_f - \phi_{20} - \frac{\phi_{20}}{2} = 270 \text{ mm}$

$$A_{smy} := \frac{M_{Ed.my}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{Ed.my}}{M_{cdy}}\right) \cdot d_y \cdot f_{yd}} = 1064 \text{ mm}^2$$

Kontrollerer denne opp mot minimumskravet

$$A_{s.minUKmy} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_f \cdot d, 0.0013 \cdot b_f \cdot d_y\right) = 1488 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.max} := 0.04 \cdot b_f \cdot 350 \text{ mm} = 45850 \text{ mm}^2 \quad A_{smyUK} < A_{s.minUKmy}$$

$$A_{Smy} := \max(A_{smy}, A_{s.minUKmy}) = 1488 \text{ mm}^2$$

$$\boxed{\text{Minimumskravet blir dimensjonerende}}$$

For å kunne benytte formlene ovenfor for nødvendig armeringsmengde, kontrolleres det om tverrsnittet er over- eller underarmert.

$$E_s = 2 \times 10^{11} \text{ Pa} \quad \epsilon_{cu2} = 3.5 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sy} = 2.17 \times 10^{-3} \quad \alpha_e = 0.617$$

$$x_{xy} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.minUKmy}}{0.8 \cdot b_f \cdot f_{cd}} = 0.01 \text{ m} \quad \alpha_e \cdot d_y = 0.167 \text{ m}$$

Da $x < \alpha_e d_{ins}$ vil armeringen flyte og tverrsnittet er underarmert. Vil da kunne benytte kapasitetsberegningen i sin form vist ovenfor. Dette gir nødvendig antall armeringsjern i over og underkant i form av tverrarmering av bruar lengderetning.

$$\text{Antall jern og senteravstand i UK} \quad \frac{A_{Smy}}{A_{20}} = 4.738 \quad n_{UKmy} := 5 \quad c_{UKmy} := \frac{b_f - 2 \cdot \phi_{20} - c_{nomslakk}}{n_{UKmy} - 1} = 794 \cdot \text{mm}$$

5 jern legges i UK flens langs brutverrsnittets lengderetning med en senteravstand på 790mm.

Antall jern og senteravstand i OK
Beregnes med utgangspunkt i nødvendig lengdearmering i overkant for dimensjonerende moment over støtte.

$$b_f = 3275 \text{ mm} \quad B := 10600 \text{ mm} \quad n_{OK} := 140$$

$$c_{OK} := \frac{B - 2 \cdot (c_{nomslakk}) - 2 \cdot \phi_{20}}{n_{OK} - 1} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$n_{OKmy} := \frac{b_f - c_{nomslakk} - \phi_{20}}{c_{OK}} = 43$$

Dimensjonering for skjærkrefter i flens

I første omgang kontrolleres det etter EC2 pkt 6.2.2 om det er beregningsmessig behov for skjærarmering i flensen. Dette punktet gjelder for opprissede tverrsnitt, som er god praksis å bruke for dimensjonering av bruer.

Største opptredende skjærkraft i bruddgrense:

$$V'_{Ed} := V_{Ed} - 1 \text{ m} = 524.3 \cdot \text{kN}$$

$$k := \min \left(2.0, 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_{ins}}} \right) = 1.845$$

$$\rho_1 := \frac{A_s}{b_{last} \cdot d} = 0.02674 \quad k_2 := 0.18 \quad C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

Skjærkraftkapasiteten per lengdeenhet i opprissede områder under bøyning:

$$V'_{Rd,c} := \text{MPa} \left[C_{Rd,c} \cdot k \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_{last} \cdot d_{ins} = 306.1 \cdot \text{kN}$$

$$v_{min} := \text{MPa} \cdot 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{0.5} = 0.353 \cdot \text{MPa} \quad V'_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot b_{last} \cdot d_{ins} = 98.9 \cdot \text{kN}$$

$$\boxed{V'_{Rd,c} := \max(V'_{Rd,c}, V'_{Rd,c,min}) = 306.1 \cdot \text{kN}}$$

$$\text{Utnyttelse: } \boxed{\frac{V'_{Ed}}{V'_{Rd,c}} = 1.71}$$

Det er beregningsmessig behov for skjærarmering i flensen. Benytter vertikal skjærarmering som dimensjoneres etter EC2 pkt. 6.2.3 og 9.2.2 og Håndbok 185 pkt 5.3.4.2.6.

Nødvendig skjærarmering i flens

For bruer: $1 \leq \cot(\theta) \leq 2$ Benytter $\theta := 28\text{deg}$ som gir $\cot(\theta) = 1.9$

Antar skjærarmeringend tverrsnittsareal per lengdeenhet: $A_{sw} := 2 \cdot A_{20} = 628 \cdot \text{mm}^2$

Krav til skjærarmering:
 EC2 NA 9.5N
$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.001342$$

$$s \leq \frac{A_{sw}}{b_{last} \cdot \rho_{wmin}} \quad \frac{A_{sw}}{b_{last} \cdot \rho_{wmin}} = 468 \cdot \text{mm}$$

EC2 NA 9.6N
$$s_{j,maxOK} := 0.6 \cdot \left(d_{ins} - c_{nomslakk} - \frac{\phi_{20}}{2} \right) \cdot (1 + \cot(\theta)) = 363 \cdot \text{mm}$$

Momentarm:
$$z := d_{ins} - c_{nomslakk} - \frac{\phi_{20}}{2} = 210 \cdot \text{mm}$$

Største senteravstand:
$$s_{max} := \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot(\theta)}{V_{Ed}} = 206 \cdot \text{mm}$$

Antatt senteravstand mellom bøyene i tverrsnitteets tverretning: $s_b := 200\text{mm}$

Regner videre beregningsmessig behov for skjærarmering:

For konstruksjoner uten forspenning: $\alpha_{cw} := 1$

for $0.5 < \sigma_{cp} < 1.0 f_{cd}$ $f_{cd} = 25.5 \cdot \text{MPa}$

$$\nu_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}} \right) = 0.492$$

Største effektive tverrsnittsareal av skjærarmeringen $A_{sw,max}$ for $\cot\theta=1$ er gitt ved:

$$A_{sw,max} := \frac{0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_{last} \cdot s_b}{f_{ywd}} = 2886 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sw} = 628 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sw} < A_{sw,max} \quad \text{OK}$$

For konstruksjoner med skjærarmering vinkelrett på konstruksjonens lengdeakse er skjærkraftkapasiteten den minste av:

$$V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s_b} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 539.5 \cdot \text{kN} \quad V_{Rd,max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{last} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 1092.1 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraftkapasiteten: $V_{Rd} := \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) = 539 \cdot \text{kN}$

Utnyttelsen:
$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.97$$

Flensen armeres med skjærarmering $\phi_{20cc200}$.

D.3 Norsk Betongforening. Publikasjon nr. 6

4. LAST PÅ PLATE NÆR OPPLÉGG

4.1 Dimensjonerende skjærkraft

Den dimensjonerende skjærkraft pr. lengdeenhet i en plate belastet med en last nær opplégg bestemmes av

$$v_{\gamma \text{maks.}} = k_v \cdot F_{\gamma} / t_{\gamma} \quad \text{..... (4.1)}$$

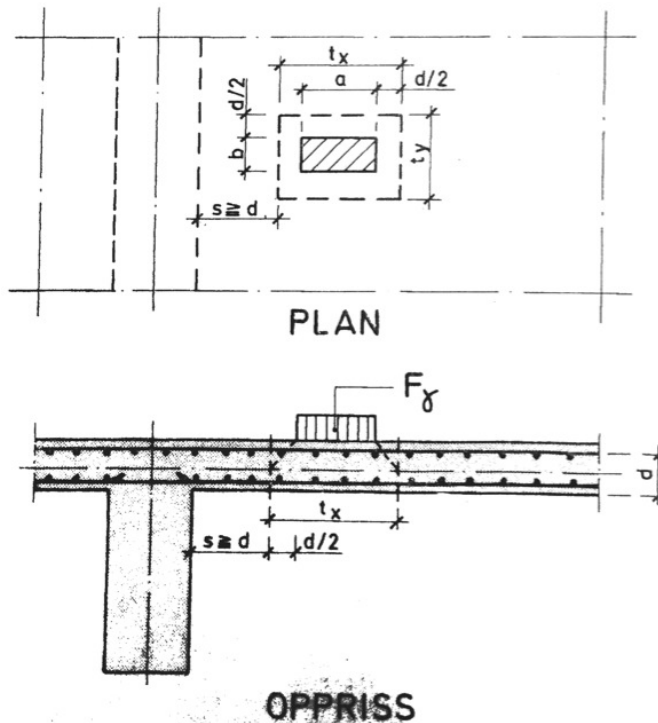
hvor k_v avleses på diagram 4.1 eller 4.2 som funksjon av t_x/t_y og s/t_y samt innspenningsgrad.

Hvis ikke andre betingelser bestemmer plasing av lasten, settes $s = d$.

Beregningsgrunnlaget for diagram 4.1 og 4.2 er angitt i [2].

Diagrammene kan brukes ved laster i avstand inntil ca. 30% av spennvidden fra det undersøkte punkt.

Kapasiteten v_{dC} etter formel 2.1 påvirkes av strekkarmeringen. Ved et lasttilfelle som vist på fig. 4.1 kan det mellom lasten F_{γ} og opplégg bli strekk på undersiden eller oversiden av platen, eller eventuelt vekslende mellom begge. Som a_s kan da innsettes henholdsvis underkant- eller overkantarmoring, eller eventuelt den som gir minst kapasitet.



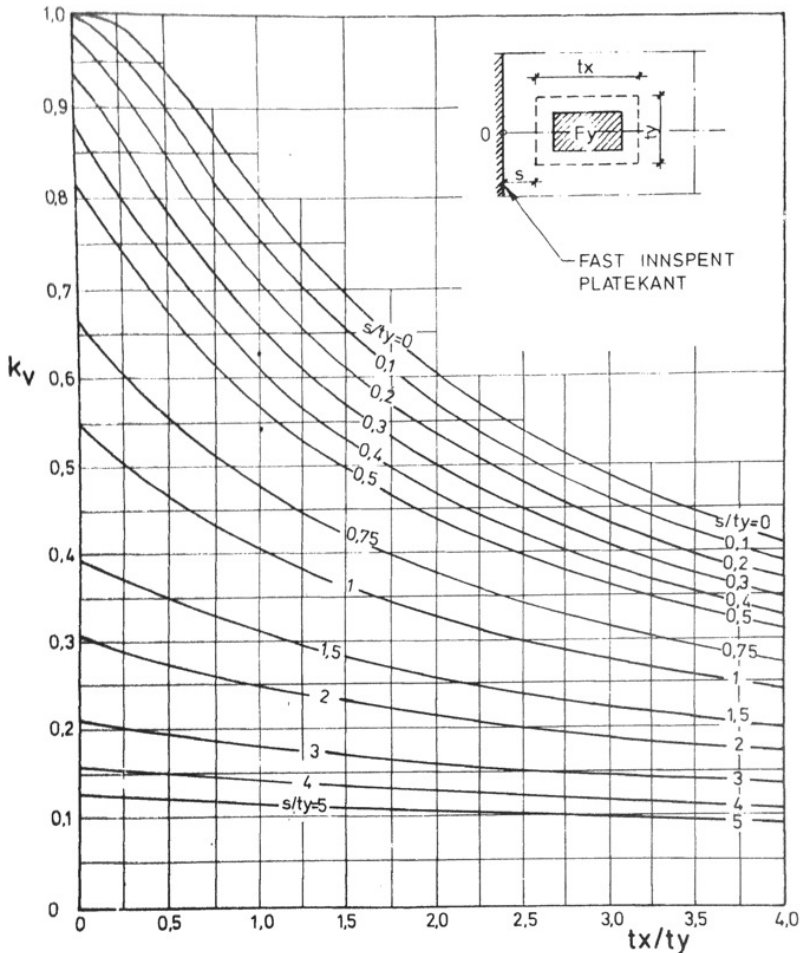


Diagram 4.1 k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant. Skjærkraft pr. lengdeenhet i pkt. 0

2 Dimensjonering for flere samtidige laster

Hvis det samtidig med en last F_{Y1} nær opplegget (kfr. pkt. 2.4 i Bilag A) opptrer også andre laster F_{Yi} , bestemmes den dimensjonerende skjærkraft som

$$v_{\text{ymaks}} = k_{v1} \cdot \frac{F_{Y1}}{t_{Y1}} + 1,6 \sum v(F_{Yi}) \quad \dots\dots(4.2)$$

Skjærkraftandelen $v(F_{Yi})$ kan bestemmes etter [2] eller [3] ved konsentrerte laster. Hvis disse er plasert på en linje vinkelrett på oppleggskanten gjennom det undersøkte punkt, og ligger tilstrekkelig nær kanten, kan også Diagram 4.1 eller 4.2 benyttes.

D.4 Dimensjonering av søyle

Dimensjonering av søyle i ULS

Input:

| | |
|--|--|
| Dimensjonerende aksialkraft i søyle i akse 4 i ULS for lastkombinasjon 2000: | $N_{Ed} := 9428.9\text{kN}$ |
| Tilhørende moment i ende 1 (ende ved brubane) | $M_{toppEd} := -913.0\text{kN}\cdot\text{m}$ |
| Tilhørende moment i ende 1 (ende ved fundament) | $M_{bunnEd} := 860.9\text{kN}\cdot\text{m}$ |
| Tilhørende skjærkrefter: | $V_{Ed} := 104.2\text{kN}$ |

| | | |
|---|-----------|---|
| Søyledimensjoner: | diameter: | $d := 1000\text{mm}$ |
| | lengde: | $l_4 := 16954\text{mm}$ |
| E-modul betong: | | $E_{cm} := 36000\text{MPa}$ |
| Spennvidder: | | $b_{b1} := 27000\text{mm}$ $b_{b2} := 21000\text{mm}$ |
| Tverrsnittareal: | | $A_c := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.785\text{ m}^2$ |
| Betongens karakteristiske trykkfasthet: | | $f_{ck} := 45\text{MPa}$ |
| | | $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$ $\gamma_s := 1.15$ |
| Betongens dimensjonerende trykkfasthet: | | $f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5\text{ MPa}$ |
| Armerings karakteristiske flytegrense: | | $f_{yk} := 500\text{MPa}$ |
| Armerings dimensjonerende flytegrense: | | $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8\text{ MPa}$ |
| Annet arealmoment for søylene: | | $I_c := \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 0.049\text{ m}^4$ |
| Annet arealmoment for brudekket: | | $I_{bx} := 1.119 \cdot 10^{11}\text{ mm}^4$ |
| Bøyestivheter: | Søyle: | $EI_s := E_{cm} \cdot I_c = 1.767 \times 10^{15}\text{ N}\cdot\text{mm}^2$ |
| | Brudekke: | $EI_b := E_{cm} \cdot I_{bx} = 4.028 \times 10^{15}\text{ N}\cdot\text{mm}^2$ |
| Armerings diameter: | | $\phi_{20} := 20\text{mm}$ |
| Armeringsareal for ϕ_{32} | | $A_{20} := \frac{\pi \cdot \phi_{20}^2}{4} = 314\text{ mm}^2$ |
| Armeringens dimensjonerende tøyningsgrense: | | $\varepsilon_{yd} := 2.174 \cdot 10^{-3}$ |
| Treghetsmoment for armeringen: | | $I_{arm} := \frac{\pi \cdot \frac{\phi_{20}^4}{2}}{4} = 62832\text{ mm}^4$ |

Knekk lengde for søyle i akse 4

EC2 5.8.3.2

Knekk lengden uttrykkes som: $l_0 = \beta_0 \times L$

β_0 = knekk lengdefaktoren
 L = Konstruksjonsdelens lengde

Knekk lengde:

$$\frac{1}{2} \cdot l_4 < l_0 < 1.4$$

S.I.Sørensen
s. 172

Innspenningsgrad iht. ende 1 (ved monolittisk forbindelse til brudekket) for søyle i akse 4:

$$k_1 := \frac{\frac{EI_s}{l_4}}{\left(\frac{4 \cdot EI_b}{b_{b1}}\right) + \left(\frac{4 \cdot EI_b}{b_{b1}}\right)} = 0.087$$

Etter pkt. 5.8.3.2.(3) i EC2 antas det at søylen er fullstendig fastholdt mot rotasjon ved fundament noe, noe som i teorien vil tilsa en rotasjonsfastholding lik 0. Da full rotasjonsfastholding ikke er forventet, brukes en minste verdi:

$$k_2 := 0.1$$

Dette gir en knekk lengdefaktor på: $\beta_0 := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)} = 0.586$

Som gir en knekk lengde for søyle i akse 4 på: $l_{04} := l_4 \cdot \beta_0 = 9.936 \text{ m}$

Minimumsaremring etter EC2 9.5

Minste diameter på armeringsjern:

$$\phi_{\min} := 10 \text{ mm}$$

Minste samlet tverrsnittsareal på lengdearmeringen:

$$A_{s,\min} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 9213 \cdot \text{mm}^2$$

Største areal av lengdearmering:

$$A_{s,\max} := 0.08 A_c = 62832 \cdot \text{mm}^2$$

Antar en total armeringsmengde på:

$$A_s := \max(A_{s,\min}, 0.01 \cdot A_c) = 9213 \cdot \text{mm}^2$$

Antall armeringsjern

$$n_{\text{jern}} := \frac{A_s}{A_{20}} = 29.3 \quad A_S := n_{\text{jern}} \cdot A_{20} = 9213 \cdot \text{mm}^2$$

Det regnes men brutto tverrsnittsareal da A_s er mindre enn tilhørende:

$$0.04 \cdot A_c = 31416 \cdot \text{mm}^2$$

Slanketskriterie for enkeltsående konstruksjonsdeler

Finner lastavhengig slankhet:

Treghetsradius for urisset betongtverrsnitt: $i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 250 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien for armeringen: $i_s := \sqrt{\frac{I_{\text{arm}}}{A_S}} = 3 \cdot \text{mm}$

$$n_1 := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.471 \quad \omega := \frac{f_{yd} \cdot A_S}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.2$$

$$k_{aa} := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 0.0001 \quad k_{aaa} := 1.0$$

Konservativt: $k_a := \max(k_{aa}, k_{aaa})$

Geometrisk slankhet: $\lambda_1 := \frac{l_{04}}{i} = 39.745$

Lastavhengig slankhet:
$$\lambda_n := \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{n_1}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 23$$

Slankhetsgrense for uforskyvelige trykkstaver med tverrlast:

EC2 5.2(7) Formfeil $e_i := \frac{l_{04}}{400} = 25 \cdot \text{mm}$

Første ordens endemometer i ULS med formfeil: $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

$$M_{01} := M_{\text{bunnEd}} \quad M_{01} = 860.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$
$$M_{02} := M_{\text{toppEd}} - (N_{Ed} \cdot e_i) \quad M_{02} = -1147.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Gir en positiv verdi av $r_{m,4}$ da søylen utbøyes med enkelkrumning: $r_{m,4} := \left| \frac{M_{01}}{M_{02}} \right| = 0.75$

Kryptall etter lang tid (100 år): $\phi_{100} := 2.535$

Momentene er hentet fra lastkombinasjoner for største opptredende aksialkraft i søylene, og opptrer hvor søylen møter fundament.

Første ordens bøyemoment for kombinasjonen tilnærmet permanent last (bruksgrensetilstanden, lastkombinasjon 2040).

$$M_{0\text{Eqp},4} := -336.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Første ordens bøyemoment for dimensjonerende lastkombinasjon (bruddgrensetilstanden, lastkombinasjon 2000).

$$M_{0\text{Ed},4} := M_{\text{bunnEd}} = 860.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Effektivt kryptall etter EC2 5.8.4

$$\varphi_{ef} := \phi_{100} \cdot \left| \frac{M_{0Eqp.4}}{M_{0Ed.4}} \right| = 0.991$$

EC2 NA5.8.3.1

$$A_{\varphi.4} := \min \left(1.0, \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} \right) = 1$$

Sankhetsgrenser:

For forskyvelige konstruksjoner, og uforskyvelige konstruksjoner med tverrlast:

$$\lambda_{n.lim.4} := 13 \cdot A_{\varphi.4} = 13$$

For uforskyvelige trykkstaver:

$$\lambda_{n.lim.4} := 13 \cdot (2 - r_{m.4}) \cdot A_{\varphi.4} = 16.2$$

Lastavhengig slankhet:

$$\lambda_n = 23$$

I følge EC2 NA.5.8.3.1 må det tas hensyn til 2. ordens momenter da:

$$\lambda_n > \lambda_{n.lim}$$

Det må tas hensyn til virkningen av andre ordens momenter.

Ekvivalent første ordens moment beregnet med fortegn:

$$EC2 5.8.8.2 \quad M_{0e} := \max \left(\left| 0.6 \cdot M_{02} + 0.4 \cdot M_{01} \right|, \left| 0.4 \cdot M_{02} \right| \right) = 458.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Finner dimensjonerende bøyemoment etter EC2 5.8.8.2

$$c_4 := \pi^2$$

$$n_{bal} := 0.4$$

$$\lambda := \frac{l_{04}}{i} = 39.74$$

$$n_u := 1 + \omega = 1.2$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200 \text{MPa}} - \frac{\lambda}{150} = 0.31$$

$$K_r := \min \left[\frac{(n_u - n_{bal})}{(n_u - n_{bal})}, 1 \right] = 0.912$$

$$K_{\varphi} := 1 + \beta \geq 1$$

$$d_d := \frac{1000 \text{mm}}{2} + i_s = 502.612 \cdot \text{mm}$$

$$r := \frac{1}{\left(K_r \cdot K_{\varphi} \cdot \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d_d} \right)}$$

$$\frac{1}{r} = 0.009 \frac{1}{\text{m}}$$

$$e_2 := \left(K_r \cdot K_{\varphi} \cdot \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d_d} \cdot \frac{l_{04}^2}{c_4} \right) = 87.642 \cdot \text{mm}$$

Det gir det nominelle andre ordens momentet:

$$M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 = 826.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Det dimensjonerende moment i bruddgrense:

$$M_{Ed} := (M_{0e} + N_{Ed} \cdot e_1 + M_2) = 1519.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Finner nødvendig armeringsareal ved bruk av MN-diagram

Krav til overdekning: Minste overdekning som følge av kravene til heft:

$$\text{For enkeltstenger: } c_{\min.b.a} := 10\text{mm}$$

For eksponeringsklasse XD3: For armeringsstål: $c_{\min.dur.a} := 50\text{mm}$

Største tillatte negative avvik:

$$\Delta c_{dev} := 10\text{mm}$$

Minste overdekning for slakkarmering:

$$c_{\min.a} := \max(c_{\min.b.a}, c_{\min.dur.a}, 10\text{mm}) = 50\text{mm}$$

Nominell overdekning for slakkarmering:

$$c_{\text{nom.a}} := c_{\min.a} + \Delta c_{dev} = 60\text{mm}$$

Velger aktuelle MN-diagrammer basert på forholdet d'/d

Største avstand mellom armeringsjern:

$$d' := d - 2 \cdot c_{\text{nom.a}} - \phi_{20} = 860\text{mm} \quad \frac{d'}{d} = 0.86$$

$$m_{MN} := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot d} = 0.076 \quad n_{MN} := \frac{-N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = -0.471$$

Fra diagram for $d'/d=0.8$: $\omega_2 := 0.00$

Fra diagram for $d'/d=0.9$: $\omega_3 := 0.00$

Ser at det ikke er nødvendig med armering etter dimensjonering gjennom MN-diagram. Benytter da minimumsarmering etter EC2

$$A_{s,\min} = 9213 \cdot \text{mm}^2$$

I følge HB 185 pkt. 5.3.7.3 skal ikke armeringen ha større senteravstand enn 200mm, samt at armeringens diameter ikke kan være mindre enn 10mm, og minimumsarmeringen skal plasseres symmetrisk. Det bør være minst fire stenger i lengderetning for sirkulære søyler.

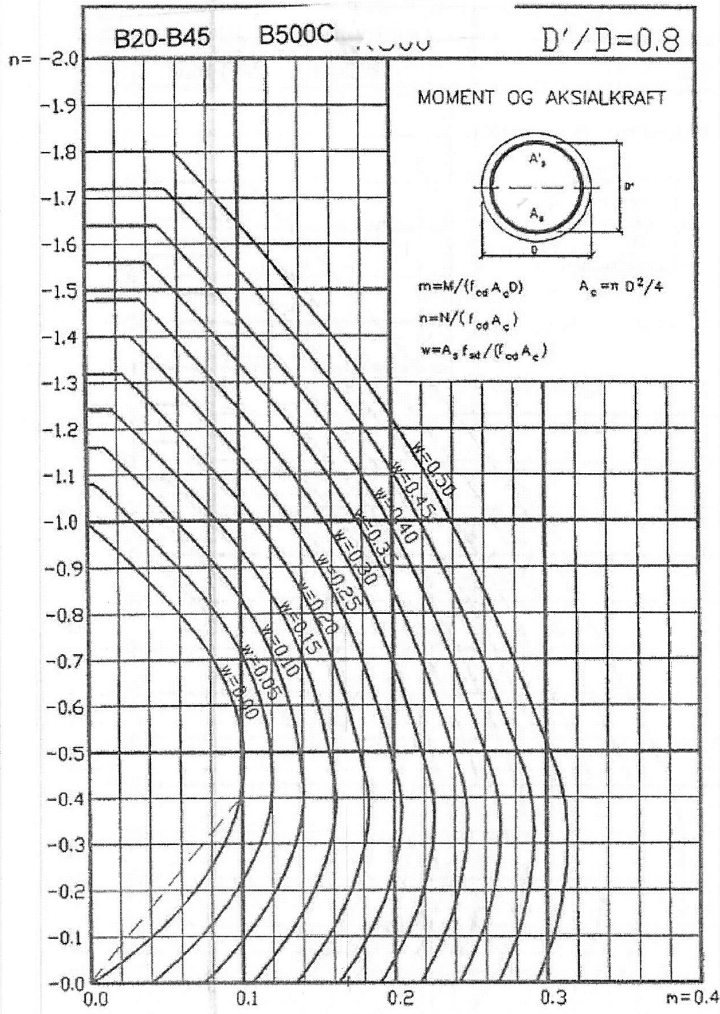
Antall jern i søyle etter minimumsarmering: $n_{\text{jernS}} := \frac{A_{s,\min}}{A_{20}} = 29.3$

Omkretsen av sirkel hvor armeringen plasseres: $O := \pi \cdot (1000\text{mm} - 2c_{\text{nom.a}} - \phi_{20}) = 2702\text{mm}$

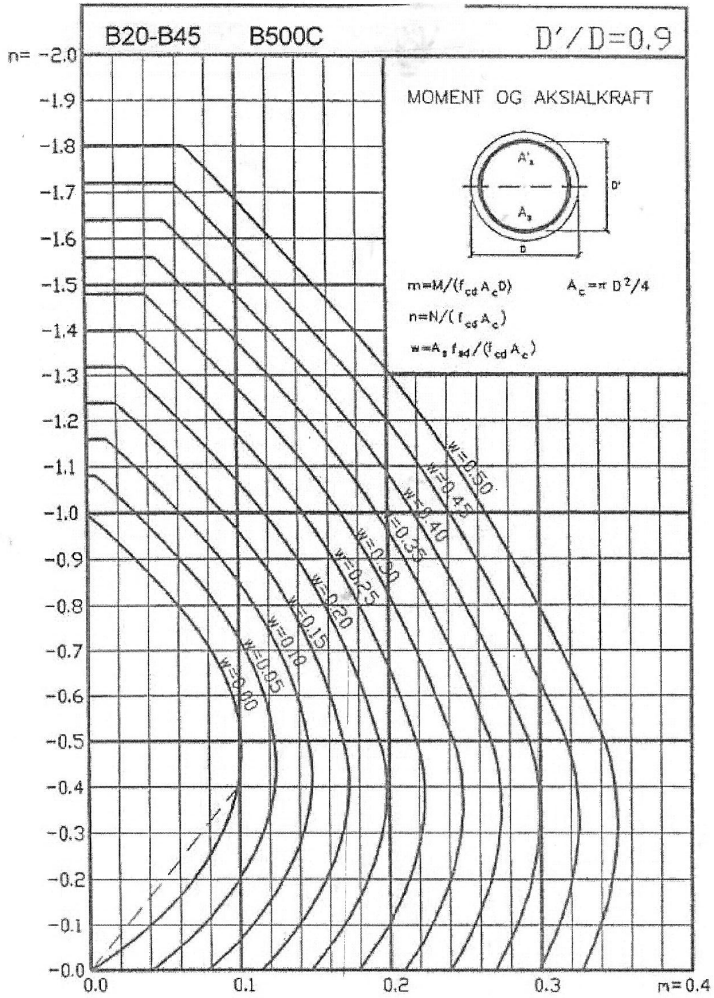
Avstand mellom jern med minimumsarmering: $c_{c_s} := \frac{O}{n_{\text{jernS}}} = 92\text{mm}$ Overskrider ikke krav.

Minimumsarmering er dimensjonerende. Søylen dimensjoneres med 30 ϕ_{20} jern som plasseres symmetrisk i tverrsnittet.

D.5 M/N-diagrammer



D:Arbeid/KEK på H



D:ArbeidiKEK på H:

Vedlegg E

Beregninger i bruksgrensetilstanden

E.1 Dimensjonering i lengderetning

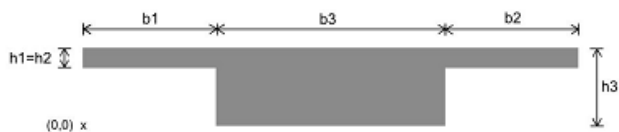
Dimensjonering i bruksgrense

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 pkt. 7

Betongkonstruksjoner, S.l. Sørensen. Kap. 6

All dimensjonering i bruksgrense er beregnet for et forenklet tverrsnitt.

Lengderetning



Geometri og materialeegenskaper

$$b_1 := 3275\text{mm} \quad h_1 := 300\text{mm} \quad A_1 := b_1 \cdot h_1 = 9.825 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$b_2 := b_1 \quad h_2 := h_1 \quad A_2 := b_2 \cdot h_2 = 9.825 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$b_3 := 4050\text{mm} \quad h_3 := 1250\text{mm} \quad A_3 := b_3 \cdot h_3 = 5.063 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$b := b_1 + b_2 + b_3 = 10600 \cdot \text{mm} \quad A_c := A_1 + A_2 + A_3 = 7.027 \text{ m}^2$$

$$h := h_3 = 1250 \cdot \text{mm}$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{cm} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I := 9.93 \cdot 10^{11} \text{mm}^4 \quad \text{uten armering}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 205000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad A_p := 6 \cdot 2660 \text{mm}^2 = 1.596 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2 \quad f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Avstand fra underkant til tyngdepunkt,

$$y_0 := 757.8\text{mm}$$

Spennarmeringens plassering,

$$y_{p\text{felt}} := 160\text{mm} \quad y_{p\text{støtte}} := 200\text{mm}$$

• Spenningsberegning

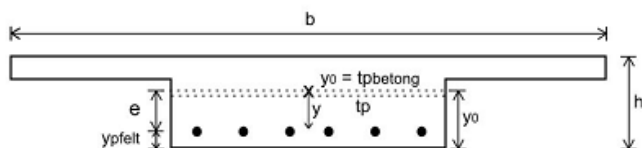
Ihht. EC2 pkt. 7.2

Beregner største spenning i overkant og underkant av tverrsnittet fra henholdsvis maksimalt moment i felt og over støtte.

Transformert tverrsnitt,

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417 \quad A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 7.098 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Opptredende karakteristiske betongspenninger i felt



Avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt uten armering og spennkablenes plassering,

$$e_{\text{felt}} := y_0 - y_{p_{\text{felt}}} = 597.8 \cdot \text{mm}$$

$$y_{t,\text{felt}} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{\text{felt}}}{A_t} = 5.9 \cdot \text{mm} \quad \text{under betongtverrsnittets tyngdepunkt uten armering}$$

Det armerte tverrsnittets treghetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktakse, t_p

$$I_{t,\text{felt}} := I + A_c \cdot y_{t,\text{felt}}^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\text{felt}} - y_{t,\text{felt}})^2 = 1.018 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Betongspenninger pga. karakteristisk last i felt

Dimensjonerende bøyemoment $M_{\text{Ed}} := 9539 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (100 \text{ år})$

Tilhørende aksialkraft $N_{\text{Ed}} := -19402 \cdot \text{kN}$

Betongspenninger i underkant av tverrsnittet

y er definert positivt nedover, se figur.

$$y_{\text{uk.felt}} := y_0 = 757.8 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{cuk.felt}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{A_t} + \frac{M_{\text{Ed}}}{\left[\frac{I_{t,\text{felt}}}{(y_{\text{uk.felt}} - y_{t,\text{felt}})} \right]} = 4.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{ctm}} = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{cuk.felt}} > f_{\text{ctm}}$$

Betongtverrsnittet må beregnes som opprisset, da opptredende betongspenninger er større enn betongens strekkfasthet.

Opprisset tverrsnitt - Stadium II

Beregning av bøyestivheten, EI, for strekk i underkant tverrsnitt [S.I.Sørensen, s. 136]

$$\alpha := 0.383 \quad \text{Se vedlegg "Beregning av trykksonefaktor"}$$

Stivhetsbidrag fra betongen,

$$E_c := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c_{\text{nom}} := 70\text{mm} \quad \text{Se vedlegg "Dimensjonering i bruddgrense"}$$

Steg,

$$b_s := b_3 = 4050 \cdot \text{mm} \quad d := h_3 - c_{\text{nom}} = 1180 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{steg}} := b_s \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{12} + b_s \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(\alpha \cdot \frac{d}{2} \right)^2 = 1.246 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Flens,

$$b_f := b_1 + b_2 = 6.55 \times 10^3 \cdot \text{mm} \quad t_f := h_1 = 300 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{flens}} := b_f \cdot \frac{t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\alpha \cdot d - \frac{t_f}{2} \right)^2 = 1.939 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{\beta\beta} := I_{\text{steg}} + I_{\text{flens}} = 3.185 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Stivhetsbidrag fra armeringen,

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_s := 17446 \text{mm}^2 \quad \text{Se vedlegg "Dimensjonering i bruddgrense"}$$

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = 9.248 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$E_p = 195000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_p := 6 \cdot 2660 \text{mm}^2 = 15960 \cdot \text{mm}^2$$

d_{px} er avstanden mellom spennarmeringen og slakkarmering i tverretningen.

$$d_{\text{px}} := 60\text{mm} \quad \text{Se vedlegg "Dimensjonering i bruddgrense"}$$

$$I_p := A_p \cdot [(1 - \alpha) \cdot d - d_{px}]^2 = 7.123 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI := E_c \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s + E_p \cdot I_p = 1.47 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\varepsilon_s := \frac{M_{Ed} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} = 0.00047$$

Opptredende armeringsspenninger i felt $k_3 := 0.8$ $k_5 := 0.75$

$$\sigma_{s,\text{felt}} := E_s \cdot \varepsilon_s = 94.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_3 \cdot f_{yk} = 400 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_5 \cdot f_{pk} = 1395 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\boxed{\sigma_{s,\text{felt}} < k_3 \cdot f_{yk}} \quad \& \quad \boxed{\sigma_{s,\text{felt}} < k_5 \cdot f_{pk}}$$

Opptredende armeringsspenninger ved beregning av opprisset tverrsnitt er innenfor kravene.

Betongspenninger i overkant av tverrsnittet

$$y_{\text{ok.felt}} := -(h - y_0) = -492.2 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{c,\text{ok.felt}} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{\left[\frac{I_{t,\text{felt}}}{(y_{\text{ok.felt}} - y_{t,\text{felt}})} \right]} = -7.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{c,\text{tillatt}} := -0.6 \cdot f_{ck} = -27 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\boxed{\sigma_{c,\text{ok.felt}} < \sigma_{c,\text{tillatt}}} \quad \text{Det vil ikke oppstå riss i lengderetningen i overkant av tverrsnittet.}$$

Betongspenninger pga. tilnærmet permanent last i felt

$$\text{Dimensjonerende bøyemoment} \quad M_{Ed} := 4252 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (100 \text{ år})$$

$$\text{Tilhørende aksialkraft} \quad N_{Ed} := -19410 \text{ kN}$$

Avstand fra underkant av tverrsnitt til N.A.

$$y_{\text{uk.felt}} := y_0 = 757.8 \cdot \text{mm}$$

Strekkspenninger i underkant av tverrsnittet,

$$\sigma_{c,\text{uk.felt}} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{\left[\frac{I_{t,\text{felt}}}{(y_{\text{uk.felt}} - y_{t,\text{felt}})} \right]} = 0.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{cuk}} < f_{\text{ctm}}$$

Betongtverrsnittet kan derfor dimensjoneres som et uopprikket tverrsnitt (Stadium I)

Trykkspenninger i overkant av tverrsnittet,

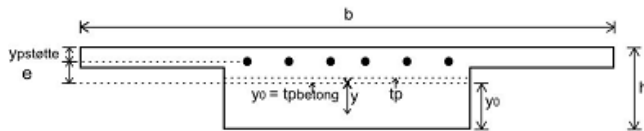
$$y_{\text{ok.felt}} := -(h - y_0) = -492.2 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.ok.felt}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{A_t} + \frac{M_{\text{Ed}}}{\left[\frac{I_{\text{t.felt}}}{(y_{\text{ok.felt}} - y_{\text{t.felt}})} \right]} = -4.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{\text{c.quasi}} := -0.45 \cdot f_{\text{ck}} = -20.25 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{c.ok.felt}} < \sigma_{\text{c.quasi}}$$

Det kan antas lineær kryptøyning, ref. EC2 pkt. 7.2(3)

Oppredende karakteristiske betongspenninger over støtte



Avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennkablernes plassering,

$$e_{\text{støtte}} := h - y_0 - y_{\text{Pstøtte}} = 292.2 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{t.støtte}} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{\text{støtte}}}{A_t} = 2.9 \cdot \text{mm}$$

Det armerte tverrsnittets treghetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktakse, t_p

$$I_{\text{t.støtte}} := I + A_c \cdot y_{\text{t.støtte}}^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\text{støtte}} - y_{\text{t.støtte}})^2 = 9.99 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Betongspenninger pga. karakteristisk last over støtte

Dimensjonerende bøyemoment $M_{\text{Ed}} := -10768.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tilhørende aksialkraft $N_{\text{Ed}} := -19290 \text{ kN}$

Avstand fra underkant av tverrsnitt til N.A.

$$y_{\text{uk.støtte}} := y_0 = 757.8 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{c,uk.st\ddot{o}tte} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{\left[\frac{I_{t.st\ddot{o}tte}}{(y_{uk.st\ddot{o}tte} - y_{t.st\ddot{o}tte})} \right]} = -10.9 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{c,tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -27 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c,uk.st\ddot{o}tte} > \sigma_{c,tillatt}$$

Betongspenninger i overkant av tverrsnittet

$$y_{ok.st\ddot{o}tte} := -(h - y_0) = -492.2 \cdot mm$$

$$\sigma_{c,ok.st\ddot{o}tte} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{\left[\frac{I_{t.st\ddot{o}tte}}{(y_{ok.st\ddot{o}tte} - y_{t.st\ddot{o}tte})} \right]} = 2.6 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c,ok.st\ddot{o}tte} < f_{ctm}$$

Betongspenninger pga. tilnærmet permanent over støtte

$$M_{Ed} := -8644.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := -19273.91 \text{ kN}$$

Avstand fra underkant av tverrsnitt til N.A.

$$y_{uk.st\ddot{o}tte} := -y_0 = -757.8 \cdot mm$$

$$\sigma_{c,uk.st\ddot{o}tte} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{\left[\frac{I_{t.st\ddot{o}tte}}{(y_{uk.st\ddot{o}tte} - y_{t.st\ddot{o}tte})} \right]} = 3.9 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{c,quasi} := -0.45 \cdot f_{ck} = -20.25 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betongspenninger i overkant av tverrsnittet

$$y_{ok.st\ddot{o}tte} := (h - y_0) = 492.2 \cdot mm$$

$$\sigma_{c,ok.st\ddot{o}tte} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{\left[\frac{I_{t.st\ddot{o}tte}}{(y_{ok.st\ddot{o}tte} - y_{t.st\ddot{o}tte})} \right]} = -6.9 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Det vil oppstå strekkspenninger i underkant av tverrsnittet, hvor det egentlig skal være trykkspenninger. Og motsatt i overkant av tverrsnittet.

$$\sigma_{c.ok.st\ddot{o}tte} < \sigma_{c.quasi}$$

$$\sigma_{c.uk.st\ddot{o}tte} > f_{ctm}$$

• Rissviddebegrensning

NS-EN 1992-1-1 pkt. 7.3

Det vil oppstå riss i underkant av tverrsnittet på grunn av feltmomentet i tilnærmet permanent lastkombinasjon. Kontrollerer at opptredende rissvidde er innenfor kravene ihht. kapittel 7.3.4

$$\sigma_s := \sigma_{s.felt} = 94.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$k_t := 0.4$ for langvarig belastning

Det justerte heftfasthetsforholdet som tar hensyn til forskjell i diametere for spennstål og armeringsstål,

$\phi_s := 20mm$ $\phi_p := 60mm$ Diameter for en spennkabel bestående av 19 spenntau.

$\xi := 0.5$ for etteroppspendte tau i betong med $f_{ck} \leq C50$

$$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = 0.408$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.56$$

$A_s := 17446mm^2$ Se vedlegg "Dimensjonering i bruddgrensetilstanden"

Nivå for armeringens tyngdepunkt,

$$h_{c.eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h - (\alpha \cdot d)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 175 \cdot mm$$

$$b_{steg} := b_2 = 3275 \cdot mm$$

$$A_{c.eff} := h_{c.eff} \cdot b_{steg}$$

$$A_p := A_p = 15960 \cdot mm^2$$

$$\rho_{p,\text{eff}} := \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{c,\text{eff}}} = 0.035$$

$$f_{ct,\text{eff}} := f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta \epsilon_m = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$$

ϵ_{sm} = Midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen

ϵ_{cm} = Midlere tøyning i betongen mellom riss

$$\Delta \epsilon_m := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,\text{eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,\text{eff}})}{E_p}$$

$$\Delta \epsilon_m = 0.00022$$

$$\Delta \epsilon_m := \max\left(\Delta \epsilon_m, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}\right)$$

$$\Delta \epsilon_m = 0.00028$$

Senteravstand for slakkarmering i strekksonen, $s := 75\text{mm}$ med tilhørende overdekning, $c := 125\text{mm}$

$$s < 5 \cdot \left(c + \frac{\phi_s}{2}\right) \quad \text{da,} \quad s_1 := 5 \cdot \left(c + \frac{\phi_s}{2}\right) = 675 \cdot \text{mm}$$

$k_1 := 1.6$ for spennkabler

$k_2 := 0.5$ for bøyning

$k_3 := 3.4$

$k_4 := 0.425$

Dette medfører at største endelige rissavstand beregnes av,

$$s_{r,\text{max}} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p,\text{eff}}}$$

$$s_{r,\text{max}} = 619 \cdot \text{mm}$$

Rissvidden w_k blir,

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon_m$$

$$w_k = 0.2 \cdot \text{mm}$$

$$c_{nom} := 70 \text{ mm} \quad c_{min,dur} := 50 \text{ mm} \quad \text{Se vedlegg "Dimensjonering i bruddgrense"}$$

$$k_c := \min \left(\frac{c_{nom}}{c_{min,dur}}, 1.3 \right) = 1.3$$

Tillatt rissvidde w_{max} ihht. tab. NA.7.1N

$$w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{k,max}$$

Nødvendig armeringsmengde beregnet i bruddgrensetilstanden er tilstrekkelig. Beregnet rissvidde overskrider ikke maksimalt tillatt rissvidde.

Krav til trykkavlastning

Ihht. EC2, pkt. NA.7.3.1, er det i tillegg krav til beliggenhet av spennarmeringen. Spennarmeringen skal ligge i trykksonen av tverrsnittet med en minimumsavstandavstand $c_{dev} := 25 \text{ mm}$ fra nøytralaksen. Dette gjelder for ofte forekommende lastkombinasjon.

Betongspenninger pga. ofte forekommende last i felt

$$\text{Dimensjonerende bøyemoment} \quad M_{Ed} := 4541 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (100 \text{ år})$$

$$\text{Tilhørende aksialkraft} \quad N_{Ed} := -19437 \cdot \text{kN}$$

Betongspenninger i underkant av tverrsnittet

$$y_{uk,felt} := y_0 = 757.8 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{c,uk,felt} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{\left[\frac{I_{t,felt}}{(y_{uk,felt} - y_{t,felt})} \right]} = 0.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c,uk,felt} < f_{ctm}$$

Det vil ikke oppstå riss i underkant av tverrsnittet, og det kan regnes som urisset (Stadium I).

Betongspenninger i overkant av tverrsnittet

$$y_{\text{ok.felt}} := -(h - y_0) = -492.2 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.ok.felt}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{A_t} + \frac{M_{\text{Ed}}}{\left[\frac{I_{\text{t.felt}}}{(y_{\text{ok.felt}} - y_{\text{t.felt}})} \right]} = -5.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{\text{c.tillatt}} := -0.6 \cdot f_{\text{ck}} = -27 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\sigma_{\text{c.ok.felt}} < \sigma_{\text{c.tillatt}}$ Det vil ikke oppstå riss i lengderetningen i overkant av tverrsnittet.

Tverrsnittet vil ikke risse for ofte forekommende lastkombinasjon.

Beregner trykksonehøyde ved hjelp av formlighet

x = avstand fra underkant tverrsnitt til N.A.

$$x := \frac{h_3 \cdot \sigma_{\text{c.uk.felt}}}{(-\sigma_{\text{c.ok.felt}} + \sigma_{\text{c.uk.felt}})} = 138 \cdot \text{mm}$$

Krav til spennarmeringens beliggenhet

$$x_{\text{felt}} := x + c_{\text{dev}} = 163 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{Pfelt}} = 160 \cdot \text{mm}$$

Spennarmeringen ligger 3 mm under trykksonen i felt. Må enten endre plasseringen eller øke mengden spennarmering.

Betongspenninger pga. ofte forekommende last over støtte

Dimensjonerende bøyemoment $M_{\text{Ed}} := 9133 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (100 år)

Tilhørende aksialkraft $N_{\text{Ed}} := -19301 \cdot \text{kN}$

Avstand fra underkant av tverrsnitt til N.A.

$$y_{\text{uk.støtte}} := y_0 = 757.8 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.uk.støtte}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{A_t} + \frac{M_{\text{Ed}}}{\left[\frac{I_{\text{t.støtte}}}{(y_{\text{uk.støtte}} - y_{\text{t.støtte}})} \right]} = 4.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{\text{c.tillatt}} := -0.6 \cdot f_{\text{ck}} = -27 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongspenninger i overkant av tverrsnittet

$$y_{ok.støtte} := -(h - y_0) = -492.2 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{ok.støtte} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \left[\frac{M_{Ed}}{I_{t.støtte}} \right] \cdot \left[\frac{y_{ok.støtte} - y_{t.støtte}}{y_{ok.støtte} - y_{t.støtte}} \right] = -7.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Det vil oppstå strekkspenninger i underkant av tverrsnittet, hvor det egentlig skal være trykkspenninger. Og motsatt i overkant av tverrsnittet.

$$\sigma_{ok.støtte} < \sigma_{c,quasi}$$

$$\sigma_{uk.støtte} > f_{ctm}$$

Beregner trykksonehøyde ved hjelp av formlighet

$$x := \frac{h_3 \cdot \sigma_{ok.støtte}}{(\sigma_{ok.støtte} - \sigma_{uk.støtte})} = 793 \cdot \text{mm}$$

Spennarmeringen må ligge minst $c_{dev} = 25 \cdot \text{mm}$ inn i trykksonen.

Spennarmeringens beliggenhet $y_{p.støtte} = 200 \cdot \text{mm}$

fra overkant tverrsnitt, og kravet er overholdt.

E.2 Dimensjonering i tverretning

Dimensjonering i bruksgrense

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 pkt. 7

Betongkonstruksjoner, S.I. Sørensen. Kap. 6

All dimensjonering i bruksgrense er beregnet for et forenklet tverrsnitt.

Tverretning

I tverretningen vil det oppstå størst spenninger i innfestningen til flensen, da det er det området med minst areal. Flensen betraktes som en fast innspent utkrager.

Dimensjoner

| | |
|--|---|
| Lengde utkrager | $L_f := b_2 = 3.275 \cdot \text{m}$ |
| Høyde ved innspenning | $h_f := 350 \text{mm}$ |
| Betraktet bredde | $b_f := 1 \text{m}$ |
| Tverrsnittsareal | $A_c := h_f \cdot b_f = 0.35 \text{m}^2$ |
| Lastareal for flens | $A_f := L_f \cdot b_f = 3.275 \text{m}^2$ |
| Lastbredde underkant flens | $t_x := 0.88 \text{m}$ |
| Avstand fra innspenning til plassering av lastresultant nærmest innspenning, | $L_{\text{last}} := L_f - 0.5 \text{m} - \frac{t_x}{2} - 1.2 \text{m} = 1.135 \cdot \text{m}$ |
| Treghetsmoment | $I_f := \frac{1}{12} \cdot b_f \cdot h_f^3 = 3.573 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$ |
| Tverrsnittsareal for kantdragere | $A_k := 105000 \cdot \text{mm}^2$ |
| Tverrsnittsareal for flens | $A_{\text{flens}} := b_2 \cdot h_2 = 0.982 \text{m}^2$ |
| Volum av betong i flens | $V_{\text{flens}} := A_{\text{flens}} \cdot b_f = 0.982 \cdot \text{m}^3$ |

Opptredende laster

Alle jevnt fordelte laster betraktes over en lastbredde på 1 m og er derfor angitt i kN

Opptredende spenninger kontrolleres for karakteristisk lastkombinasjon og tilnærmet permanent lastkombinasjon. Gjeldende lastkombinasjon vil være kombinasjonen hvor trafikklast er dominerende. Som en forenkling er ikke trafikklast og vindlast ψ . Det vil være til sikker side å se bort i fra reduksjonsfaktorene.

Egenvekt brudekke $g := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot V_{\text{flens}} = 24.6 \cdot \text{kN}$

Rekkverk $q_{\text{re}} := 3 \text{kN}$

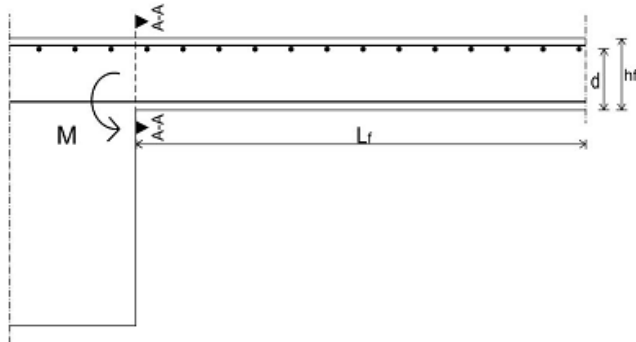
Belegning $q_{\text{bel}} := 3 \text{kN}$

Vind, vertikalt trykk $q_v := 7.08 \text{kN}$

Trafikklaster

Punktlast $Q := 300 \text{kN}$

Jevnt fordelt $q_{\text{tr}} := 16.2 \text{kN}$



Moment ved innspenning på grunn av jevnt fordelt last,

$$M_1 := (g + q_{\text{bel}} + q_v + q_{\text{tr}}) \cdot \frac{L_f}{2} \quad M_1 = 83.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved innspenning på grunn av rekkverk,

$$M_2 := q_{\text{re}} \cdot L_f \quad M_2 = 9.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment pr. meter ved innspenning på grunn av trafikklast (punktlast),

$$\mu_{\text{mx.midlere}} := 29.9 \quad \text{Se vedlegg "Dimensjonering i bruddgrense - tverretning"}$$

$$M_3 := \frac{Q}{8 \cdot \pi} \cdot \mu_{\text{mx.midlere}} \cdot b_f \quad M_3 = 356.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment ved innspenning,

$$M_{\text{Ed}} := M_1 + M_2 + M_3 \quad M_{\text{Ed}} = 450 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

• Spenningsberegning

Beregner største spenning i overkant av tverrsnittet fra henholdsvis maksimalt moment ved innspenning

Transformert tverrsnitt,

Armeringsmengde i overkant

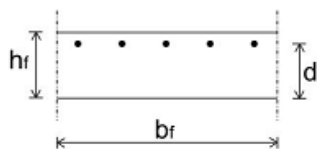
$$A_s := 6150\text{mm}^2 \quad \text{Se vedlegg "Dimensjonering i bruddgrense - tverretning"}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.56$$

$$A_t := A_f + (\eta - 1) \cdot A_s = 3.3 \cdot \text{m}^2$$

Opptredende karakteristiske betongspenninger ved innfestningen av flens

Ved beregning av det transformerte tverrsnittets stivhet neglisjeres bøyler og lengdearmering i underkant. Som en forenkling taes det dermed kun hensyn til lengdearmering i overkant.



$$y_0 := \frac{h_f}{2} = 175 \cdot \text{mm}$$

Overdekning, armering $c_{\text{nom}} := 60\text{mm}$

Diameter, armering $\phi_{20} := 20\text{mm}$

Avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt uten armering og armerings plassering,

$$e_{\text{ok}} := y_0 - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_{20}}{2} = 105 \cdot \text{mm}$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_s \cdot e_{\text{ok}}}{A_t} = 0.9 \cdot \text{mm} \quad \text{over betongtverrsnittets tyngdepunkt uten armering}$$

Det armete tverrsnittets treghetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktakse, I_p

$$I_t := I_f + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_s \cdot (e_{\text{ok}} - y_t)^2 = 3.877 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Betongspenninger i overkant og underkant av kritisk snitt

Avstand fra underkant av tverrsnitt til N.A.

$$y_{\text{uk}} := y_0 - y_t = 174.11 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c. uk}} := \frac{-M_{\text{Ed}}}{\left[\frac{I_t}{(y_{\text{uk}} - y_t)} \right]} = -20.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{c. tillatt}} := -0.6 \cdot f_{\text{ck}} = -27 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{c. uk}} < \sigma_{\text{c. tillatt}}$$

Betongspenninger i overkant av tverrsnittet

$$y_{\text{ok}} := -(h_f - y_0 + y_t) = -176 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c. ok}} := \frac{-M_{\text{Ed}}}{\left[\frac{I_t}{(y_{\text{ok}} - y_t)} \right]} = 20.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctm}} = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{cok.felt}} > f_{\text{ctm}} \quad \text{Tverrsnittet må regnes som opprisset (stadium II).}$$

Opprisset tverrsnitt - Stadium II

Beregning av bøyestivheten, EI, for strekk i overkant tverrsnitt

Stivhetsbidrag fra betongen,

$$d := h_f - c_{\text{nom}} - \frac{\Phi_{20}}{2} = 280 \cdot \text{mm}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 5.6$$

$$\rho := \frac{A_s}{b_f \cdot d} = 0.022$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.387$$

Ekvivalent treghetsmoment for betong (armering inkludert)

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b_f \cdot d^3 = 1.431 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI := E_{\text{cm}} \cdot I_c = 5.15 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ed} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} = 300 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

• Rissviddeberegning

$k_t := 0.4$ for langvarig belastning

Nivå for armeringens tyngdepunkt,

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h_f - d), \frac{h_f - (\alpha \cdot d)}{3}, \frac{h_f}{2} \right] = 80.6 \cdot \text{mm}$$

$$b_f = 1000 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b_f$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.08$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta \varepsilon_m = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

ε_{sm} = Midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen

ε_{cm} = Midlere tøyning i betongen mellom riss

$$\Delta \varepsilon_m := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_p}$$

$$\Delta \varepsilon_m = 0.00139$$

$$\Delta \varepsilon_m := \max \left(\Delta \varepsilon_m, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

$$\Delta \varepsilon_m = 0.00139$$

Senteravstand for slakkarmering i strekksonen, $s := 75\text{mm}$ med tilhørende overdekning, $c := 125\text{mm}$

$$s < 5 \cdot \left(c + \frac{\phi_s}{2} \right) \quad \text{da,} \quad s_1 := 5 \cdot \left(c + \frac{\phi_s}{2} \right) = 675 \cdot \text{mm}$$

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad \text{for bøyning}$$

$$k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

Dette medfører at største endelige rissavstand beregnes av,

$$s_{r.\text{max}} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p.\text{eff}}}$$

$$s_{r.\text{max}} = 470 \cdot \text{mm}$$

Rissvidden w_k blir,

$$w_k := s_{r.\text{max}} \cdot \Delta \epsilon_m$$

$$w_k = 0.65 \cdot \text{mm}$$

$$c_{\text{nom}} := 70\text{mm} \quad c_{\text{min.dur}} := 50\text{mm} \quad \text{Se vedlegg "dimensjonering i bruddgrense"}$$

$$k_c := \min \left(\frac{c_{\text{nom}}}{c_{\text{min.dur}}}, 1.3 \right) = 1.3$$

Tillatt rissvidde w_{max} ihht. tab. NA.7.1N

Rissvidden bestemmes ihht. EC2, tabell NA.7.1N, ut i fra eksponeringsklasse XD3. Det er benyttet slakkarmering i flensen, samt at dette gjelder for tilnærmet permanent lastkombinasjon.

$$w_{\text{max}} := 0.3 \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$$

$$\boxed{w_k > w_{k.\text{max}}}$$

Det må legges inn ekstra armering for å forhindre riss i overkant av tverrsnitt ved innfestningen av flens.

Ved å øke armeringsmengden $\boxed{A_s := 10200\text{mm}^2}$ vil rissviddekravet $w_{\text{max}} = 0.39$ være oppfylt.

Nødvendig armeringsmengde i overkant flens er derfor $A_s = 10200 \cdot \text{mm}^2$
Det legges 33 stk $\phi 20\text{cc}90\text{mm}$ i overkant flens.

E.3 Beregning av trykksonefaktor

Beregning av trykksonefaktor

S.I.Sørensen kapittel 5.2.7 og kapittel 6.4

Geometri

$$b_s := 4050\text{mm} \quad h := 1250\text{mm}$$

$$b_f := 2 \cdot 3275\text{mm} = 6550\text{mm} \quad t_f := 300\text{mm}$$

Areal spennarmering

$$A_p := 6 \cdot 2660\text{mm}^2 = 15960 \cdot \text{mm}^2$$

Trykksonefaktor i felt

Ytre laster

$$\text{Maksimalt karakteristisk moment} \quad M_{\text{Ed.felt}} := 9539.02\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Tilhørende aksialkraft} \quad N_{\text{Ed}} := 19402.14\text{kN}$$

Avstander

$$y_p := 160\text{mm} + 30\text{mm} \quad a := \frac{M_{\text{Ed.felt}}}{N_{\text{Ed}}} = 491.6 \cdot \text{mm}$$

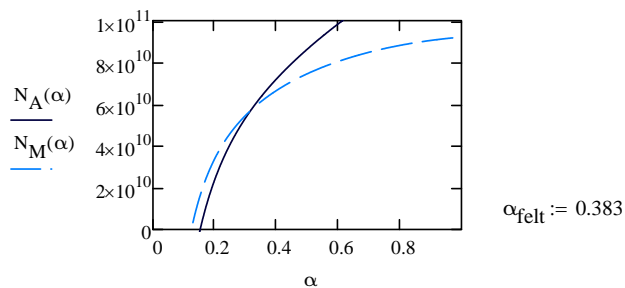
$$d := h - y_p = 1060\text{mm} \quad e := 567.8\text{mm} \quad \text{"e" er hentet fra "Dimensjonering i bruksgrensetilstanden"}$$

Aksiellikevekt gir

$$N_A(\alpha) := \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b_s + \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(2 - \frac{t_f}{\alpha \cdot d}\right) - E_p \cdot \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right) \cdot A_p$$

Momentlikevekt om strekkarmeringen gir

$$N_M(\alpha) := \frac{1}{(e + a)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b_s \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d + \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(2 - \frac{t_f}{\alpha \cdot d}\right) \cdot \left[\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d\right] \right]$$



Trykksonefaktor over støtte

Ytre laster

Maksimalt karakteristisk moment $M_{Ed.støtte} := 10768.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Tilhørende aksialkraft $N_{Ed} := 19290.12 \text{ kN}$

Geometri

$y_p := 200 \text{ mm} + 30 \text{ mm}$ $a := \frac{M_{Ed.støtte}}{N_{Ed}} = 558.219 \cdot \text{mm}$

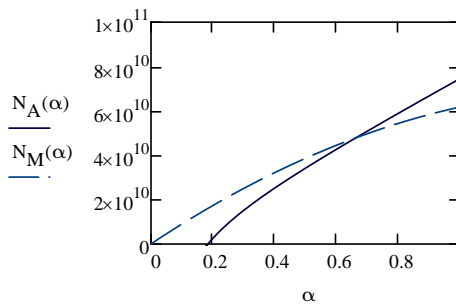
$d := h - y_p = 1020 \cdot \text{mm}$ $e := 262 \text{ mm}$

Aksiellikevkt gir

$$N_A(\alpha) := \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b_s - E_p \cdot \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \cdot A_p$$

Momentlikevkt om strekkarmeringen gir

$$N_M(\alpha) := \frac{1}{(e + a)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b_s \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d \right]$$



$$\alpha_{støtte} := 0.651$$