

# Dimensjonering og livsløpsvurdering av ulike broløsninger i betong for å finne et bærekraftig alternativ

JOSTEIN AAMLİ & BENDIK NILSEN



## VEILEDERE

Terje Kanstad, professor konstruksjonsteknikk NTNU  
Katalin Vertes, førsteamanuensis OsloMet

**Universitetet i Agder, 2019**

Fakultet for teknologi og realfag

Institutt for ingeniørvitenskap



## Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

|    |   |                                     |
|----|---|-------------------------------------|
| 1. | Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.   | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 2. | Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"> <li>- ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.</li> <li>- ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.</li> <li>- ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.</li> </ul> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 3. | Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.  | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 4. | Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.   | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 5. | Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.   | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 6. | Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.  | <input checked="" type="checkbox"/> |

## Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller taushetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

JA  NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?  
(Båndleggingsavtale må fylles ut)

JA  NEI

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

JA  NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

JA  NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

## Forord

Denne oppgaven er utarbeidet som avslutning på vår mastergrad innen konstruksjonsteknikk ved Universitetet i Agder. Det har vært en lærerik prosess som har gitt oss kunnskap om dimensjonering og prosjektering av platebroer, samt livsløpsvurderinger som har vært en sentral del av masterstudiet vårt.

Vi vil gjerne takke våre veiledere, Katalin Vertes og Terje Kanstad for all hjelp under oppgaveskrivingen. Vi vil også takke Otto Terjesen for god hjelp med analyseprogrammet, CSi Bridge.

Grimstad, 24 mai. 2019

Jostein Aamli & Bendik Nilsen

## Summary

In the preliminary project it was stated that Strauman 3 had been deteriorated so significantly that replacement is necessary. The damage have been reported as critical for about twenty years. The plate bridge is located in Vesterålen and spans 5.9 meters with two lanes. The accumulated damage is a result of an insufficient concrete cover to withstand the exposure conditions.

This project concerns the design of different bridge proposals that may be good solutions for the replacement of Strauman 3. In this process, several proposals are sketched. Among these, both traditional and innovative solutions are presented. Once all the suggestions have been outlined, they will go through a selection process. The solutions that show the highest potential is later designed in detail according to relevant standards. Selection is done by describing pros and cons which appear through engineering judgement and discussion. The main focus of this report is the structural engineering aspects with each bridge proposal. Nevertheless, we will also focus on the environmental factors associated with global warming potential (GWP), more specifically, CO<sub>2</sub>-equivalents. These calculations will mainly be based on European Product Declaration (EPD), in addition to assumptions and simplifications when necessary.

The research question of this report is; *"Which bridge solution is most preferable for the replacement of Strauman 3 when it is evaluated against emissions of CO<sub>2</sub>-equivalents and price?"*. The results show that it is the reinforced B45 bridge that leads to the lowest amount of CO<sub>2</sub> emissions while also being preferable economically.

The cement are the greatest attributer in price and environmental impact. Therefore, the preferable choice for the replacement of Strauman 3 is be the option that contains the least amount of cement.

## Innholdsfortegnelse

|   |     |
|---|-----|
| Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....                 | 1   |
| Publiseringsavtale .....  | i   |
| Forord.....   | ii  |
| Summary .....   | iii |
| Innholdsfortegnelse .....                                       | iv  |
| Figurliste.....   | ix  |
| Tabelliste .....  | xi  |
| 1.0. Innledning.....  | 1   |
| 1.1. Problemstilling .....                                      | 1   |
| 2.0. Samfunnsperspektiv .....                                   | 2   |
| 3.0. Teori .....  | 3   |
| 3.1. Grunnlag for prosjektering.....                            | 3   |
| 3.2. Materialer .....   | 4   |
| 3.2.1. Betong .....   | 4   |
| 3.2.2. Ultra High Performance Concrete .....                    | 4   |
| 3.2.3. Slakkarmering .....                                      | 5   |
| 3.2.4. Spennarmering .....                                      | 5   |
| 3.3. Overdekning.....   | 6   |
| 3.4. Laster .....   | 8   |
| 3.4.1. Permanente laster på Strauman 3.....                     | 8   |
| 3.4.2. Variable laster på Strauman 3 .....                      | 8   |
| 3.4.3. Trafikklast .....  | 8   |
| 3.4.4. Vertikale laster.....                                    | 9   |
| 3.4.5. Horisontale krefter på Strauman 3 .....                  | 11  |
| 3.4.6. Temperaturlaster.....                                    | 12  |
| 3.4.7. Temperaturlaster for Strauman 3.....                     | 12  |
| 3.4.8. Lineært varierende temperaturandel i vertikalplanet..... | 13  |
| 3.5. Bruddgrensetilstand.....                                   | 14  |
| 3.5.1. Skjærkapasitet .....                                     | 14  |
| 3.5.2. Momentkapasitet .....                                    | 14  |
| 3.5.3. Torsjonskapasitet.....                                   | 15  |
| 3.6. Bruksgrensetilstand .....                                  | 17  |
| 3.6.1. Dimensjoneringsgrunnlag i bruksgrensetilstand .....      | 17  |
| 3.6.2. Kryp.....  | 17  |
| 3.6.3. Svinn .....  | 18  |

|   |    |
|---|----|
| 3.6.4. Spenningsbegrensninger .....   | 18 |
| 3.6.5. Rissviddebegrensninger .....   | 19 |
| 3.6.6. Nedbøyningsbegrensning .....   | 20 |
| 3.7. Life Cycle Assessment .....  | 21 |
| 3.7.1. Viktigheten Life Cycle Assessment (LCA) har for Strauman 3 .....   | 22 |
| 3.7.2. CO <sub>2</sub> -ekvivalenter .....  | 22 |
| 3.7.3. Environmental Product Declaration (EPD) .....  | 23 |
| 3.8. Metodikk-LCA.....  | 23 |
| 3.8.1. Mål og omfang.....   | 23 |
| 3.8.2. Inventaranalyse .....  | 23 |
| 3.8.3. Konsekvensutredning .....  | 24 |
| 3.8.4. Tolkning .....   | 24 |
| 3.9. Relevant forskningslitteratur .....  | 24 |
| 3.9.1. Determining the Environmental Benefits of Ultra High Performance Concrete as a Bridge Construction Material [25] .....   | 25 |
| 3.9.2. Assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete-Normal Strength Concrete or High Strength Concrete Composite Members in Chloride Environment [22] ..... | 25 |
| 3.9.3. Long Term Durability of Engineered Cementitious Composites [23] .....  | 25 |
| 3.9.4. Recommendations for the use of UHPFRC in Composite Structural Members [24].....  | 25 |
| 3.9.5. Towards sustainable design of highway bridges [29] .....   | 25 |
| 3.9.6. Reducing environmental impact by increasing the strength of concrete: quantification of the improvement to concrete bridges [30] .....                                 | 26 |
| 3.9.7. Hovedfunn fra artikler .....   | 26 |
| 3.10. Miljøproduktdeklarasjoner som er benyttet i LCA undersøkelsen .....   | 26 |
| 3.10.1. Ribbed Reinforcement Bars [19].....   | 26 |
| 3.10.2. DYNAMON SX-23 [15].....   | 27 |
| 3.10.3. Mapeair 25 1:9 [16] .....   | 27 |
| 3.10.4. Prestressed steel for reinforcement of concrete, PC Strand [31].....  | 27 |
| 3.10.5. CEM II, Anleggsement FA (CEM II/A-v) [32] .....   | 27 |
| 4.0. Forskerspørsmål .....  | 28 |
| 4.1 Begrensninger – Forenklede beregninger av UHPC-bro .....  | 28 |
| 5.0. Case .....   | 29 |
| 5.1. Presentasjon av hovedfunn fra forprosjektet .....  | 29 |
| 5.2. Bakgrunn for valg av bro .....   | 29 |
| 5.3. Presentasjon og diskusjon av aktuelle løsninger .....  | 30 |
| 5.3.1. Løsning 1: Rektangulær B45/B90 plate med spennarmering/slakkarmering.....  | 30 |
| 5.3.2. Løsning 2: Rektangulær plate i UHPC med spennarmering/slakkarmering.....   | 31 |
| 5.3.3. Løsning 3: Spennarmert hulldekkeelement.....   | 32 |

|   |    |
|---|----|
| 5.3.4. Løsning 4: T-element omkranset av UHPC .....                                 | 33 |
| 5.3.5. Løsning 5: Dobbel eller trippel T-element i NSC/UHPC .....                   | 34 |
| 5.3.6. Løsning 6: Rektangulær plate med understøttende UHPC-bjelker.....            | 35 |
| 5.3.7. Løsning 7: Plasstøpt NSC plate omkranset av UHPC.....                        | 36 |
| 5.4. Valg av broløsning.....  | 37 |
| 5.5. Valg og forutsetninger for dimensjonering av nye Strauman 3 .....              | 38 |
| 5.5.1. Strauman 3 .....   | 38 |
| 5.6. Valg og forutsetninger for LCA- analyse.....                                   | 40 |
| 5.6.1. Systembeskrivelse .....  | 40 |
| 5.6.2. Betongresept for Strauman 3 .....  | 42 |
| 5.6.3. Blanderesepter .....   | 43 |
| 5.7. Valg og forutsetninger for prisoverslag.....                                   | 46 |
| 6.0. Metode.....  | 47 |
| 6.1. Litteraturstudie .....   | 47 |
| 6.2. Utvelgelse av design for de ulike broforslagene .....                          | 47 |
| 6.3. Dimensjonering av ulike broforslag .....                                       | 48 |
| 6.4. CSiBridge .....  | 48 |
| 6.5. Modellering i CSiBridge:.....  | 49 |
| 6.4.2. Forbehandling.....   | 49 |
| 6.4.3. Løsning av modell .....  | 55 |
| 6.4.4. Etterbehandling .....  | 56 |
| 6.5. LCA-undersøkelse av ulike broforslag .....                                     | 57 |
| 7.0. Resultat .....   | 59 |
| 7.1. Lastmodellering i CSi Bridge.....  | 59 |
| 7.1.1. Egenlast .....   | 59 |
| 7.1.2. Trafikklast .....  | 59 |
| 7.2. Verifikasjon av laster i CSi Bridge .....                                      | 60 |
| 7.2.1. Verifikasjon av moment.....  | 60 |
| 7.2.2. Verifikasjon av trafikklast .....  | 61 |
| 7.3. Dimensjonerende lastkombinasjoner .....  | 63 |
| 7.4. Bruddgrensetilstand.....   | 64 |
| 7.4.1. Momentkapasitet for spennarmert B90 og slakkarmert B90.....                  | 64 |
| 7.5. Skjærkraftkapasitet for de forskjellige løsningene.....                        | 66 |
| 7.5.1. Kontroll av skjærstrekkkapasitet for spennarmert B90 og slakkarmert B90..... | 66 |
| 7.5.2. Kontroll av skjærtrykkkapasitet.....   | 67 |
| 7.6. Torsjonskapasitet.....   | 68 |
| 7.6.1. Kontroll av torsjonskapasitet.....   | 68 |



|  |     |
|--|-----|
| 7.7. Oppsummering av bruddgrensetilstand .....                               | 70  |
| 7.8. Oppsummering av tverrsnittstørrelser med tilhørende hovedarmering ..... | 71  |
| 7.9. Bruksgrensetilstand .....   | 72  |
| 7.9.1. Stadium I – spenningsbegrensninger .....                              | 72  |
| 7.9.2. Rissviddebegrensninger .....  | 73  |
| 7.9.3. Nedbøyningsbegrensninger .....  | 73  |
| 7.10. Resultater fra livsløpsanalysen .....                                  | 74  |
| 7.10.1. LCI Resultater .....   | 74  |
| 7.10.2. LCIA Resultater .....  | 75  |
| 7.11. Forenklet prisoverslag .....   | 77  |
| 8.0. Diskusjon .....   | 78  |
| 8.1. Forenklete beregninger av UHPC-bro .....                                | 78  |
| 8.2. Overdekning .....   | 78  |
| 8.2.1. Overdekning for de slakkarmerte alternativene .....                   | 78  |
| 8.3. Livsløpsvurderinger .....   | 78  |
| 8.4. Senteravstand for spennkabler .....                                     | 79  |
| 8.5. Påførte trafikklaster .....   | 79  |
| 9.0. Konklusjon .....  | 80  |
| 10.0. Anbefalinger .....   | 81  |
| 10.1. Overdekning .....  | 81  |
| 10.2. Lokasjon .....   | 81  |
| 10.3. Standardisering .....  | 81  |
| 11.0. Referanser .....   | 82  |
| Vedlegg .....  | 85  |
| Vedlegg A: Beregninger av laster for spennarmert B90 .....                   | 86  |
| Vedlegg A1: Spennarmering for B90 .....                                      | 89  |
| Vedlegg A2: Tidsavhengige tap .....  | 93  |
| Vedlegg A3: Temperaturlast .....   | 99  |
| Vedlegg A4: Skjærkrefter .....   | 101 |
| Vedlegg A5: Torsjon .....  | 105 |
| Vedlegg A6: Spenningsbegrensninger .....                                     | 107 |
| Vedlegg A7: Rissviddebegrensninger .....                                     | 113 |
| Vedlegg A8: Nedbøyningsbegrensninger .....                                   | 116 |
| Vedlegg B: Beregning av laster for spennarmert B45 .....                     | 119 |
| Vedlegg B1: Spennarmering for B45 .....                                      | 122 |
| Vedlegg B2: Tidsavhengige tap .....  | 126 |
| Vedlegg B3: Temperaturlast .....   | 132 |

|  |     |
|--|-----|
| Vedlegg B4: Skjærkrefter .....                         | 134 |
| Vedlegg B5: Torsjon .....                              | 138 |
| Vedlegg B6: Spenningsbegrensninger .....               | 140 |
| Vedlegg B7: Rissviddebegrensninger .....               | 146 |
| Vedlegg B8: Nedbøyningsbegrensninger .....             | 149 |
| Vedlegg C: Slakkarmert B90 .....                       | 152 |
| Vedlegg C1: Generelle input .....                      | 153 |
| Vedlegg C2: Skjær .....                                | 161 |
| Vedlegg C3: Torsjon .....                              | 164 |
| Vedlegg C4: Rissviddebegrensning .....                 | 167 |
| Vedlegg C6: Nedbøyningsbegrensning .....               | 171 |
| Vedlegg D: Slakkarmert B45 .....                       | 173 |
| Vedlegg D1: Generell input .....                       | 174 |
| Vedlegg D2: Skjær .....                                | 182 |
| Vedlegg D3: Torsjon .....                              | 185 |
| Vedlegg D4: Rissviddebegrensning .....                 | 188 |
| Vedlegg D5: Nedbøyningsbegrensning .....               | 192 |
| Vedlegg E: Forenklede beregninger for UHPC .....       | 194 |
| Vedlegg F: Isotermkart for temperaturbestemmelse ..... | 210 |
| Vedlegg G: Møterefater .....                           | 213 |
| Vedlegg H: Fremdriftsplan .....                        | 227 |
| Vedlegg I: A3-Poster .....                             | 231 |

## Figurliste

|  |    |
|--|----|
| Figur 1.1: Illustrasjon av Strauman 3 [41] .....   | 1  |
| Figur 2.1: Strauman 3 [Eget bilde].....  | 2  |
| Figur 3.1: Minste frie avstand mellom kabelkanaler [1].....  | 7  |
| Figur 3.2: Illustrasjon av teoretiske kjørebaneer med tilhørende laster i henhold til EK1-2 [12] ..... | 9  |
| Figur 3.3: Kontaktflate for lastmodell 1 [12] .....  | 10 |
| Figur 3.4: Kontaktflate til lastmodell 2 [12].....   | 10 |
| Figur 3.5: Samtidige grupper av trafikklast [12] .....   | 11 |
| Figur 3.6: Livssyklus modell for et produkt eller en prosess [10] .....                                | 21 |
| Figur 3.7: Oversikt over prosedyresteg og i hvilken rekkefølge disse gjennomføres [10].....            | 21 |
| Figur 3.8: Oversikt over antall broer i Norge som funksjon av spennvidde [11] .....                    | 22 |
| Figur 3.9: Eksempel på karakterisering av inventaranalyse [10] .....                                   | 24 |
| Figur 5.1: Lengdeprofil av Strauman 3 .....  | 29 |
| Figur 3.2: Illustrasjon av skadeomfanget slik Strauman 3 er i dag [Eget bilde] .....                   | 29 |
| Figur 5.3: Snitt A-A av løsning 1.....   | 31 |
| Figur 5.4: Snitt A-A av løsning 2.....   | 32 |
| Figur 5.5: Snitt A-A av løsning 3.....   | 32 |
| Figur 5.6: Snitt A-A av løsning 4.....   | 33 |
| Figur 5.7: Snitt A-A av versjon en av løsning 5 .....  | 34 |
| Figur 5.8: Snitt A-A av versjon to av løsning 5 .....  | 35 |
| Figur 5.9: Snitt A-A av løsning 6.....   | 36 |
| Figur 5.10: Snitt A-A av løsning 7.....  | 36 |
| Figur 5.11: Plantegning av Strauman 3 [33] .....   | 38 |
| Figur 5.12: Bruens Tverrsnitt [33] .....   | 38 |
| Figur 5.13: Lengdesnitt av Strauman 3 [33] .....   | 39 |
| Figur 5.14: Koordinatsystem for Strauman 3 [Egen illustrasjon].....                                    | 39 |
| Figur 5.15: Statisk system for Strauman 3 [Egen illustrasjon] .....                                    | 39 |
| Figur 5.16: Neophrenlager for Strauman 3 [34] .....  | 40 |
| Figur 5.17: Systemgrense for Strauman 3 .....  | 41 |
| Figur 5.18: Flytskjema for spennarmert B45/B90 .....   | 41 |
| Figur 5.19: Flytskjema for slakkarmert B45/B90 .....   | 42 |
| Figur 5.20: Flytskjema for spennarmert UHPC.....   | 42 |
| Figur 6.1: Definere materialegenskaper .....   | 50 |
| Figur 6.2: Link Support Data .....   | 50 |
| Figur 6.3: Løsning for jevnt, fritt opplegg .....  | 51 |
| Figur 6.4: Viser brotverrsnittet som det er definert for caset med B90 og spennarmering .....          | 51 |
| Figur 6.5: Opplagerbetingelser .....   | 52 |
| Figur 6.6: Abutments.....  | 52 |
| Figur 6.7: Viser temperaturfordeling.....  | 53 |
| Figur 6.8: Kjørebane 1 .....   | 53 |
| Figur 6.9: Kjørebane 1 med tilhørende last.....  | 54 |
| Figur 6.10: Modellering av forspenning .....   | 54 |
| Figur 6.11: Oversikt over faktorer som påvirker tidsanalyse av forspenning.....                        | 55 |
| Figur 6.12: Lasttilfeller.....   | 55 |
| Figur 6.13: Oversikt over analysealternativer .....  | 56 |
| Figur 6.14: Viser et typisk resultat for maksimalt moment.....   | 56 |
| Figur 6.15: Eksempel på prosessene som er definert for tilsetningsstoffer.....                         | 57 |
| Figur 6.16: Eksempel på hvordan en prosess defineres for Mapeair 25 1:19 .....                         | 58 |
| Figur 6.17: Eksempel på resultater fra livsløpsanalysen .....  | 58 |
| Figur 7.1: Kjørebane 1 (gul), kjørebane 2 (blå) og resterende område (lite gult felt) .....            | 59 |
| Figur 7.2: Fordeling av laster i henhold til lastmodell 1[38] .....                                    | 59 |

|  |    |
|--|----|
| Figur 7.3: Plassering og størrelse av trafikklaster [Egen illustrasjon] .....                        | 60 |
| Figur 7.4: Maks moment for spennarmert B90 fra egenvekt av egenlast fra CSi Bridge .....             | 60 |
| Figur 7.5: Lastmodell 1, kjørebane 1 .....   | 61 |
| Figur 7.6: Lastmodell 1, kjørebane 2 .....   | 61 |
| Figur 7.7: Lastmodell 1, resterende område .....   | 62 |
| Figur 7.8: Maks moment fra lastmodell 1 .....  | 62 |
| Figur 7.9: Lastkombinasjoner fra beregningsveileder [21] .....                                       | 63 |
| Figur 7.10: Dimensjonerende moment for spennarmert B90 .....   | 64 |
| Figur 7.11: Dimensjonerende moment for slakkarmert B90 .....   | 64 |
| Figur 7.12: Dimensjonerende skjærkraft for spennarmert B90 .....                                     | 66 |
| Figur 7.13: Dimensjonerende skjærkraft for slakkarmert B90 .....                                     | 66 |
| Figur 7.14: Dimensjonerende torsjonsmoment for spennarmert/slakkarmert B90 .....                     | 68 |
| Figur 7.15: Torsjonsforløp til den slakkarmerte B90 broplaten .....                                  | 68 |
| Figur 7.16: Illustrasjon av spennarmert B90 tverrsnitt .....   | 71 |
| Figur 7.17: Illustrasjon av spennarmert B45 tverrsnitt .....   | 71 |
| Figur 7.18: Illustrasjon av slakkarmert B90 tverrsnitt .....   | 71 |
| Figur 7.19: Illustrasjon av slakkarmert B45 tverrsnitt .....   | 71 |
| Figur 7.20: Illustrasjon av spennarmert UHPC .....   | 71 |
| Figur 7.21: Resultater fra inventaranalysen .....  | 74 |
| Figur 7.22: Konsekvensutredning for alle broløsningene .....   | 75 |
| Figur 7.23: Konsekvensutredning for alle delmaterialer .....   | 75 |
| Figur 7.24: Totalt utslipp målt i CO <sub>2</sub> -ekvivalenter .....                                | 76 |
| Figur 7.25: Materialkostnader .....  | 77 |
| Figur 8.1: Oppdatert utslipp av CO <sub>2</sub> -ekvivalenter med fullt utnyttet spennarmering ..... | 79 |
| Figur 9.1: Endelig valg av broløsning, B45 slakkarmert .....   | 80 |

## Tabelliste

|  |    |
|--|----|
| Tabell 3.1: Materialelegenskaper for betong med fasthetsklasse B45 [1].....              | 4  |
| Tabell 3.2: Materialelegenskaper for betong med fasthetsklasse B90 [1].....              | 4  |
| Tabell 3.3: Materialelegenskaper for Ultra High Performance Concrete (UHPC) [4].....     | 5  |
| Tabell 3.4: Materialelegenskaper for slakkarmering [6].....                              | 5  |
| Tabell 3.5: Materialelegenskaper for spennarmering [21].....                             | 6  |
| Tabell 3.6: Overdekningskrav for slakkarmering.....                                      | 7  |
| Tabell 3.7: Overdekningskrav for spennarmering.....                                      | 7  |
| Tabell 3.8: Fordeling av trafikklast i henhold til lastmodell I (LMI).....               | 10 |
| Tabell 3.9: Bestemmelse av største tillatte risvidde [1].....                            | 20 |
| Tabell 5.1: Fordeler og ulemper med løsning 1.....                                       | 31 |
| Tabell 5.2: Fordeler og ulemper med løsning 2.....                                       | 32 |
| Tabell 5.3: Fordeler og ulemper med løsning 3.....                                       | 33 |
| Tabell 5.4: Fordeler og ulemper med løsning 4.....                                       | 34 |
| Tabell 5.5: Fordeler og ulemper med versjon en av løsning 5.....                         | 35 |
| Tabell 5.6: Fordeler og ulemper med versjon to av løsning 5.....                         | 35 |
| Tabell 5.7: Fordeler og ulemper med løsning 6.....                                       | 36 |
| Tabell 5.8: Fordeler og ulemper med løsning 7.....                                       | 37 |
| Tabell 5.9: Fordeling av poengsum for valg av broløsning.....                            | 37 |
| Tabell 5.10: Blanderesept for fasthetsklasse B45 med bestandighetsklasse MF40 [35].....  | 44 |
| Tabell 5.11: Blanderesept for fasthetsklasse B90 med bestandighetsklasse MF40 [35].....  | 44 |
| Tabell 5.12: Blanderesept for UHPC [8].....  | 45 |
| Tabell 5.13: Oversikt over egenvekt, transportdistanser og tilhørende tonnkilometer..... | 45 |
| Tabell 5.14: Prisantydning per enhet.....  | 46 |
| Tabell 7.1: Verifisering av moment fra egenvekt.....                                     | 61 |
| Tabell 7.2: Verifisering av moment fra trafikklast.....                                  | 62 |
| Tabell 7.3: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for B90 spennarmert.....               | 70 |
| Tabell 7.4: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for B45 spennarmert.....               | 70 |
| Tabell 7.5: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for B45 slakkarmert.....               | 70 |
| Tabell 7.6: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for slakkarmert B90.....               | 70 |
| Tabell 7.7: Oppsummering av spenningsbegrensninger.....                                  | 72 |
| Tabell 7.8: Grenseverdier for rissvidder [1].....  | 73 |

## 1.0. Innledning

Strauman 3 (se figur 1.1) er en bro i Vesterålen som spenner 5,9 meter med to kjørefelt, og ble oppført i 1978. Betongbroen er konstruert som en enkel platebro. Tilstanden er relativt dårlig med synlig armering fra undersiden. Skadene har vært registrert som kritiske i rundt 20 år. Det er av den grunn planlagt utskiftning i nærmeste fremtid.



Figur 1.1: Illustrasjon av Strauman 3 [41]

I forprosjektet til denne masteroppgaven ble det avdekket flere skader som hadde negativ påvirkning for broens levetid. De fleste skadene skyldes en overdekning som ikke samsvarer med de eksponeringsforholdene som Strauman 3 utsettes for. Den befinner seg på et sted hvor broplaten utsettes for jevnlig sykluser av tining /frysning, samt klorider fra trafikk og sjøvann. Dette er viktige momenter som nye broforslag må dimensjoneres for.

På tross av broens korte lengde betyr ikke dette at de konstruksjons- og miljømessige aspektene er fraværende, eller mindre viktige. Et stort antall broer i Norge spenner mellom null og ti meter [11]. Liknende konstruksjoner som kulverter krever prosjekteringshensyn som har mye til felles med Strauman 3. Det er av denne grunn viktig å dimensjonere denne broen på bakgrunn av et solid grunnlag slik at denne løsningen enkelt kan tilpasses lignende prosjekter. Dersom Strauman 3 dimensjoneres på denne måten er det muligheter for at dette broforslaget kan være representativt for andre broer som spenner relativt kort. Det vil være et forslag som både har tatt de riktige dimensjoneringshensynene, samtidig som den påvirker miljøet i minst mulig negativ grad.

### 1.1. Problemstilling

Det velges ofte kjente løsninger og metoder uten å vurdere andre forslag som kanskje kan være bedre egnet. Derfor kan det av og til være viktig å bryte dette mønsteret slik at andre forslag blir vurdert opp mot tradisjonelle løsninger. Dette er bakgrunnen for problemstillingen for foreliggende rapport. Den omhandler å dimensjonere broforslag som kan være aktuelle løsninger for nye Strauman 3. I denne prosessen utarbeides det flere forslag. Blant disse skal det både være tradisjonelle- og innovative løsninger. Disse skal være et resultat av allerede eksisterende løsninger, i kombinasjon med tilgjengelig forskningslitteratur av innovative løsninger, eller av materialer som er lite benyttet. Når alle forslagene er skissert vil disse gå i gjennom en utvelgelsesprosess hvor de mest potensielle dimensjoneres i detalj. Måten utvelgelsen skjer på er ved å beskrive fordeler og ulemper. Disse fremkommer gjennom ingeniørmessig skjønn og diskusjon. Viktige faktorer er bestandighet, livsløpsvurderinger og konstruksjonstekniske aspekter. Hovedfokuset til denne rapporten er de konstruksjonstekniske aspektene med hvert broforslag. Likevel vil det også fokuseres på de miljømessige faktorer knyttet til globalt oppvarmingspotensial (GWP) med hovedfokus på CO<sub>2</sub>-ekvivalenter. Disse beregningene skal i hovedsak baseres på European Product Declaration (EPD), i tillegg til antagelser og forenklinger der dette blir nødvendig. Det vil også bli gjennomført et forenklet prisoverslag for å se hvordan dette slår ut på vurderingene.

## 2.0. Samfunnsperspektiv

Ingeniører har ofte lett for å velge "vanlige" løsninger som er nøye utprøvd. Strauman 3 er prosjektert på en tradisjonell måte. Likevel har denne broen forfalt så fort at en midlertidig bro brukes som preventivt tiltak mot å kollapse (se figur 2.1). Bruk av tradisjonelle metoder kan både være bra og dårlig. Dersom det til stadighet kommer motargumenter mot å gi innovative løsninger en sjanse, kan dette bremse utviklingen innenfor mange fagfelt. Som ingeniør er man pliktig til å være kritisk til nye ideer og løsninger. Det betyr likevel ikke at alt som er nytt ikke skal utprøves eller settes i bruk. Det krever ofte en liten gruppe for å begynne og for å benytte seg av innovative løsninger som andre ikke tør prøve. Betongbransjen har vært ansvarlig for store deler av miljøbelastningene som har blitt sluppet ut. Ved å tenke nytt og prøve å benytte seg av nye løsninger som utfordrer ingeniører er det kanskje også mulig å gjøre besparelser som kan stå til klimaets fordel.



Figur 2.1: Strauman 3 [Eget bilde]

*En god løsning som standardiseres* er en løsning som er godt gjennomtenkt og utprøvd. Ved å gjøre alle vurderinger nøye, og dimensjonere og konstruere Strauman 3 basert på et solid grunnlag, kan dette være en løsning som kan "standardiseres" eller være representativ for lignende prosjekter. Det kan være en innovativ løsning som får frem de beste konstruksjonstekniske egenskapene, og samtidig både ivaretar og er overlegen med sine bærekraftige egenskaper, sammenlignet med konvensjonelle løsninger.

*Å minimere vedlikeholdet* er mulig dersom en brokonstruksjon prosjekteres med de riktige egenskapene. En konvensjonell broplate krever vedlikehold ved flere anledninger gjennom dens levetid. Dersom en broløsning har de bestandighetsegenskapene som overgår dette og tar i bruk de riktige materialeegenskapene, vil det være mulig å minimere vedlikeholdsintervallene. Dette vil være en bro som krever sjeldnere inspeksjoner, men som samtidig tilfredsstillende den bæreevnen som kreves.

*Gjenbruk av broplaten* er mulig dersom det dimensjoneres og prosjekteres med muligheten for demontering. Dersom veistrekningen Strauman 3 befinner seg på, skulle omlegges eller endres, kunne det være mulig å flytte broplaten til en annen lokasjon som ligner forholdene for Strauman 3. Slike konstruksjoner kan også være kulverter eller andre konstruksjoner med liknende spennvidder.

### 3.0. Teori

Dette kapitlet tar for seg temaer det er viktig å vite noe om før dimensjoneringen og LCA- analysen (Life Cycle Assessment) [10] starter. Kapitlet inneholder informasjon fra standarder, håndbøker og tilgjengelig forskningslitteratur. Informasjonen beskriver hva de ulike begrepene betyr og hvilken sammenheng disse har for oppgaven. På denne måten oppnås forståelse for de valg og forutsetninger som tas i beregningene.

#### 3.1. Grunnlag for prosjektering

Oversikten under viser de gjeldende standarder og håndbøker som er benyttet. Det er også disse som danner grunnlaget for prosjekteringen og dimensjoneringen av alle broforslagene som kan ses i vedleggene bakerst i rapporten.

Standarder:

- NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger
- NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1009-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer

Håndbøker:

- Håndbok N400: Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner

Det er brukt to lærebøker for å være i stand til å anvende informasjonen som fremkommer fra standardene og forskningsartiklene. Lærebøkene er også brukt under selve masterstudiet slik at broparten av informasjonen disse inneholder, er kjent på forhånd av denne oppgaven. Disse bøkene er:

Lærebøker:

- The Hitch Hiker's Guide to LCA. An orientation in life cycle assessment methodology and application
- Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2



### 3.2. Materialer

Det benyttes ulike materialer i denne oppgaven, og det er derfor naturlig å liste opp de tilhørende materialegenskapene disse har. Betong som inngår tilsvarer fasthetsklassene B45, B90, samt den litt mer utradisjonelle typen Ultra High Performance Concrete (UHPC) [8]. I tillegg benyttes slakkarmering og spennarmering. Det er på forhånd bestemt at beregningene skal begrenses til disse materialene. Rekkverk, slitelag (asfalt) og fuger betraktes kun indirekte ved at disse påføres som laster.

#### 3.2.1. Betong

Betongkonstruksjoner stiller ulike krav til betongkvaliteten avhengig av hva som er ønskelig å oppnå. I denne oppgaven diskuteres de som er mest relevante for Strauman 3. Videre fremlegges materialegenskapene for de betongtypene som skal benyttes. Verdiene er hentet fra tabell 3.1 i EC2 [1] her gjengitt som tabell 3.1 og 3.2.

Tabell 3.1: Materialegenskaper for betong med fasthetsklasse B45 [1]

| Betongtype: B45                                 | Forkortelse | Verdi     |
|---|-------------|-----------|
| Karakteristisk sylindertykkfasthet, ved 28 døgn | $f_{ck}$    | 45 [MPa]  |
| Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet    | $f_{cm}$    | 53 [MPa]  |
| Middelverdi av betongen aksialtrekkfasthet      | $f_{ctm}$   | 3,8 [MPa] |
| Elastisitetsmodul                               | $E_{cm}$    | 36 [GPa]  |
| Partialfaktor                                   | $\gamma$    | 1,5       |

Tabell 3.2: Materialegenskaper for betong med fasthetsklasse B90 [1]

| Betongtype: B90                                 | Forkortelse | Verdi     |
|---|-------------|-----------|
| Karakteristisk sylindertykkfasthet, ved 28 døgn | $f_{ck}$    | 90 [MPa]  |
| Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet    | $f_{cm}$    | 108 [MPa] |
| Middelverdi av betongen aksialtrekkfasthet      | $f_{ctm}$   | 5,0 [MPa] |
| Elastisitetsmodul                               | $E_{cm}$    | 44 [GPa]  |
| Partialfaktor                                   | $\gamma$    | 1,5       |

#### 3.2.2. Ultra High Performance Concrete

UHPC er en type betong som overgår tradisjonell betong med hensyn på fasthet og bestandighet. Trykkfastheten til UHPC er større eller lik 150 MPa [8]. Det vil si 3-4 ganger høyere enn det som er normalt for tradisjonell betong. Årsaken til dette har sammenheng med et høyt sementinnhold, lavt v/c-tall og høy pakningsgrad [4]. Selv om UHPC er overlegen i ren styrke, vil den høye sementmengden bidra til betydelig høyere pris enn tradisjonell betong. Derfor må tverrsnittet

reduseres for at dette skal være en løsning som er lønnsom. Tabell 3.3 viser viktige material-egenskaper for dette materialet.

Tabell 3.3: Materialeegenskaper for Ultra High Performance Concrete (UHPC) [4]

| UHPC  | Forkortelse | Verdi           |
|---|-------------|-----------------|
| Karakteristisk sylindertykkfasthet, ved 28 døgn | $f_{ck}$    | 150 – 200 [MPa] |
| Middelverdi av betongen aksialtrekkfasthet      | $f_{ctm}$   | 9 [MPa]         |
| Elastisitetsmodul                               | $E_{cm}$    | 45 – 65 [GPa]   |
| Partialfaktor                                   | $\gamma$    | 1,5             |

### 3.2.3. Slakkarmering

Slakkarmeringen er av type B500NC. Materialeegenskapene vises i tabell 3.4. Lengde- og tverrarmeringen antas å ha en diameter på 32 millimeter. Bøylene antas å ha en diameter på 20 millimeter.

Tabell 3.4: Materialeegenskaper for slakkarmering [6]

| Slakkarmering B500NC                 | Forkortelse | Verdi       |
|--------------------------------------|-------------|-------------|
| Karakteristisk fasthet, flytegrense  | $f_{yk}$    | 500 MPa     |
| Dimensjonerende fasthet, Flytegrense | $f_{yd}$    | 434 MPa     |
| Materialfaktor                       | $\gamma_s$  | 1,15        |
| Elastisitetsmodul                    | $E_s$       | 210 000 MPa |

### 3.2.4. Spennarmering

Spennarmering er, i motsetning til slakkarmering, kabelarmering med påført strekkspenning som overføres til betongen som trykkspenning. Hensikten med denne armeringsmetoden er å gi betongkonstruksjoner egenskapen til å oppta strekkrefter som betong vanligvis ikke kan, uten bidrag fra andre materialer. For at spennarmering skal være mest mulig effektiv er det fordelaktig at denne plasseres slik at formen er mest mulig lik formen på momentforløpet (momentdiagrammet). Dermed vil de ytre kreftene utlignes fullstendig, og konstruksjonen oppnår likevekt [26].

Spennarmering begrenser opprissing ved hjelp av sammentrekningen armeringen påfører betongen. Dette virker gunstig med tanke på bestandighet. Det samme gjelder nedbøyning og deformasjoner generelt. Brokonstruksjoner som spennarmes kan dimensjoneres for betydelig lengre spennvidder sammenliknet med slakkarmerte broer. Det finnes i hovedsak to måter å spennarmere konstruksjoner på. Dette er henholdsvis forspenning og etteroppspenning. Førspenning brukes ofte på prefabrikerte elementer [26]. Derfor blir kun etteroppspenning kommentert i denne oppgaven.

Etteroppspanning skjer ved at konstruksjonen spennes opp etter at betongen støpes, og tilstrekkelig fasthet er oppnådd. Det spares ut kanaler i konstruksjonen slik at armeringen kan plasseres her når oppspanningen starter. Ved oppspanningstidspunktet virker betongen som mothold og betongen opplever en trykktøyning i det tidspunktet armeringen strekkes. Etter dette låses armeringen i endene og strekkreftene i armeringen påføres som trykkrefter på betongen. Full heft oppnås ved å injisere utsparingskanalene med mørtel [26].

Spennarmeringen som er valgt består av 12 tau per kabel. Dette betyr et armeringsareal per tau på  $140 \text{ mm}^2$  og et totalt tverrsnitt,  $A_p$ , tilsvarende  $1\,680 \text{ mm}^2$  per kabel. Materialkoeffisientene fremkommer i tabell 3.5.

Tabell 3.5: Materialelegenskaper for spennarmering [21]

| Spennstål                    | Forkortelse                     | Verdi       |
|------------------------------|---------------------------------|-------------|
| Karakteristisk fasthet       | $f_{pk}$                        | 1 860 MPa   |
| Spenning ved 0,1% tøyning    | $f_{p0.1k}$                     | 1 640 MPa   |
| Tøyning ved største spenning | $E_{uk}$                        | 0,035 %     |
| Dimensjonerende fasthet      | $f_{pd} = f_{p0.1k} / \gamma_s$ | 1 426 MPa   |
| Elastisitetsmodul            | $E_p$                           | 195 000 MPa |

### 3.3. Overdekning

Som beskrevet i forprosjektet til denne masteroppgaven er overdekningen til armeringen avhengig av miljøforholdene og eksponeringsklassene. Eksponeringsklassene bestemmer hva slags type miljø den gjeldende betongkonstruksjonen eksponeres for gjennom sin levetid [1].

Strauman 3 har kun to endeopplagere, som henholdsvis kalles opplager A og B. Dette fører til at eksponeringsklassene antas å være like over hele tverrsnittet. Dersom broen hadde hatt et midtopplager ville oversiden utsettes for strekk, og det ville vært hensiktsmessig å tildele denne delen av broen en annen eksponeringsklasse. Dette er ikke tilfellet og eksponeringsklassen er derfor lik for hele broen. Eksponeringsklassen for Strauman 3 er XF4 som gjelder for veg- og brodekker som utsettes for avisningsmidler, i tillegg til betongoverflater utsatt for frost med direkte sprut som inneholder avisningsmidler. Det gjelder også konstruksjoner i skvalpesoner som utsettes for frost [1]. Slik som beskrevet i forprosjektet er broen svært utsatt for kloridholdig vann og kan i perioder være delvis nedsenket i sjøvann. Det er derfor nærliggende å anta at eksponeringsforholdene samsvarer med den tildelte eksponeringsklassen Strauman 3 har fått.

På bakgrunn av dette kan EK2-1-1: 4.4.1 benyttes for å bestemme den nødvendige overdekningen [1]. I forprosjektet kom det frem at den nominelle overdekningen  $C_{nom}$ , er definert som den totale verdien av den minste overdekningen,  $C_{min}$  summert med det tillatte avviket,  $\Delta C_{dev}$ . Ved bestemmelse av verdien  $C_{min}$  skal den største verdien velges samtidig som den tilfredsstillende krav til heft [1].

Håndbok N400 har noe strengere krav enn EK2-1-1. I N400 står det at ved en minimumsoverdekning som er mindre enn 70 millimeter settes tillatt avvik,  $\Delta C_{dev}$ , lik +/- 15 mm [3]. Siden dette kravet er strengere enn Eurokode 2 vil dette også overskygges. I tillegg kommer det krav til oversiden av brodekket som tar høyde for fremtidig fresing av slitelaget. Dette kravet er på  $\Delta C_{dur,\gamma} = 10 \text{ mm}$ .

Oppsummert ser overdekningskravene for slakkarmering slik ut for over- og underkant av brodekket som vist i tabell 3.6.

Tabell 3.6: Overdekningskrav for slakkarmering

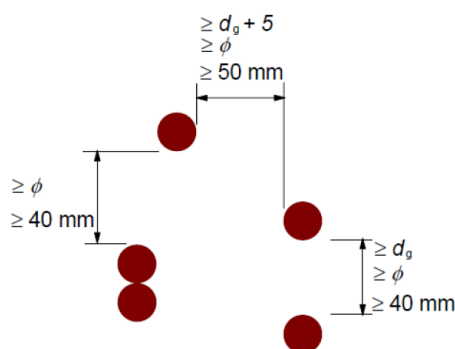
| Eksponeringsklasse | $C_{min,dur}$<br>[mm] | $\Delta C_{dur,\gamma}$<br>[mm] | $\Delta C_{dev}$<br>[mm] | $C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} + \Delta C_{dev}$<br>[mm] |
|--------------------|-----------------------|---------------------------------|--------------------------|--|
| XF4, overside      | 100                   | 10                              | 15                       | 125  |
| XF4, underside     | 100                   | 0                               | 15                       | 115  |

Eurokode 2 gir krav til minste avstand mellom armeringsstenger som det også må tas høyde for. EK2-1-1: 8.2.(2) sier at den frie avstanden mellom stengene ikke skal være mindre enn den største verdien av  $k_1$ \*stangdiameter, ( $d_g + k_2$  mm) og 20 millimeter, hvor  $d_g$  er største tilslagsstørrelse [1]. Det antas forøvrig at denne er 20 millimeter. Verdien av  $k_1$  og  $k_2$  settes henholdsvis lik 1,5 og 2,0 [1]. Dermed blir den minste frie avstanden mellom armeringsstengene 48 millimeter. Overdekningen for spennarmering vises i tabell 3.7. Verdien av  $C_{min}$  har økt noe sammenlignet med slakkarmeringen av hensyn til heft. På grunn av bestandighet velges normalt overdekningen til spennarmering å være 10 millimeter større enn for slakkarmeringen. Dette vises også i tabell 3.7. Det kommenteres i kapittel 8.2 hvordan dette kan unngås. I følge håndbok N400 er det krav til tillatt avvik på +/- 20 millimeter dersom minimumsoverdekningen er større eller lik 70 millimeter [3].

Tabell 3.7: Overdekningskrav for spennarmering

| Eksponeringsklasse | $C_{min,dur}$<br>[mm] | $\Delta C_{dev}$<br>[mm] | $C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev}$<br>[mm] |
|--------------------|-----------------------|--------------------------|--|
| XF4, overside      | 110                   | 20                       | 130  |
| XF4, underside     | 110                   | 20                       | 130  |

I likhet med slakkarmering er det også krav til frie avstander mellom spennkablene. I henhold til EK2-1-1: 8.10.1.1.(1) skal senteravstanden mellom kablene være slik at det ikke fører til komplikasjoner når utstøpingen og komprimeringen skjer. I tillegg skal det oppnås tilstrekkelig heft mellom spennkabler og betongen [1]. Eurokode 2 illustrerer den minste frie avstanden mellom spennkabler i horisontal- og vertikal retning, slik som vist i figur 3.1. Hvor rørdiameteren er 90 millimeter og den største tilslagsstørrelsen,  $d_g$ , er 20 millimeter. Dermed blir den horisontale- og vertikale avstanden mellom kabelrørene minimum 90 millimeter



Figur 3.1: Minste frie avstand mellom kabelkanaler [1]

### 3.4. Laster

Lastene som skal påføres Strauman 3 bestemmes i henhold til N400 og Eurokode 1. Lastene kan deles inn i følgende grupper [3]:

- Permanente laster: Egenlast, vann- og jordtrykk
- Variable laster: Trafikklaster, temperaturlaster, vindlast, snølast og ulykkeslaster.
- Deformasjonslaster: Svinn, kryp, relaksasjon, setninger og forspenning mm.
- Ulykkeslaster: Påkjørsel, brann og eksplosjon mm.

Gjeldende laster for denne oppgaven antas være egen-, trafikk-, temperatur samt svinn, kryp, relaksasjon og forspenning der dette er relevant. Broens størrelse fører til at vindlasten ikke medtas i beregningene.

#### 3.4.1. Permanente laster på Strauman 3

Laster som er permanente for Strauman 3 er laster som ikke endrer seg over tid [3]. Dette er i denne sammenheng jordtrykk, vanntrykk, egenlasten av broplaten, rekkverk og slitelag. Jordtrykk og vanntrykk blir ikke tatt med i videre beregning.

Densiteten til armert og spennarmert normalvektig betong (B45 og B95) ligger på  $25 \text{ kN/m}^3$  i henhold til N400 [3]. Det anbefales en verdi som ligger mellom  $23 \text{ kN/m}^3$ -  $28 \text{ kN/m}^3$  i den franske standarden for egenvekten på UHPC [4]. I denne oppgaven er denne satt til  $25 \text{ kN/m}^3$ , når armert.

Egenvekt for slitelag settes til  $3,0 \text{ kN/m}^2$  i henhold til Brukklassifisering håndbok R412 4.1.2. For stålrekkverket settes dette til  $0,5 \text{ kN/m}$  også i henhold til håndbok R412, under kapittel 4.1.1 [5].

#### 3.4.2. Variable laster på Strauman 3

Variable laster varierer over tid. Typiske laster er trafikklaster, temperaturlaster, vindlast, snølast, islast og jordskjelv [3]. Som tidligere nevnt neglisjeres vindlast. Det gjør også snølasten da broplaten antas å være ryddet for snø. Islast og jordskjelvlaster går også ut over det denne oppgaven har tid til å undersøke. Videre beskrives de forskjellige variable lastene og hvordan disse skal påføres.

#### 3.4.3. Trafikklaster

Trafikklaster defineres av Håndbok N400 som belastning i vertikal- og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra fotgjengere og tunge kjøretøy som kan belaste konstruksjonen [5]. Disse skal, som beskrevet i forprosjektet, plasseres i mest ugunstige posisjon innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Strauman 3 har forøvrig en føringsavstand på 6,33 meter. Trafikklaster beregnes i henhold til NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklaster på bruer [12]. Denne kalles videre i oppgaven for EK1-2. Siden Strauman 3 er 5,9 meter lang benyttes regelverket i henhold til EK1-2: 4.1.(1). Dette punktet sier at standarden gjelder for broer med spennvidde mindre eller lik 200 meter [12].

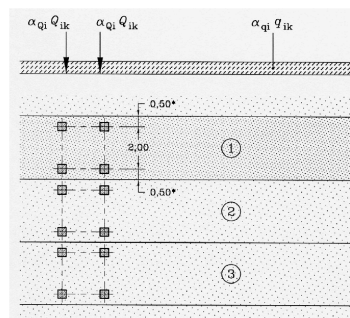
### 3.4.4. Vertikale laster

Uten å gjennomgå alle de fire lastmodellene som EK1-2 beskriver vil kun de to første gjennomgå. Det antas at det kun er lastmodell 1 (LM1) og lastmodell 2 (LM2) som vil være dimensjonerende for Strauman 3.

LM1 tilsvarer et lastbilde som oppstår under vanlige trafikkmengder som også inkluderer personbiler og lastebiler. Denne modellen inkluderer en jevnt fordelt last og en boggilast per teoretiske kjørebane. Boggilasten påføres som en dobbel aksellast. Lastmodell 1 tar også hensyn til køtrafikk hvor et høyt antall av tunge lastebiler kan påføres på brobanen [12].

LM2 tilsvarer et lastbilde som oppstår når tunge kjøretøy med deres tilhørende dynamiske virkning påvirker brobanen. Denne består av en enkel aksellast som skal plasseres slik at det mest ugunstige lastbildet oppstår [12].

For lastmodell 1 deles brobanen inn i teoretiske kjørebaner slik som vist i figur 3.2. Når broplaten har mer enn ett kjørefelt vil det alltid være kjørebane 1 som er det feltet om gir mest ugunstig virkning [12]. Strauman 3 har en føringsavstand på 6,33 meter og vil derfor ha to teoretiske kjørefelt med et resterende område på 0,33 meter. Dette er fordi en kjørebane er definert med en bredde på 3,0 meter.



**Key**  
 (1) Lane Nr. 1 :  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  ;  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$   
 (2) Lane Nr. 2 :  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$  ;  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$   
 (3) Lane Nr. 3 :  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$  ;  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$   
 \* For  $w_l = 3,00 \text{ m}$

Figur 3.2: Illustrasjon av teoretiske kjørebaner med tilhørende laster i henhold til EK1-2 [12]

I EK1-2: NA.4.3.2(3) er det oppgitt hvilke verdier for  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{q1}$ ,  $\alpha_{qi}$  og  $\alpha_{qr}$  som skal benyttes. Det vil i dette tilfellet kun vises de verdiene som er relevant for Strauman 3. Tabell 3.8 viser størrelsen på de påførte trafikklasterne [12].

$$\alpha_{Qi} = 1,0$$

$$\alpha_{q1} = 0,6$$

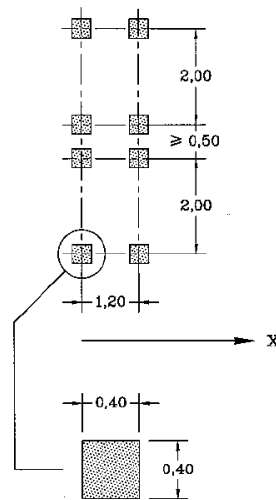
$$\alpha_{qi} = 1,0$$

$$\alpha_{qr} = 1,0$$

Tabell 3.8: Fordeling av trafikklaster i henhold til lastmodell I (LMI)

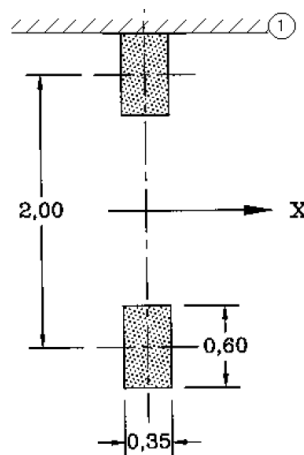
| Kjørebane         | Akslinglast [kN]                         | Jevnt fordelt last [kN/m <sup>2</sup> ]  |
|-------------------|--|--|
| Kjørebane 1       | $Q_{1k} * \alpha_{Q1} = 300 * 1,0 = 300$ | $q_{1k} * \alpha_{q1} = 9,0 * 0,6 = 5,4$ |
| Kjørebane 2       | $Q_{2k} * \alpha_{Q2} = 200 * 1,0 = 200$ | $q_{2k} * \alpha_{q2} = 2,5 * 1,0 = 2,5$ |
| Resterende område | $Q_{rk} * \alpha_{qr} = 0 * 1,0 = 0$     | $q_{rk} * \alpha_{qr} = 2,5 * 1,0 = 2,5$ |

Den doble akslingslasten fra boggilasten påføres slik som vist i figur 3.3. Akselavstandene fremkommer av figuren i både lengde- og tverretning. Kontaktflaten mellom hjulene og broplaten er angitt til å være 0,4 \* 0,4 meter.



Figur 3.3: Kontaktflate for lastmodell 1 [12]

Lastmodell 2 er ofte dimensjonerende i tverretningen av brokonstruksjoner. Den består av en enkel aksellast som skal plasseres vilkårlig på kjørebane slik at det mest ugunstige tilfellet oppnås. Den enkle aksellasten bidrar til at store torsjonsmomenter kan oppstå. Størrelsen på lasten er  $Q_{ak} = 400$  kN med faktoren  $\beta_Q = 1,0$  [12]. Aksellasten påføres slik som illustrert i figur 3.4.



Figur 3.4: Kontaktflate til lastmodell 2 [12]

### 3.4.5. Horisontale krefter på Strauman 3

Det oppstår horisontale krefter på broplaten når biler bremses og akseleres. Det vil også oppstå horisontale krefter dersom brobanen har kurvatur, men dette er ikke relevant for Strauman 3 da den er rett i horisontal- og vertikalplanet. Av den grunn kommenteres derfor bare horisontale krefter som følge av bremsing, og akselerasjon [26].

Akselerasjons- og bremsekraften er like store, bare motsatt rettet. Det er satt en nedre og øvre begrensning på de horisontale kreftene på henholdsvis 180 og 900 kN [12]. Formelen for bremsekraften er definert slik som vist i ligning 3.1 [12].

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_{Q1}(2 * Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \quad (3.1)$$

Hvor  $L$  er definert som brodekkets totale lengde. Strauman 3 holdes fast i akse A, som også vil ta opp alle de horisontale kreftene som skulle oppstå. Den totale kraften blir da  $Q_{lk} = 370$  kN.

Det er vanligvis en konservativ antagelse å anta at hele bro lengden belastes under bremsing. Det er ofte snakk om store spenn som kan belastes på større broer, og da minker også sannsynligheten for at dette skulle skje. Strauman 3 er veldig kort og det er derfor hele lengden er beregnet med i regnestykket. Bremselastens størrelse er så liten at det velges å neglisjere kapasitetskontroll for dette. Tverrkrefter som oppstår på grunn av oppbremsing og skrening antas å ikke være gjeldende for denne oppgaven.

Figur 3.5 viser oversikt over relevante lastgrupper. Tabellen kombinerer trafikkklaster i tillegg til å angi verdi av trafikklasten som skal benyttes. Det er markert med rødt hvilke lastgrupper som er relevante.

|   |                  | CARRIAGEWAY                  |                      |                        |                      |                                 | FOOTWAYS AND CYCLE TRACKS         |                                   |
|---|------------------|------------------------------|----------------------|------------------------|----------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Load type   |                  | Vertical forces              |                      |                        | Horizontal forces    |                                 | Vertical forces only              |                                   |
| Reference   |                  | 4.3.2                        | 4.3.3                | 4.3.4                  | 4.3.5                | 4.4.1                           | 4.4.2                             | 5.3.2-(1)                         |
| Load system   |                  | LM1 (TS and UDL systems)     | LM2 (Single axle)    | LM3 (Special vehicles) | LM4 (Crowd loading)  | Braking and acceleration forces | Centrifugal and transverse forces | Uniformly Distributed load        |
| Groups of Loads   | gr1a             | Characteristic values        |                      |                        |                      | <sup>a</sup>                    | <sup>a</sup>                      | Combination value <sup>b</sup>    |
|   | gr1b             |                              | Characteristic value |                        |                      |                                 |                                   |                                   |
|   | gr2              | Frequent values <sup>b</sup> |                      |                        |                      | Characteristic value            | Characteristic value              |                                   |
|   | gr3 <sup>d</sup> |                              |                      |                        |                      |                                 |                                   | Characteristic value <sup>c</sup> |
|   | Gr4              |                              |                      |                        | Characteristic value |                                 |                                   | Characteristic value <sup>b</sup> |
|   | Gr5              | See annex A                  |                      | Characteristic value   |                      |                                 |                                   |                                   |
| Dominant component action (designated as component associated with the group)   |                  |                              |                      |                        |                      |                                 |                                   |                                   |
| <sup>a</sup> May be defined in the National Annex.  |                  |                              |                      |                        |                      |                                 |                                   |                                   |
| <sup>b</sup> May be defined in the National Annex. The recommended value is 3 kN/m <sup>2</sup> .   |                  |                              |                      |                        |                      |                                 |                                   |                                   |
| <sup>c</sup> See 5.3.2.1-(2). One footway only should be considered to be loaded if the effect is more unfavourable than the effect of two loaded footways. |                  |                              |                      |                        |                      |                                 |                                   |                                   |
| <sup>d</sup> This group is irrelevant if gr4 is considered.   |                  |                              |                      |                        |                      |                                 |                                   |                                   |

Figur 3.5: Samtidige grupper av trafikklast [12]



### 3.4.6. Temperaturlaster

Selv om Strauman 3 er relativt liten er det fortsatt nødvendig å undersøke hvordan temperatur påvirker broen. Temperaturlasten varierer avhengig av hvilken tid på dagen det er snakk om, og også hvilken årstid. Avhengig av kald eller varm temperatur vil Strauman 3 ekspandere eller kontrahere, eller utvide seg eller trekke seg sammen [26]. Termiske laster beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-5:2003+NA 2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger, som heretter blir referert til som EK1-1-5 [14].

Termiske påvirkninger deles inn i jevnt fordelt temperaturandel, og vertikalt- og horisontalt lineært varierende temperaturandel. Temperaturen kan variere over broens tverrsnitt ved at den er høyere på oversiden og kaldere på undersiden. Dersom dette skjer, vil det oppstå vertikal krumming av brobanen. Dette kan også skje i den horisontale delen av brotverrsnittet, men det vil ikke undersøkes i denne rapporten da EK1-1-5 6.1.4.3.(1) sier at dette kan neglisjeres fordi det ofte er de vertikale krumningene som er dominerende [14]. Bestemmelsen av temperaturlasten gjøres i analyseprogrammet CSi Bridge, som diskuteres senere.

### 3.4.7. Temperaturlaster for Strauman 3

For å bestemme temperaturlastene er det først nødvendig å kategorisere brokonstruksjonen i henhold til EK1-1-5: NA.6.1.1(1). Da dette er en platebro i betong, kategoriseres denne broen som brotype 3 [14]. Videre må maksimum- og minimumstemperaturer bestemmes ut i fra figur NA.A1 og NA.A2 i EK1-1-5 (se vedlegg F). Disse verdiene er henholdsvis:

$$T_{max} = 34^{\circ}C$$

$$T_{min} = -25^{\circ}C$$

Etter dette må den jevnt fordelte temperaturandelen bestemmes. Dette gjøres i henhold til EK1-1-5: NA.6.1.3.1(4) av figur NA.6.1 [14]:

$$T_{e,max} = T_{max} - 3^{\circ}C = 31^{\circ}C$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}C = -17^{\circ}C$$

Temperaturforskjellene bidrar til ekspansjoner og kontraksjoner av broplaten i lengderetning. Likevel må de karakteristiske temperaturverdiene for kontraksjon og ekspansjon beregnes i henhold til EK1-1-5: 6.1.3.3(3) [14]. Starttemperaturen  $T_o$  settes til  $10^{\circ}C$ .

$$\Delta T_{N,con} = T_o - T_{e,min} = 10^{\circ}C - (-17^{\circ}C) = 27^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o = 31^{\circ}C - 10^{\circ}C = 21^{\circ}C$$

Deretter bestemmes den vertikale varierende temperaturandelen som er temperaturdifferansen over broplatenes tverrsnittshøyde. Som tidligere nevnt bidrar denne til krumning av broplaten i vertikalplanet.

### 3.4.8. Lineært varierende temperaturandel i vertikalplanet

Denne temperaturdifferansen vil gi broplaten krumning som medfører at momentkrefter oppstår. Tabell NA.6.1 i EK1-1-5 gir verdier for hvilke temperaturer som skal benyttes for henholdsvis over- og undersiden av broplaten [14].  $\Delta T_{M,heat}$  representerer oversiden og  $\Delta T_{M,cool}$ , undersiden.

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}C$$

Dersom slitelaget hadde avviket fra 50 millimeter hadde det vært nødvendig å multiplisere disse temperaturene med en faktor  $k_{sur}$ . I dette tilfellet er verdien av  $k_{sur}$  lik 1,0.

I henhold til EK1 må det tas hensyn til den samtidige virkningen av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse. Disse settes i grupper som lastkombinasjoner hvor den mest ugunstige kombinasjonen er den dimensjonerende. Den generelle formelen er gitt i EK1-1-5: 6.1.5(1) ser slik ut [14]:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (3.2)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (3.3)$$

I henhold til EK1.1.5:NA.6.1.5(1) settes faktorene  $\omega_N = 0,35$  og  $\omega_M = 0,75$ . De forskjellige lastkombinasjonene vises under i formlene 3.4-3.11.

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \quad (3.4)$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \quad (3.5)$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \quad (3.6)$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \quad (3.7)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} \quad (3.8)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} \quad (3.9)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} \quad (3.10)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} \quad (3.11)$$

### 3.5. Bruddgrensetilstand

I forprosjektet ble bruddgrensetilstanden beskrevet. I denne oppgaven skal de viktigste punktene gjengis. Bruddgrensetilstand gjelder tilstander knyttet til sammenbrudd eller andre typer konstruksjonssvikt [6]. I denne oppgaven kontrolleres det for skjærkapasitet, torsjonskapasitet og momentkapasitet.

#### 3.5.1. Skjærkapasitet

De regler som ligger til grunn for beregning av skjærkreftkapasitet beskrives i EK2, punkt 6.2. Dette gjelder for plater og bjelker dersom forholdet mellom broens spennvidde og platens høyde er minimum 3,0 [6]. Det skal kontrolleres for skjærstrekkbrudd og skjærtrykkbrudd. I henhold til EK2 beskrives det to modeller for kapasitetskontroll. Dette gjelder for konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering, og konstruksjoner uten beregningsmessig behov [1].

Skjærmotstanden til konstruksjoner uten beregningsmessig behov for skjærarmering vises i ligning 3.12 [1].

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b \cdot d \quad (3.12)$$

Hvor [1]:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  med  $d$  i mm
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
- $A_{sl}$  er tverrsnittsarealet av strekkarmeringen med forankringslengde  $\geq (l_{bd} + d)$  forbi det betraktede snittet
- $b_w$  = er den minste bredden av tverrsnittet i strekksonen [mm]
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$  [MPa]
- $N_{Ed}$  er aksialkraften i tverrsnittet fra laster og forspenning [N]
- $A_c$  er arealet av betongtverrsnittet [mm<sup>2</sup>]

Produktet  $k_1 \sigma_{cp}$  er kun gjeldende for forspente konstruksjoner som tar høyde for virkningen av aksialkraften som stammer fra spennarmeringen. Denne delen av uttrykket skal neglisjeres dersom det kun undersøkes for skjærkapasiteten til slakkarmerte konstruksjoner [1].

#### 3.5.2. Momentkapasitet

Kontroll av en konstruksjonsdels momentkapasitet gjøres i henhold til EK2. For å se hvilke forutsetninger som ligger til grunn for dette det ses i forprosjektet til denne oppgaven. Ligning for betongens momentkapasitet ser slik ut [6]:

$$M_{Rd} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (3.13)$$

For spennarmerte konstruksjoner må det undersøkes hvor stort det balanserte armerinstverrsnittet er. Dette gjør ved å bruke ligning 3.14 [6].

$$A_{pb} = 0,8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \quad (3.14)$$

Det balanserte armeringstverrsnittet må sjekkes opp mot det anvendte tverrsnittet slik at det kan bestemmes om formlene for under- eller overarmert tverrsnitt skal benyttes. For et underarmert tverrsnitt, som også er det vanligste tilfellet, ser formelen for trykksonehøyden til et underarmert tverrsnitt slik ut som i ligning 3.15 [6].

$$\alpha = \frac{f_{pd} \cdot A_p + f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (3.15)$$

Når verdien av denne er bestemt kan denne settes inn i ligning 3.13 for å de hvilken momentkapasitet som er oppnådd.

### 3.5.3 Torsjonskapasitet

For en konstruksjon som utsettes for torsjon vil det være betongtrykkstavens kapasitet som er den begrensende faktoren. For å beregne torsjonskapasiteten for et tverrsnitt betraktes et lukket hulltverrsnitt. Dette gjelder også for massive plater [1].

Et tilnærmet rektangulært massivt tverrsnitt vil ha tilstrekkelig kapasitet dersom kravet vist i ligning 3.16 er oppfylt [1]:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

$T_{Ed}$  = Dimensjonerende torsjonsmoment

$V_{Ed}$  = Dimensjonerende skjærkapasitet

$T_{Rd,max}$  = Dimensjonerende torsjonskapasitet i henhold til Eurokode 2 [1]

$V_{Rd,max}$  = Dimensjonerende skjærtrykkkapasitet

Det vil si at forholdet mellom opptredende torsjon og betongens torsjonsmotstand summert med forholdet mellom opptredende skjærkrefter og betongens skjærkapasitet må være mindre eller lik 1.0. Betongen torsjonsmotstand,  $T_{Rd,max}$ , beregnes etter Eurokode 2 slik [1]:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta \quad (3.17)$$

Hvor [1]:

- $\nu = 0,6(1 - f_{ck}/250)$
- $A_k$  er arealet som omsluttet av senterlinjene av tverrsnittsdelenene, medregnet innvendige hulrom
- $t_{ef,i}$  er den effektive veggtykkelsen.
- $\alpha_{cw} = 1$  for slakkarmerte konstruksjoner

for spennarmerte konstruksjoner er  $\alpha_{cw}$  lik [1]:

$$\begin{aligned}\alpha_{cw} &= \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) && \text{for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ \alpha_{\square w} &= 1,25 && \text{for } 0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= && \text{for } 0,5 < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd}\end{aligned}$$

Med bakgrunn i at Strauman 3 betraktes som en enveisplate, antas det at det ikke er nødvendig å foreta videre beregning for torsjonskapasiteter.

### 3.6. Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden er særlig viktig for Strauman 3. I denne tilstanden påvises det om bestandighetskrav som kreves av konstruksjonen, er tilfredsstillende eller ikke. Det ble avdekket i forprosjektet at tilstanden Strauman 3 befinner seg i dag ikke er akseptabel og er fremkommet som et resultat av liten overdekning. Det er derfor viktig at den nye broen dimensjoneres med en egnet overdekning samtidig som krav til rissvidder tilfredsstilles slik at uønsket kloridholdig vann ikke trenger seg inn i betongen. I forprosjektet fremkom det at det beregnes for følgende begrensninger i bruksgrensetilstanden [1]:

- Spenningsbegrensninger
- Rissviddebegrensninger
- Nedbøyningsbegrensninger

#### 3.6.1. Dimensjoneringsgrunnlag i bruksgrensetilstand

I denne oppgaven er de spennarmerte forslagene dimensjonert i to tilstander. Disse er henholdsvis:

- Stadium I: Uopprisset tverrsnitt, lineære egenskaper
- Stadium II, Opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper

I Stadium I er hele tverrsnittet uopprisset. Dermed vil hele tverrsnittshøyden bidra til å gi konstruksjonen økt stivhet. Enklere forklart har betongen trykkapasitet og strekkapasitet [6].

Stadium II vil derimot ha et opprisset tverrsnitt i strekksonen. Dermed vil ikke betongen ha strekkapasitet, og det er kun trykkapasiteten som bidrar til å gi stivhet til konstruksjonen [6]. Følgelig er også konstruksjonsdelens stivhet redusert sammenlignet med Stadium I.

#### 3.6.2. Kryp

Betongkonstruksjoner belastes ofte over lang tid. I løpet av lange tidsperioder oppstår det deformasjoner av forskjellige årsaker. En av disse deformasjonene kalles for kryptdeformasjon. Når betongkonstruksjoner belastes oppstår det trykktøyninger i det øyeblikket belastningen skjer. Denne sammentrekningen bidrar til volumendring som kalles for krypt. Likeså kalles den tidsavhengige deformasjonen av konstruksjonen for kryptøyning. Kryptøyning er avhengig av lastens størrelse og varighet [26]. I henhold til Eurokode 2 beregnes kryptøyningen slik [1]:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.18)$$

Det kan antas lineær kryptøyning av betongen dersom trykkspenningene betongen utsettes for holdes til et nivå som tilsvarer  $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ . Er kryptøyningene over dette, kan det ikke lenger antas lineær kryptøyning. Det antas forøvrig at kryptøyningen er lineær i denne rapporten og beregningen av dette gjøres i henhold til EK2-1-1: Tillegg B.1(1).

Relativ fuktighet, temperatur, dimensjoner og betongsammensetningen påvirker kryptallet,  $\varphi(\infty, t_0)$ , til en konstruksjon. Det antas for enkelhetens skyld at alle broforslagene utføres med betongtype N,

som gjelder for høyfast sement [1]. I tillegg antas det at alle broforslagene belastes etter syv døgn. Det kan ses i vedlegg A2, B2, C2 og D2 for beregning av fastheten ved dette tidspunktet.

### 3.6.3. Svinn

Til felles med kryp er også svinntøyning en tidsavhengig deformasjonslast betong utsettes for. Volumforandringen oppstår som følge av endringer i betongens fuktinnhold. Sammentrekninger oppstår når betongen tørker, og motsatt så sveller betongen opp igjen når fukt trekkes inn. Det som skiller svinntøyninger fra kryptøyninger er derimot at svinn ikke avhenger av lastens størrelse eller varighet [27].

Det finnes i hovedsak to typer svinntøyninger. Disse kalles uttørkingssvinn,  $\varepsilon_{cd}$ , og autogen svinntøyning,  $\varepsilon_{ca}$ . Uttørkingssvinn utvikles sakte og skjer når fuktigheten inne i betongen transporteres til luften som omringer konstruksjonen. I motsetning er den autogene svinntøyningen i et tidlig stadium, og starter før betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet til å kunne bære noe som helst. Denne uttørkingen har en utvikling som skjer lineært med fasthetsutviklingen til betongen. Autogen svinntøyning kalles ofte for fri tøyning fordi armeringen ikke har heftet seg fast til betongen. Betongen kan derfor bevege seg fritt og uavhengig av armeringen [27, 26].

Svinntøyningen beregnes i henhold til Eurokode 2 3.1.4(6) og Tillegg B.2(1). Til felles med kryp antas det også her at betongens alder ved start av uttørkingstidspunktet er syv døgn. De detaljerte beregningene finnes i vedlegg A2, B2, C2, D2. Den totale frie svinntøyningen etter 100 år er her gjengitt av ligning 3.19 og er som følger [1]:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.19)$$

### 3.6.4. Spenningsbegrensninger

I forprosjektet fremkom det at trykkspenningene må begrenses for å unngå riss i broens lengderetning. Dersom riss unngås oppnås god bestandighet, som er ønskelig i denne oppgaven. Trykkspenninger skal begrenses til en verdi gitt av  $k_1 \cdot f_{ck}$ . Dette gjelder for eksponeringsklassene XD, XF og XS [1]. Dermed er dette gjeldene for Strauman 3 ettersom eksponeringsklassen er definert som XF4. For karakteristiske lastkombinasjoner settes  $k_1 = 0,6$  i henhold til Eurokode 2 [1]. Dermed blir spenningene for karakteristiske lastkombinasjoner slik som ligning 3.20.

$$\sigma_{c, kar} \leq 0,6 f_{ck} \quad (3.20)$$

Nesten analogt til dette er kravet til permanente lastkombinasjoner begrenset til  $k_2 \cdot f_{ck}$ . Spenningene skal heller ikke overstige denne verdien og den anbefalte verdien av  $k_2$  er gitt i det nasjonale tillegget til Eurokode 2 og er 0,45. Spenningsbegrensningene for permanente laster er derfor gitt slik som for ligning 3.21 [1].

$$\sigma_{c, perm} \leq 0,45 f_{ck} \quad (3.21)$$

Spenninger bør også begrenses for slakkarmerte konstruksjoner. I henhold til Eurokode 2 er kravet gitt som  $k_3 \cdot f_{yk}$ , hvor  $k_3$  har en anbefalt verdi på 0,8. Spenningsbegrensningene for slakkarmerte konstruksjoner ser derfor slik ut som i ligning 3.22 [1].

$$\sigma_{s,tillatt} \leq 0,8f_{yk} \quad (3.22)$$

Spenninger som oppstår på grunn av en deformasjon som påføres, for eksempel nedbøyning, så skal strekkspenningene ikke overstige  $k_4 \cdot f_{yk}$ . I henhold til Eurokode 2 anbefales  $k_4$  å gis en verdi lik 1 [1] slik som vist i ligning 3.23.

$$\sigma_{s,påført\ deformasjon} \leq f_{yk} \quad (3.23)$$

Til slutt skal gjennomsnittspenningene i spennkablene holdes under  $k_5 \cdot f_{pk}$ . Hvor  $k_5$  anbefales å ha verdien 0,75 [1] slik som vist i ligning 3.24.

$$\sigma_{p,gjenn,spennarm} \leq 0,75f_{pk} \quad (3.24)$$

### 3.6.5. Rissviddebegrensninger

Rissviddene som oppstår må holdes til en begrenset verdi. Disse begrensningene er definert i Eurokode 2. Tabellen ble illustrert i forprosjektet til denne oppgaven, men gjengis også her som tabell 3.9. Den maksimale rissvidden er definert som  $w_{max}$ . Som nevnt i forprosjektet er denne avhengig av eksponeringsklassene og om konstruksjonen er spennarmert eller slakkarmert. Faktoren  $k_c$  må bestemmes og er avhengig av overdekningskravene. Den er her gjengitt i ligning 3.25 [1].

$$k_c = \frac{C_{nom}}{C_{min,dur}} \leq 1,3 \quad (3.25)$$



Tabell 3.9: Bestemmelse av største tillatte risvidde [1]

| Eksponeringsklasse |                                 | Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke |                                 | Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke f <sup>3)</sup> |
|--------------------|---------------------------------|---|---------------------------------|--|
|                    | Lastkombinasjon                 | Grenseverdi   | Lastkombinasjon                 | Grenseverdi  |
| X0                 | Tilnærmet permanent             | 0,40 <sup>1)</sup>  | Ofte forekommende               | 0,30 k <sub>c</sub>  |
| XC1, XC2, XC3, XC4 | Tilnærmet permanent             | 0,30 k <sub>c</sub>   | Ofte forekommende               | 0,20 k <sub>c</sub>  |
| XD1, XD2, XS1, XS2 | Tilnærmet permanent             | 0,30 k <sub>c</sub>   | Ofte forekommende               | 0,20 k <sub>c</sub>  |
|                    |                                 |   | Tilnærmet permanent             | Trykkavlastning <sup>2)</sup>  |
| XD3, XS3           | Ofte forekommende               | 0,30 k <sub>c</sub>   | Ofte forekommende               | Trykkavlastning <sup>2)</sup>  |
| XSA                | Vurderes særskilt <sup>4)</sup> |   | Vurderes særskilt <sup>4)</sup> |  |

<sup>1)</sup> For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

<sup>2)</sup> Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppstente forspenningskabler, ligger minst  $\Delta c_{dev}$  inn i trykksonen.

<sup>3)</sup> Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket  $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2}/\epsilon_{s1})$  der  $\epsilon_{s1}$  er strekkøyningen i armeringen på siden med størst tøying,  $\epsilon_{s2}$  er strekkøyningen i nivå med spennarmeringen og  $w_{2k}$  er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

<sup>4)</sup> En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak

### 3.6.6. Nedbøyningsbegrensning

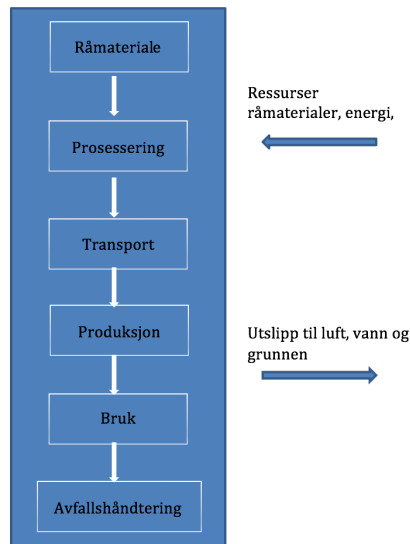
I forprosjektet til denne masteroppgaven ble det undersøkt hva slags begrensninger som settes for nedbøyingene av brokonstruksjoner. Der kom det frem at nedbøying ofte bestemmes av estetikk eller av konstruksjonstekniske årsaker. Deformasjonen skal være slik at den ikke påvirker konstruksjonens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte [3]. I henhold til Eurokode 2 del 1-1 er det gitt følgende krav til nedbøyningsbegrensninger:

- Den tillatte nedbøyingen for ugunstigste lastkombinasjon skal ikke være større enn: spennvidden  $(L)/250$  (7.4.1(4)) [1]
- Tillatt nedbøying for permanente laster: spennvidde  $(L)/250$  (7.4.1(5)), [1]

I tillegg til dette er det noen strengere krav som beskrives av Statens vegvesens håndbok N400. Dette kravet er spesielt relevant for brokonstruksjoner og sier at nedbøyingen av brobanen på grunn av trafikklast ikke skal overstige  $L/350$  [3]. Det er valgt i denne oppgaven å følge denne nedbøyningsbegrensningen.

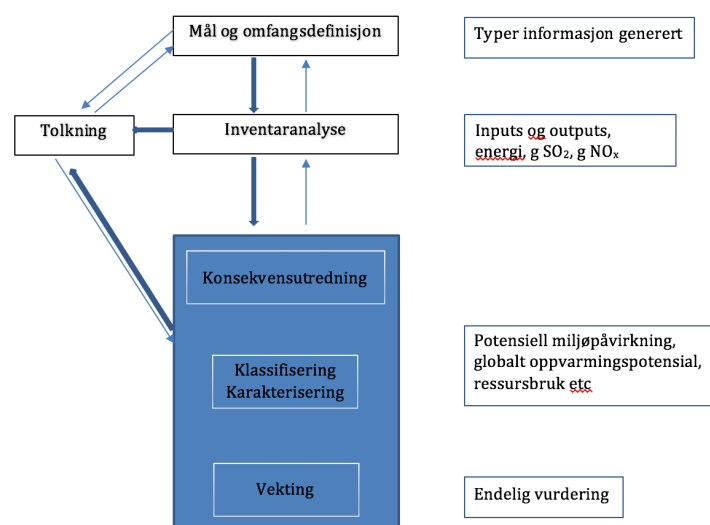
### 3.7. Life Cycle Assessment

LCA står for Life Cycle Assessment eller livsløpsvurdering. Kort fortalt betyr LCA at et produkt følges gjennom sitt livsløp. Dette starter fra "krybben" hvor råmaterialer utvinnes fra naturlige ressurser, og frem til "graven" hvor produktet kastes. På bakgrunn av dette beregnes det i kvantitative mengder hvor mye naturlige ressurser som brukes. Dette illustreres i figur 3.6 [10].



Figur 3.6: Livssyklus modell for et produkt eller en prosess [10]

Figur 3.7 viser hvordan slike prosesser kan gjennomføres og tolkes. Dette begynner med hva som er meningen med studiet og hva som skal gjøres. Meningen defineres under målet og omfanget. I inventaranalysen vises livssyklusmodellen samt, beregninger av utslippene som følge av ressursene som brukes gjennom produktets livssyklus. I konsekvensutredningen blir utslippene og ressursbruken relatert til ulike miljøutfordringer gjennom klassifisering og karakterisering. Etter dette vektet disse opp mot hverandre [10].



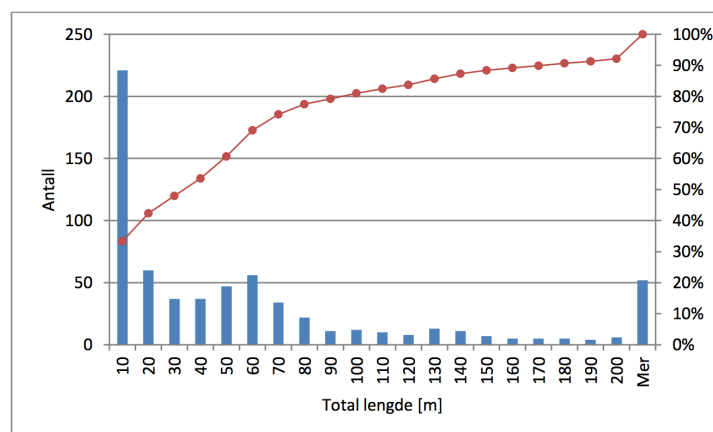
Figur 3.7: Oversikt over prosedyresteg og i hvilken rekkefølge disse gjennomføres [10]

### 3.7.1. Viktigheten Life Cycle Assessment (LCA) har for Strauman 3

Det kan være ulike årsaker til å gjennomføre en LCA undersøkelse av et produkt. En av disse kan være utfordringer knyttet til miljø. Stadig flere blir oppmerksom på miljøet vårt, og utfordringer som kan gjøres noe med tas på alvor.

Måten å undersøke, tallfeste og ikke minst sammenligne ulike alternativer opp mot hverandre er å benytte seg av LCA som et verktøy. Dette verktøyet kan brukes for å finne det mest miljøvennlige alternativet blant de undersøkte produktene. Dette høres enkelt ut, men det er vanskelig å vite hva som er det mest miljøvennlige, når det avhenger av hva slags miljøpåvirkning som undersøkes, og hva som skal inngå i studiet. Det er derfor viktig at dette bestemmes i forkant av analysen. Da kan det enklere konkluderes med de riktige hensynene.

For Strauman 3 er dette særlig viktig. I Norge er de fleste broer og kulverter relativt korte [11]. Det er sjelden at det bygges broer på flere hundre meters spenn. Det er av denne grunn viktig å gjøre en god LCA undersøkelse for Strauman 3, slik at en får en god og miljøvennlig løsning. Denne løsningen vil da også kunne være representativ for liknende prosjekter i fremtiden. Figur 3.8 viser en oversikt over antall broer med en gitt spennvidde. Den største andelen av broer og kulverter i Norge er under 10 meter. Det er derfor stor sannsynlighet for at Strauman 3 kan være representativ for et stort antall broer med liknende spenn.



Figur 3.8: Oversikt over antall broer i Norge som funksjon av spennvidde [11]

Det er bestemt at resultatene fra LCA-analysen av Strauman 3 skal fremlegges i form av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter. Hovedfokus for denne oppgaven er de konstruksjonstekniske aspektene, og det er derfor nødvendig å snevre inn miljøaspektet. Likevel kan dette gi resultater som det er verdt å merke seg, samtidig som de viser forskjeller mellom de ulike broforslagene.

### 3.7.2. CO<sub>2</sub>-ekvivalenter

CO<sub>2</sub>-ekvivalenter er det som bidrar til global oppvarming, også kjent som drivhusgasser. Karakterisering av drivhusgasser baserer seg på hvilken kapasitet de ulike klimagassene har til å absorbere infrarød stråling, og derfor varme opp atmosfæren. Karbondioksid (CO<sub>2</sub>) er ikke den eneste gassen som bidrar til global oppvarming. Mange andre miljøgasser bidrar i enda større grad. Forskjellen er at det finnes betydelig mer karbondioksid enn disse gassene. Det er av den grunn nødvendig å karakterisere de ulike utslippene slik at man finner ut i hvilken grad disse bidrar til global

oppvarming. Dette kan for eksempel være å finne ut hvor mange CO<sub>2</sub>-ekvivalenter en gitt mengde metan (CH<sub>4</sub>) tilsvarer [10]. Måten dette gjøres på er å karakterisere de ulike utslippene fra inventaranalysen [10].

### 3.7.3. Environmental Product Declaration (EPD)

I undersøkelsen etter utslippstall og energiforbruk fra de ulike delprosessene er det bestemt at det skal benyttes EPDer, samt data som allerede ligger inne i programmet SimaPro. EPD, også kalt miljøproduktdeklarasjoner, skal vise forbrukeren av et produkt i hvilken grad det påvirker miljøet basert på utslipp og energiforbruk. Men EPDer har noen svakheter. En av disse er at det er en deklarasjon. Det betyr at EPDen ikke sier noe om produktet er miljøvennlig eller ikke. Det er derfor opp til forbrukeren å analysere resultatene og veie disse opp mot andre produkter. Den andre svakheten er at slike deklarasjoner ofte kan gi for "snille" utslipps- og energiforbrukstall [10]. Dette kan skje fordi de ulike produsentene forsøker å konkurrere med hverandre med et mål om å få de laveste utslippstallene.

## 3.8. Metodikk-LCA

I dette kapitlet beskrives det hva som inngår i en LCA-undersøkelse slik at det oppnås bedre forståelse for metodikken bak denne livsløpsvurderingen.

### 3.8.1. Mål og omfang

Målet og omfanget med en studie bestemmer hva undersøkelsen ønsker å finne ut av, samtidig som beskrivelsen for hvordan dette skal skje, defineres av omfanget. Det er viktig at målet og omfanget sammenfaller med den forhåndsbestemte funksjonelle enheten. En funksjonell enhet er et kvantitativt mål av produktets, eller systemets funksjon [25]. For at studien skal ha klare rammer for hva som skal inngå, og hva som skal neglisjeres, må omfanget defineres. Omfanget bestemmer størrelsen og begrensningene av det studerte produktet eller systemet.

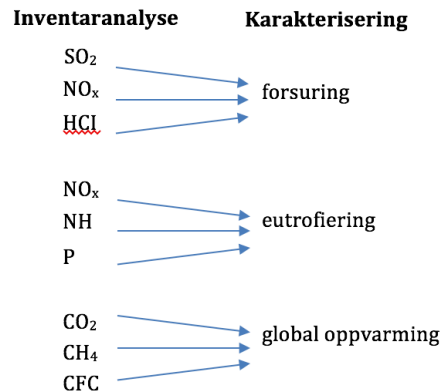
I denne rapporten handler det om å se de ulike broforslagene i et miljøperspektiv. Ved å se på ulike sammensetninger av materialer og ved å sammenligne disse. Intensjonen med livsløpsanalysen av broforslagene er å finne ut hvordan Strauman 3 kan dimensjoneres riktig, samtidig som et bærekraftig og miljøvennlig forslag velges. Broforslagene skal ha noen felles bestanddeler. Dette kan være asfalt, rekkverk og lignende. Slike komponenter tas ikke med i livsløpsvurderingene da disse ikke bidrar til utslippsforskjeller. Av denne grunn vil resultatene kun vise en oversikt over forskjellene i utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter, og ikke det totale utslippet fra hvert broforlag.

### 3.8.2. Inventaranalyse

Inventaranalyse betyr å fremlegge et system som sammenfaller med det definerte målet og omfanget av studien [10]. Inventaranalysen samler inn og organiserer informasjon fra alle prosesser i et gitt system og setter dette i sammenheng med den definerte funksjonelle enheten. Input i prosessene, materialforbruk, energiforbruk, utslipp og avfallshåndtering blir tatt med i en inventaranalyse. Når denne informasjonen er innhentet og prosessert, kalles det ofte livssyklus-inventar (LCI). Denne informasjonen samles inn i inventaranalysen. Deretter bygges systemet opp som en flytmodell hvor systembegrensningene også fremgår [25].

### 3.8.3. Konsekvensutredning

Konsekvensutredningen gir en kvantifiserbar oversikt over miljøbelastningene som fremkommer i inventaranalysen. Utredningen gir altså en mer miljømessig relevant informasjon. Utslippene karakteriseres med hensyn til hvilke skader de påfører miljøet. Dermed kan det enkelt bestemmes hvilke utslipp som gjør mest skade på de ulike miljøkategoriene [10]. Karakteriseringen sorterer de forskjellige utslippene i henhold til hvordan de påvirker miljøet. Dette kan være hvordan de påvirker vann, land, luft eller helse [25]. Figur 3.9 viser hvordan de ulike utslippene fra inventaranalysen karakteriseres.



Figur 3.9: Eksempel på karakterisering av inventaranalyse [10]

Det benyttes forskjellige LCA-modeller når miljøpåvirkninger undersøkes. I denne oppgaven er det valgt å bruke ReCiPe Midpoint (H) som karakteriseringsmetode. Dette dekker de fleste utfordringer som er relatert til klimaendringer, nedbrytning av ozonlaget, utslipp av gasser som er giftige for mennesker, forsuring og uttømming av naturlige ressurser [28]. Som nevnt innledningsvis i rapporten, er det kun klimaforandringer tilknyttet global oppvarming som blir relevant.

### 3.8.4. Tolkning

Tolkning defineres i ISO 14040 1997 [10] som en fase av livssyklusvurderingen hvor resultatene fra inventaranalysen, konsekvensanalysen, eller begge, kombineres. Dette gjøres i tråd med det definerte målet og omfanget, slik at man enklere kan komme frem til en konklusjon.

## 3.9. Relevant forskningslitteratur

I kapittel 3.9.1-3.9.6 beskrives de ulike forskningsartiklene og EPDer som er benyttet i LCA-undersøkelsen. EPDene er benyttet for å finne tallverdier som skal settes inn i programmet SimaPro. Antagelser, begrensninger og funksjonelle enheter diskuteres slik at leseren av denne rapporten får en forståelse for hvorfor disse verdiene er benyttet. Det diskuteres i tillegg forskningsartikler som beskriver tidligere studier av innovative løsninger som er benyttet som brokonstruksjon, eller som viser potensiale for Strauman 3. Denne litteratursøkingen skal gi inspirasjon til løsningsforslagene som fremkommer i kapittel 5.3. Forskningsartiklenes titler vises i overskriftene i kapitlene 3.9.1-3.9.6.

### 3.9.1. Determining the Environmental Benefits of Ultra High Performance Concrete as a Bridge Construction Material [25]

Denne studien undersøker hvor store utslippsforskjellene blir når normalstyrkebetong sammenlignes med UHPC. Det blir tidlig i rapporten stadfestet at produksjonen av UHPC fører til høyere miljøpåvirkning enn standard betong målt i CO<sub>2</sub>-ekvivalenter. Likevel ønsker rapporten å undersøke hvordan UHPC med sin gode bestandighet kan endre dette ved å innføre en 200 års levetid. Det er gjort for å ta høyde for at UHPC krever mindre vedlikehold enn NSC, og er generelt sett mer bestandig. Dette blir også diskutert i rapporten som en svakhet fordi brokonstruksjoner ofte rives før det er gått 200 år. Likevel viser resultatene seg å være generelt sett bedre for UHPC sammenlignet med NSC. Det mest interessante funnet er at GWP (globalt oppvarmingspotensiale) er lavere for UHPC enn for NSC med denne levetiden.

### 3.9.2. Assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete-Normal Strength Concrete or High Strength Concrete Composite Members in Chloride Environment [22]

Denne studien undersøker hvordan komposittmaterialet bestående av UHPC i strekksonen av betongbjelker og NSC eller HSC (Normal Strength Concrete eller High Strength Concrete) i trykksonen evner å opprettholde sin bøyefasthet etter at disse er utsatt for et klorid miljø. Studien har brukt UHPC med blanderesept fra Federal Highway Administration [8]. Studien viser at bøyefastheten er svekket med 4-17 prosent etter at bjelkene er utsatt for kloridholdige miljøer. Den viser også at det ikke er noen signifikant forskjell mellom å benytte NSC og HSC i trykksonen av betongen. I tillegg viser artikkelen at bøyefastheten hadde minst reduksjon dersom det benyttes mer fiber, selv i et kloridholdig miljø. Det ble gjennomført tester på totalt 36 bjelker.

### 3.9.3. Long Term Durability of Engineered Cementitious Composites [23]

Denne artikkelen undersøker komposittmaterialet (UHPC og NSC), og hvordan bestandigheten til dette er. Artikkelen viser at komposittmaterialet har eksepsjonelle egenskaper med tanke på riss, motstå tine/fryse angrep, motstå utmatting, opprettholde de mekaniske egenskapene over lang tid, i tillegg til å beskytte armeringen fra å korrodere. Det kan også minimere vedlikeholdet som ellers er nødvendig for normalbetong.

### 3.9.4. Recommendations for the use of UHPFRC in Composite Structural Members [24]

Denne artikkelen viser hvordan UHPC kan påføres som et beskyttende lag på et brodekke. Det brukes som et preventivt tiltak for å slippe unødvendig vedlikehold. Metoden viser seg å være vellykket kun ved bruk av et 3 cm tykt UHPC lag, og vil derfor være viktig informasjon i diskusjonen av bestandigheten som Strauman 3 kan oppnå.

### 3.9.5. Towards sustainable design of highway bridges [29]

I denne canadiske forskningsartikkelen [29] ser de på forskjellen mellom NSC og HSC sett fra et økonomisk-, miljø- og sosialt perspektiv. Det undersøkes to broforslag med NSC (30 MPa) og HPC (45 MPa) med en funksjonell enhet på kg CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>. Artikkelens funn viser at høystyrkebetongen kommer klart best ut med tanke på utslipp av CO<sub>2</sub>. Normalbetongen har et totalt CO<sub>2</sub>-utslipp på 151 kg/m<sup>2</sup> sammenlignet med høystyrkebetongen som har et totalt utslipp på 53 kg/m<sup>2</sup>. Det vil si at

normalbetongen slipper ut 2,85 ganger mer CO<sub>2</sub>. Studien tar utgangspunkt i at høystyrkebetongen ikke har like stort behov for regelmessig vedlikehold som normalbetong har.

### 3.9.6. Reducing environmental impact by increasing the strength of concrete: quantification of the improvement to concrete bridges [30]

Denne artikkelen undersøker ulikhetene mellom bruk av høystyrkebetong og normalbetong for bruk i brokonstruksjoner. Den funksjonelle enheten er definert som kryssingen over en firefelts motorvei med en tofelts vei, og en levetid på 100 år. Studien viser at høystyrkebetongen kommer klart best ut i de fleste kategoriene. Høystyrkebetong har et lavere globalt oppvarmingspotensial og er dermed et bedre alternativ enn normalbetong. Studien viser at høystyrkebetong har lavere utslipp uavhengig av hva slags type utslipp som undersøkes.

### 3.9.7. Hovedfunn fra artikler

De ulike forskningsartiklene viser innovative løsninger, samt metoder som er benyttet før, men i mindre grad. Det er tydelig at å bruke UHPC som et beskyttende lag for armeringen virker lovende. Det samme gjelder å bruke UHPC i strekksonen av bjelker eller plater. På denne måten er det vist i noen av studiene at bestandigheten kan holdes til et maksimum, samtidig som styrken virker å være tilfredsstillende. Det kommer også frem at ved å bruke høystyrkebetong er det mulig å redusere de miljømessige belastningene, og da særlig med tanke på utslipp av karbondioksid. Denne løsningen kan være foretrukket fremfor bruk av normalbetong. På denne måten reduseres tverrsnittet, og vedlikeholdsbehovet reduseres.

## 3.10. Miljøproduktdeklarasjoner som er benyttet i LCA undersøkelsen

Fra kapittel 3.10.1-3.10.6 beskrives deklarasjonene som er benyttet i oppgaven. EPD-ene er brukt på en slik måte at hvert delmateriale som inngår i broene har sin tilhørende miljødeklarasjon. Beskrivelsen viser hva som inngås i deklarasjonenes systemgrenser, funksjonelle enheter, transportdistanser og lignende. Verdiene denne rapporten er interessert i er utslipp av karbondioksid og energiforbruk. Denne informasjonen er nødvendig for å lage prosesser i SimaPro. Det påpekes at produkter som ikke er beskrevet er hentet direkte fra SimaPro. Disse prosessene er beskrevet mer detaljert i kapittel 5.6.2 og gjelder materialene sand, pukk, vann og silika. Produktdeklarasjonenes navn vises i overskriftene i kapitlene 3.10.1-3.10.6.

### 3.10.1. Ribbed Reinforcement Bars [19]

Dette er en EPD fra Norsk Stål AS. Rapporten er fra 2015 og er gyldig til 2020. Det er definert en funksjonell enhet på *per kilo stål*. I systemgrensen er det tatt med utvinning av råmaterialer, transport fra stålprodusent til Norge, transport til deponering av avfall, prosessering av stålet samt transport til byggeplass. Det er en svakhet at denne EPDen tar med transport til avfallshåndtering da foreliggende rapport ikke trenger denne informasjonen. Transportdistansen er 50 kilometer slik at utslaget ikke er av stor betydning. Transporten som er tatt med fra produsent til kunde er beregnet til 64 kilometer. Avstanden er snittbasert og kan derfor være gjeldende for situasjonen for Strauman 3.

### 3.10.2. DYNAMON SX-23 [15]

Dette er en EPD som er utarbeidet av Mapei og gjelder for DYNAMON SX-23 som er et plastiserende middel. Det er tenkt at dette skal benyttes for alle betongtypene i oppgaven. Den deklarerte funksjonelle enheten deklarasjonen har benyttet er *per kilo plastiserende og superplastiserende middel*. Deklarasjonen har en systemgrense som tar med produksjonen av produktet, samt transport fra utvinning til produksjonssted. Produksjon av innpakning og energiforbruk er også medberegnet.

### 3.10.3. Mapeair 25 1:9 [16]

Denne deklarasjonen er også utarbeidet av Mapei. Den gjelder for Mapeair 25 1:3 og Mapeair 1:9. Dette er luftinntrengende midler som skal benyttes i B45 og B90 betong for å oppnå en bestandighetsklasse tilsvarende MF40. Den deklarerte funksjonelle enheten er *per kilo luftinntrengende middel*. Systemgrensen viser at produksjon av produktet er tatt med samt transport til fabrikk. Produksjon av forpakning og energiforbruk inngår også. Det tas ikke med allokering i denne deklarasjonen.

### 3.10.4. Prestressed steel for reinforcement of concrete, PC Strand [31]

Produktdeklarasjonen er laget av Ferrometall AS. Den gjelder for spennstål som skal benyttes i noen av broforslagene i denne oppgaven. Den deklarerte funksjonelle enheten er *per kilo stål*. Systemgrensen viser produksjon av stålwire og spennkabler, transport med skip fra Kina til Nederland og videre fra Nederland til Norge. Etter dette inngår oppbevaring av gods og deretter transport til kunde. Kundetransporten kan enkelt endres når denne skal settes inn i SimaPro. I deklarasjonen er det fremlagt to transportscenarier; hvor den første er med lastebil og den andre ved bruk av tog. I vårt tilfelle er det valgt å benytte lastebil. Transportdistansen bestemmes senere i kapittel 5.6.3.

### 3.10.5. CEM II, Anleggsement FA (CEM II/A-v) [32]

EPDen gjelder for Anleggsement FA (CEM II/A-v) og Standardsement FA (CEM II/B-M). I denne oppgaven er det valgt å bruke den førstnevnte. Dette skyldes årsaker som beskrives i kapittel 5.6.3. Deklarasjonen er utarbeidet av NORCEM med en funksjonell enhet på *per tonn CEM II* fra utvinning av materialet og frem til porten av sementfabrikken. Det legges også inn en transportdistanse fra utvinningslokasjonen og frem til fabrikk. I tillegg er det oppgitt en transportdistanse fra fabrikk til bruker. Transportdistansen vil endres fra det som er foreslått i EPDen.

### 3.10.6. Mapefast SA [17]

Denne deklarasjonen er også utarbeidet av Mapei. Den gjelder for Mapefast SA som er en akselerator som benyttes i UHPC. Den deklarerte funksjonelle enheten er *per kilo akselerator*. Systemgrensen viser at produksjonen av produktet er tatt med samt transport til fabrikk. Produksjon av forpakning og energiforbruk inngår også. Det tas ikke med allokering i denne deklarasjonen. Denne EPDen benyttes for å finne utslipp av karbondioksid og energiforbruk når det skal lages en egen prosess for dette produktet i SimaPro.



## 4.0. Forskerspørsmål

Det ble i forprosjektet avdekket mangler i henhold til hvordan Strauman 3 er prosjektert som har medført hurtig nedbrytning. Skadene er så omfattende at broen må skiftes ut. En måte å løse dette på er å undersøke ulike løsninger som tar hensyn til eksponeringsforholdene. I denne oppgaven skal de løsningene som kan være aktuelle forslag for utskiftningen av Strauman 3 skisseres. De forslagene som viser mest potensiale tas med til videre undersøkelse gjennom dimensjonering og livsløpsvurdering. Det skal i tillegg foretas et forenklet prisoverslag for de aktuelle løsningene. Beregningene danner grunnlaget for konklusjonen. Følgende forskerspørsmål lyder slik:

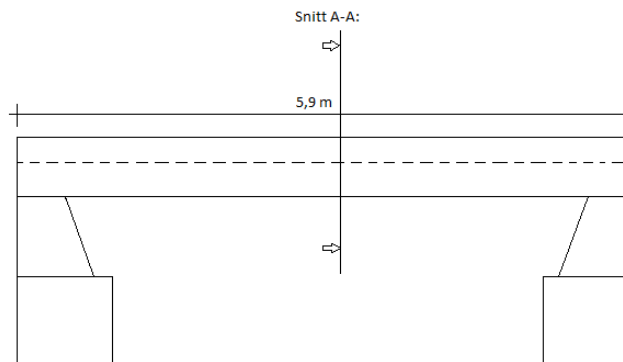
*Hvilken broløsning er mest fordelaktig for nye Strauman 3 når det vurderes opp mot utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter og pris?*

### 4.1 Begrensninger – Forenklete beregninger av UHPC-bro

Det er valgt å forenkle beregningene av UHPC-broen på bakgrunn av årsaker som henger sammen med den begrensede tiden denne masteroppgaven har. Forenklingene går ut på å gjøre beregningene helt analogt med den spennarmerte B90 broen. Forenklingene blir å endre parametere som elastisitetsmodulen,  $E_{cm}$ ,  $F_{cd}$  samt andre materialegenskaper slik at disse verdiene blir mest mulig like som en reell UHPC-bro ville hatt. Dermed kan beregningene gjennomgås fortere og likevel gi en indikasjon på hvordan broens dimensjoner kan være med bruk av UHPC. Beregningene skal vise hvilke dimensjoner som er sannsynlige å oppnå for dette forslaget og det vil være til stor hjelp når dette forslaget modelleres inn i SimaPro. En konsekvens ved å bruke samme fremgangsmetode som for den spennarmerte B90 broen er at fiberarmeringen ikke blir inngått i beregningene. Fiberarmeringen bidrar til en annen skjærkapasitet som det heller ikke blir tatt hensyn til. Et motargument til dette er at det sjeldent er et problem med skjærkapasiteten til platekonstruksjoner, og at det derfor er lite sannsynlig at dette blir et problem.

## 5.0. Case

Strauman 3 er en del av en fylling og spenner 5,9 meter. Fundamenteringsmetoden er kjent og er utført som landkar i betong som er plassert på fyllmasser av jord og stein. Platedekket kan utføres på forskjellige måter avhengig av hva som er den mest fordelaktige løsningen. Figur 5.1 viser lengdeprofilen av Strauman 3 som samtlige broforslag baseres på.



Figur 5.1: Lengdeprofil av Strauman 3

### 5.1. Presentasjon av hovedfunn fra forprosjektet

Figur 5.2 illustrerer Strauman 3 sin tilstand i dag. I forprosjektet kom det fram at tilstanden er så kritisk at utskiftning av broen er nødvendig. Den hurtige nedbrytningen har skjedd som et resultat av eksponeringsforholdene i området. Overdekningen er for liten til å beskytte armeringen fra å korrodere i dette miljøet. Figur 5.2 viser skader på broplaten slik den ser ut i dag.



Figur 3.2: Illustrasjon av skadeomfanget slik Strauman 3 er i dag [Eget bilde]

### 5.2. Bakgrunn for valg av bro

Alle alternativene som gjennomgås er potensielle løsninger. For å velge brodesign er det viktig at de veies opp mot relevante kriterier og parametere. Parameterne løsningsforslagene vurderes etter er:

- Bestandighet
- Livløpsvurderinger
- Pris
- Gjennomførbarhet
- Realistisk design for små broer

*Bestandighet* er det viktigste kravet for nye Strauman 3. Forprosjektet avdekket at årsaken til den hurtige nedbrytning av gamle Strauman 3 blant annet skyldes at det ble tatt for lite hensyn til klimaet broen er plassert i.

*Livsløpsvurdering* blir særlig vektlagt i denne rapporten. Det skyldes det økte fokuset på miljøet i dagens samfunn. Mye tyder på at løsninger med en miljøvennlig profil stadig blir å foretrekke. Derfor blir dette vurdert foran for eksempel pris. Et annet moment er at pris konkurreres det om i gjennom tilbud og etterspørsel.

*Pris* må allikevel tas høyde for når en endelig løsning skal velges. Når pris tas med i vurderingen er det lettere å finne et bærekraftig alternativ.

*Gjennomførbarhet* handler i denne sammenheng om en vurdering av tidsforbruk og vanskelighetsgrad på beregningene. Det er ikke hensiktsmessig å velge en løsning som er for tidkrevende å dimensjonere. Derfor kan det hende at intrikate løsninger med mye potensiale må forkastes.

*Realistisk for små broer* handler om at broforslagene må ha en realistisk profil når det korte spennet tas i betraktning. For at et forslag skal være godt egnet til videre beregning er det viktig at løsningen tilpasses forholdene rundt. En bro som spenner langt kan kreve løsninger som blir mindre gunstige om spennvidden minker.

### 5.3. Presentasjon og diskusjon av aktuelle løsninger

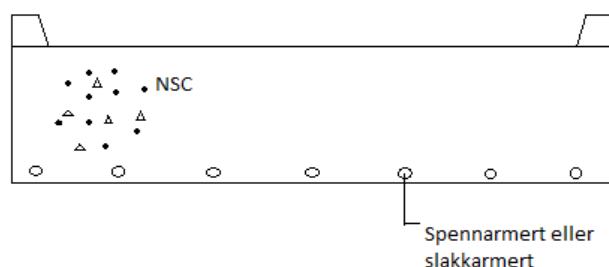
De ulike broforslagene beskrives hver for seg med tilhørende skisser av brotverrsnittene. Forfatterne av foreliggende rapport har selv kommet frem til løsningene og de er derfor ikke beskrevet i detalj i dette kapitlet. Når alle broforslagene er beskrevet og skissert tas det en beslutning angående hvilke broforslag som skal diskuteres og undersøkes videre.

#### 5.3.1. Løsning 1: Rektangulær B45/B90 plate med spennarmering/slakkarmering

Denne løsningen er en tradisjonell metode der platen er plasstøpt. Broen kan spennarmeres eller slakkarmeres.

Det er mulig å benytte betong tilsvarende fasthetsklassene B45 og B90. Det er viktig at betongen oppfyller kravene for bestandighetsklassen MF40. Når betongklassene er undersøkt gjennom dimensjonering er det mulig å se på eventuelle fordeler og ulemper. Det betraktes fra et miljømessig- og konstruksjonsmessig perspektiv. Ved å benytte sterkere betong (B90) er det mulig å oppnå et mindre tverrsnitt sammenlignet med betong av kvalitet B45. Løsning 1 (se figur 5.3) er ofte brukt på mindre platebrokonstruksjoner med betongklassen B45. Dette er en løsning som tilfredsstillende konstruksjonstekniske krav. Velger man å plasstøpe platebroen kan den ikke gjenbrukes. Det er usikkert hvor mye dette forslaget påvirker miljøet sammenlignet med de andre løsningene. Derfor vil det være interessant å undersøke om en løsning med B90 betong og spennarmering vil føre til et mindre miljøfotavtrykk. Fordelen med denne løsningen vil potensielt være et mindre tverrsnitt som fører til redusert forbruk av materialer. Høystyrkebetong er ikke nødvendigvis vanskeligere å få tak i da den stort sett består av samme bestanddeler som B45 betong, bare med en annen sammensetning og høyere sementinnhold. Lokasjonen til Strauman 3 fører til krevende produksjon som kan

medføre øke kostnader. Miljøutslippet kan reduseres på bekostning av utgiftene. Fordeler og ulemper diskuteres i tabell 5.1.



Figur 5.3: Snitt A-A av løsning 1

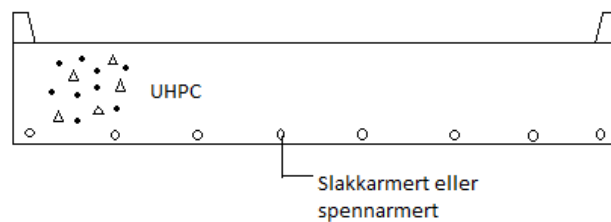
Tabell 5.1: Fordeler og ulemper med løsning 1

| Fordeler                                   | Ulemper   |
|--|---|
| Mye brukt løsning                          | Løsningen kan være konservativ                          |
| God tilgang på materialer                  | Bruker unødvendig stort tverrsnitt?                     |
| Enkel å dimensjonere                       | Kan påvirke miljøet i større grad enn mindre tverrsnitt |
| Enkel å bygge                              | Krever stor overdekning                                 |
| Løsningen kan skreddersys forholdene rundt | Vanskelig å gjenbruke broplaten                         |
|  | Store deler av platen blir karbonisert                  |

### 5.3.2. Løsning 2: Rektangulær plate i UHPC med spennarmering/slakkarmering

Denne løsningen er utført på samme måte som løsning 1. Forskjellen er at foreliggende løsning utføres med UHPC. Dette kan åpne for et mindre tverrsnitt for broplaten. I tillegg kan løsningen prefabrikeres slik at den lettere kan benyttes på andre prosjekt som en form for resirkulering.

Løsning 2 (se figur 5.4) vil som for løsning 1 kunne utføres med spennarmering eller slakkarmering. Sammenlignet med en B45 betong har UHPC betydelig større kapasitet. Denne betongtypen er også tettere og krever derfor mindre overdekning. Det vil gi et redusert tverrsnitt på to måter. En svakhet for UHPC er støpeligheten, men det antas å ikke påvirke resultatet for denne løsningen da tverrsnittet er relativt enkelt utformet og byr på få problemer. For å produsere UHPC kreves det blant annet tilslag med svært liten kornstørrelse. Det kan være en utfordring å oppdrive et slikt tilslag lokalt. Det kan resultere i lang transport og dermed økte kostnader og miljøutslipp. En fordel med UHPC er den lange levetiden som åpner for at broen kan gjenbrukes på et annet prosjekt som en kulvert eller lignende. En begrensning ved benyttelse av UHPC er mangelen på dimensjoneringsstandard i Norge. Dette kan føre til utfordringer når det kommer til verifikasjon av kapasiteter. Fordeler og ulemper diskuteres i tabell 5.2.



Figur 5.4: Snitt A-A av løsning 2

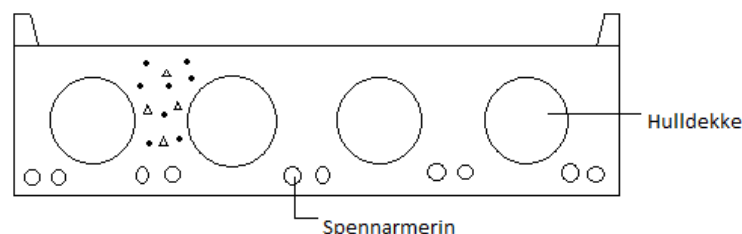
Tabell 5.2: Fordeler og ulemper med løsning 2

| Fordeler                                   | Ulemper   |
|--|---|
| Krever mindre tverrsnitt                   | Kan være vanskelig å støpe                            |
| Krever liten overdekning                   | Kan være kostbar?                                     |
| Enkel utforming                            | Kan være vanskelig å finne tilslag i riktig størrelse |
| Løsningen kan skreddersys forholdene rundt | Ingen norsk standard for dimensjonering av UHPC       |
| Kan gjenbrukes/resirkuleres?               | Miljøbelastende?                                      |

### 5.3.3. Løsning 3: Spennarmert hulldekkeelement

Hulldekkeelementet kan utføres i normalbetong. Løsningen krever prefabrikering. Figur 5.5 viser hvordan denne løsningen ser ut.

En fordel som utpeker seg med hulldekke er materialeeffektiviteten. Mye av materialet i nøytralsonen fjernes gjennom introduksjon av rør som holder betongen borte. Dette kan potensielt gi store miljøgevinster. Hulldekker er lite krevende å frakte, og kan derfor gjenbrukes i andre prosjekt. Produksjon av hulldekker kan være utfordrende fordi riggen disse produseres i kan sette begrensninger for tverrsnittshøyden. Det kan føre til problemer med overdekkingskravet. En mulig løsning kan være at hulldekkene males/impregneres, eller at det støpes et beskyttende lag på siden med spennarmeringen. Hulldekker er mye brukt og gjør at verifikasjonsprosessen under dimensjoneringen blir enkel å gjennomføre. Fordeler og ulemper diskuteres i tabell 5.3.



Figur 5.5: Snitt A-A av løsning 3

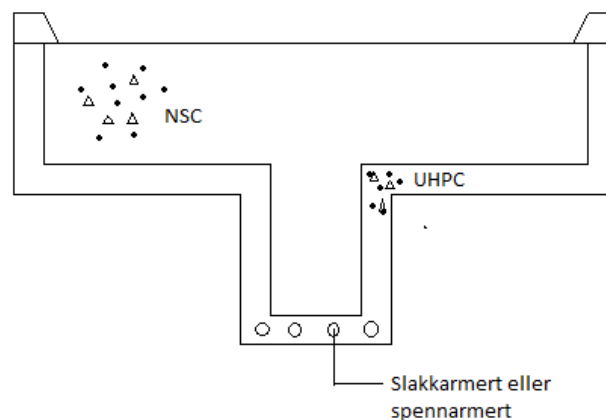
Tabell 5.3: Fordeler og ulemper med løsning 3

| Fordeler   | Ulemper   |
|--|---|
| Kan prefabrikeres                                | Lite brukt som broplate av en grunn?                                |
| Lav vekt- enkel å transportere                   | Kan bli for bred for transport?                                     |
| Kan gjenbrukes                                   | Lite estetisk   |
| Enkel å dimensjonere                             | Uinjisert spennarmering kan bli en utfordring for kutting av kabler |
| Mange produsenter kan produsere hulldekke        |   |
| Mindre materiale kan være mindre miljøbelastende |   |

#### 5.3.4. Løsning 4: T-element omkranset av UHPC

T-elementet (se figur 5.6) armeres med spennarmering eller slakkarmering avhengig av hvilket forslag som egner seg best. Kjernen av t-elementet omkranses av UHPC slik at armeringen beskyttes mot kloridholdige angrep. På denne måten holdes overdekningen til et minimum.

En fordel med t-elementer er at de har relativt stor kapasitet i forhold til materialforbruket. Det skyldes t-formen på elementet som gjør at strekkarmeringen får større avstand til trykksone i tverrsnittet. Ulempen med formen er at tverrsnittet blir tykt i midten. Dette vil være spesielt utfordrende for Strauman 3, da denne er nær havoverflaten. Derfor vil denne løsning være mer aktuell på større broer med lengre spenn og større overhøyde. I tillegg vil de strenge kravene til overdekning bli utfordrende å tilfredsstille på en lønnsom måte i selve «t-området». Kanskje kan problematikken løses med et lag med UHPC rundt kjernen av B45 betongen. En utfordring rundt en slik type løsning vil være dimensjoneringen av UHPC samt verifikasjon av heftdannelsen mellom UHPC og B45 betongen. Fordeler og ulemper diskuteres i tabell 5.4



Figur 5.6: Snitt A-A av løsning 4

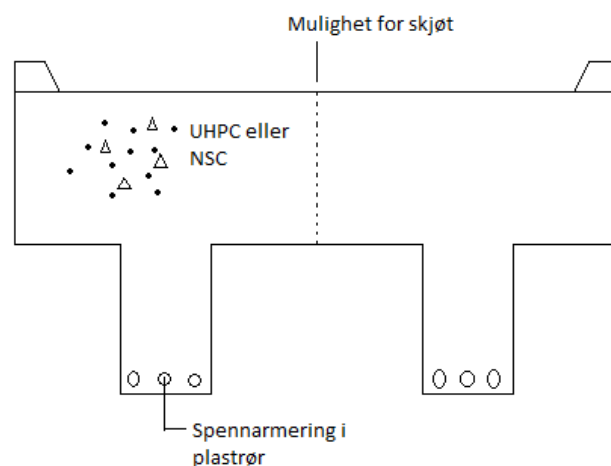
Tabell 5.4: Fordeler og ulemper med løsning 4

| Fordeler                               | Ulemper                                  |
|--|--|
| Materialeffektivt                      | Kan oppnå dårlig heft mellom UHPC og NSC |
| NSC kan gjenbrukes                     | Må produseres i fabrikk                  |
| Krever liten overdekning               | Krevende produksjon?                     |
| Mulighet for materialbesparelse        | Krevende dimensjonering?                 |
| Kan passe godt i kloridholdige miljøer | Krevende transport                       |
| Krever lite vedlikehold                |  |

### 5.3.5. Løsning 5: Dobbelt eller trippel T-element i NSC/UHPC

Det doble t-elementet (se figur 5.7) kan prefabrikeres slik at transporten av de to elementene blir enkle å gjennomføre. Elementene er spennarmert med plastrør. Sammenkoblingen mellom de to elementene må undersøkes ytterligere dersom denne løsningen er aktuell. Det åpnes også for muligheten å utføre elementene i UHPC.

En måte å redusere høyden på tverrsnittet kan være å introdusere flere steg. På den måten vil strekkraftene fordeles på to eller flere steg, og samtidig opprettholde nødvendig kapasitet. Kanskje kan introduksjonen av flere steg føre til at B45 betongen kan benyttes, og kan gjøre forslaget rimeligere. Men som for et enkelt t-element vil fortsatt overdekningen føre til utfordringer. Overdekningen på stegets side, samt hjørnene, vil kanskje kreve mye betong slik at stegene blir for store. Derfor er det rimelig å anta at dersom flere steg innføres vil tverrsnittet begynne å ligne på et vanlig platetverrsnitt. Et slikt design vil kreve kompliserte forskalinger sammenlignet med tradisjonelle platebroer. Dette kan slå negativt ut på en kostnads- og tidsvurdering. Fordeler og ulemper diskuteres i tabell 5.5.

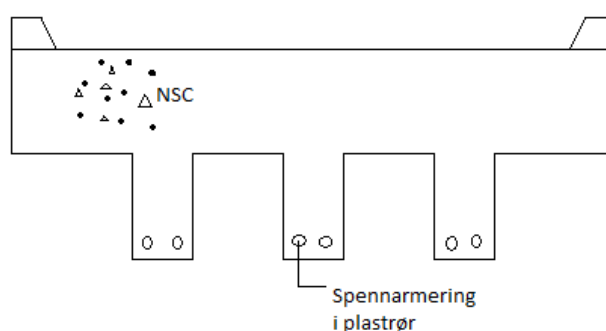


Figur 5.7: Snitt A-A av versjon en av løsning 5

Tabell 5.5: Fordeler og ulemper med versjon en av løsning 5

| Fordeler                               | Ulemper                  |
|--|--------------------------|
| Materialeffektivt                      | Må produseres i fabrikk  |
| NSC kan gjenbrukes                     | Krevende produksjon?     |
| Krever liten overdekning               | Krevende dimensjonering? |
| Kan passe godt i kloridholdige miljøer | Krevende transport       |
| Skjøtt kan gjøre transporten enklere   |                          |
| Krever lite vedlikehold                |                          |

Broplaten kan også utføres som et trippel t-element i NSC slik som vist i figur 5.8. Det skal armeres med spennarmering i plastrør for å minimere overdekningen. Fordeler og ulemper med dette alternativet diskuteres i tabell 5.6.



Figur 5.8: Snitt A-A av versjon to av løsning 5

Tabell 5.6: Fordeler og ulemper med versjon to av løsning 5

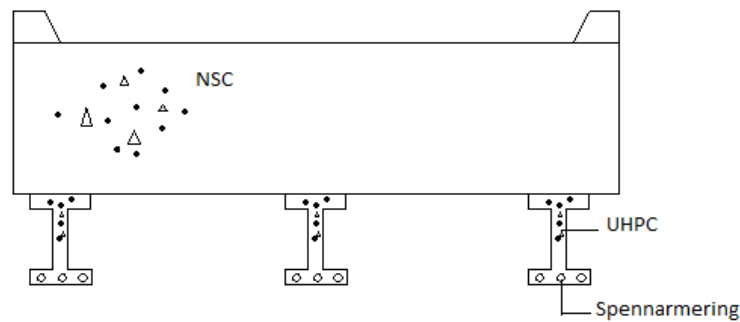
| Fordeler                     | Ulemper                       |
|------------------------------|-------------------------------|
| Kan være materialeffektivt   | Kan være krevende å produsere |
| Krever liten overdekning     | Vanskelig å flytte            |
| Enkel dimensjoneringsprosess | Krever vedlikehold            |
| Kan gjenvinnes               |                               |

### 5.3.6. Løsning 6: Rektangulær plate med understøttende UHPC-bjelker

Denne løsningen som illustreres i figur 5.9 er tenkt utført som en alminnelig plate i normalbetong som bæres av bjelker i UHPC. Bjelkene armeres med spennarmering. UHPC materialet beskytter armeringen mot klorid. Platen kan plasstøpes med muligheten for at bjelkene prefabrikeres.

En slik løsning vil være adaptiv med tanke på hvor mange bjelker som benyttes som bæring. Bjelkene vil kunne avlaste selve platen slik at tykkelsen reduseres. Utfordringen med denne løsningen er bjelkene. På grunn av lav overhøyde til havet bør bjelkene være så lave som mulig. Da er det kanskje nødvendig med mange bjelker. Dette vil medføre økt betongforbruk for å tilfredsstille overdekningskravene. Ved å benytte UHPC kan dette forbruket reduseres. Denne løsningen vil derfor være mer aktuell for broer med større spennvidde. Fordeler og ulemper diskuteres i tabell 5.7.





Figur 5.9: Snitt A-A av løsning 6

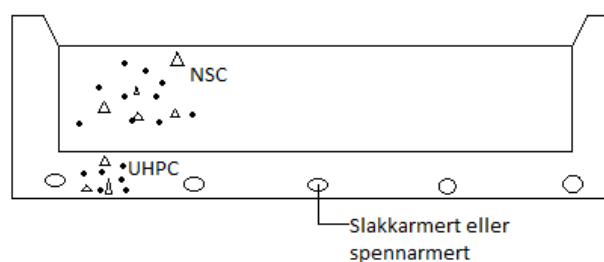
Tabell 5.7: Fordeler og ulemper med løsning 6

| Fordeler                         | Ulemper                                |
|----------------------------------|--|
| Enkel produksjon                 | Kan kreve andre fundamenteringsforhold |
| Broplaten krever mindre armering | Kan være lite materialeeffektivt       |
| Enkel transport                  | Miljøbelastende?                       |
| Enkel å dimensjonere             |  |

### 5.3.7. Løsning 7: Plasstøpt NSC plate omkranset av UHPC

Den plasstøpte platen skal omkranses av et lag med UHPC i armeringssonen slik at denne beskyttes mot klorider. Det vil også beskytte mot avskalling av betongen dersom isdannelse er et reelt problem.

Løsningen som illustreres i figur 5.10 er en innovativ versjon av en standard platebro. Introduksjonen av UHPC forbedrer kapasiteten på to måter. Den høye kapasiteten reduserer tverrsnittets høyde. I tillegg sørger gode bestandighetsegenskaper for mindre krav til overdekning. Broens oppbygning fører til klart bedre levetid som øker sannsynligheten for gjenbruk i fremtiden. Fordeler og ulemper diskuteres i tabell 5.8.



Figur 5.10: Snitt A-A av løsning 7

Tabell 5.8: Fordeler og ulemper med løsning 7

| Fordeler                               | Ulemper                                  |
|--|--|
| Materialeffektivt                      | Kan oppnå dårlig heft mellom UHPC og NSC |
| NSC kan gjenbrukes                     | Krevende produksjon?                     |
| Krever liten overdekning               | Krevende dimensjonering?                 |
| Mulighet for materialbesparelse        | Krevende transport                       |
| Kan passe godt i kloridholdige miljøer | Liten tilgang på UHPC?                   |
| Krever lite vedlikehold                |  |

#### 5.4. Valg av broløsning

For å kunne velge hvilke løsninger som skal undersøkes videre er hvert forslag tildelt poeng fra 1-7, der 7 er definert som høyeste score. På denne måten rangeres også hvert alternativ innen de fem kategoriene. Fordeling av poeng baserer seg på diskusjonen av de ulike løsningene som er beskrevet i kapittel 5.3. Løsningen med flest poeng blir valgt for videre dimensjonering. Poengsummene som er gitt er foretatt med ingeniørmessig skjønn.

Tabell 5.9: Fordeling av poengsum for valg av broløsning

| Brodesign<br>Kategori               | Løsning 1 | Løsning 2 | Løsning 3 | Løsning 4 | Løsning 5 | Løsning 6 | Løsning 7 |
|-------------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Bestandighet                        | 5         | 7         | 2         | 3         | 4         | 1         | 6         |
| Livsløpsvurdering                   | 6         | 7         | 5         | 3         | 2         | 1         | 4         |
| Pris                                | 6         | 5         | 7         | 4         | 3         | 1         | 2         |
| Gjennomfør-<br>barhet               | 7         | 5         | 3         | 1         | 6         | 2         | 4         |
| Realistisk design<br>for Strauman 3 | 7         | 6         | 4         | 3         | 2         | 1         | 5         |
| <b>Resultat</b>                     | <b>31</b> | <b>30</b> | <b>21</b> | <b>14</b> | <b>17</b> | <b>6</b>  | <b>21</b> |

Som tabell 5.9 viser er det løsning 1 som blir valgt for videre dimensjonering. Dette medfører da følgende fire løsninger:

- Tverrsnitt 1: Rektangulært tverrsnitt med B45 og slakkarmering
- Tverrsnitt 2: Rektangulært tverrsnitt med B90 og slakkarmering
- Tverrsnitt 3: Rektangulært tverrsnitt med B45 og spennarmering
- Tverrsnitt 4: Rektangulært tverrsnitt med B90 og spennarmering

Det vil også foretas en forenklet beregning av løsning 2. Disse beregningene skal ikke være komplette på samme måte som for løsning 1. Beregningene på løsning 2 skal være tilstrekkelige nok til å kunne foreta en sammenligning med resultatene for løsning 1. Videre begrunnelse for dette valget finnes i kapittel 8.1.

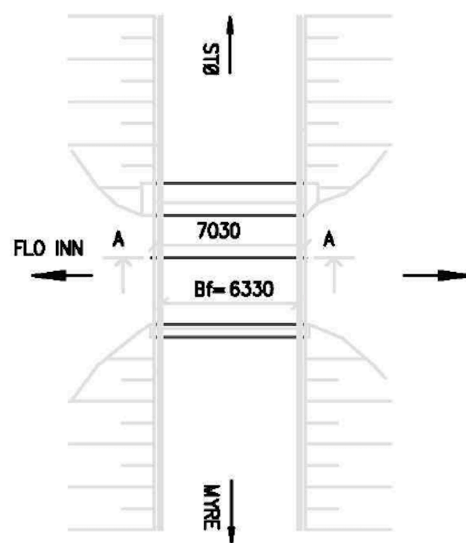
- Tverrsnitt 5: Rektangulært tverrsnitt med UHPC og spennarmering

## 5.5. Valg og forutsetninger for dimensjonering av nye Strauman 3

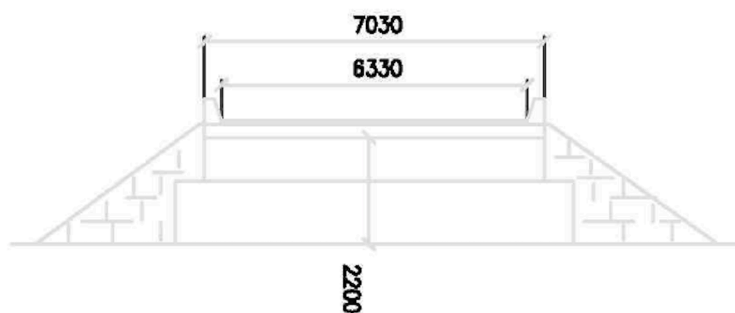
I dette delkapitlet presenteres ulike valg og forutsetninger som foretas for videre dimensjonering. Dette er hovedsakelig momenter som velges gjennom ingeniørmessig vurdering, og som ikke fremgår i beregningene.

### 5.5.1. Strauman 3

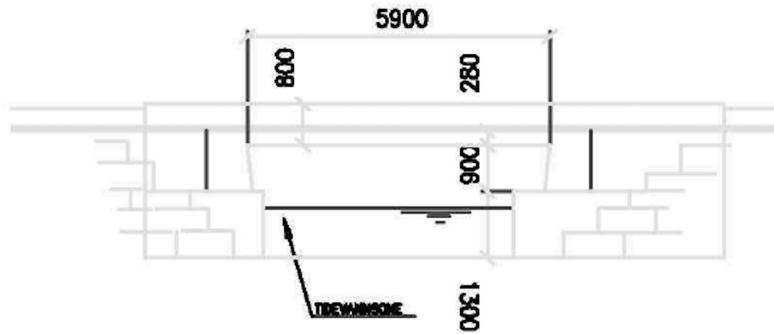
Figur 5.11-5.13 viser hvordan Strauman 3 ser ut i dag. Den totale lengden er 5,9 meter og med en bredde på 7,03 meter. Broen er helt rett i vertikal- og horisontalplanet. Den har et rektangulært tverrsnitt som vist i figur 5.9. Føringsavstanden er på 6,33 meter, som gir plass til to kjørefelt. I dag har Strauman 3 rekkverk i form av kantstein av betong. Når nye forslag dimensjoneres er det valgt å benytte stålrekkverk. Det antas også at broen påføres et slitelag på 50 millimeter.



Figur 5.11: Plantegning av Strauman 3 [33]

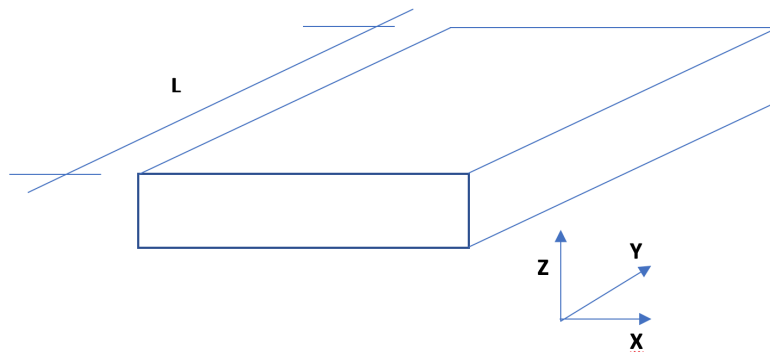


Figur 5.12: Broens Tverrsnitt [33]



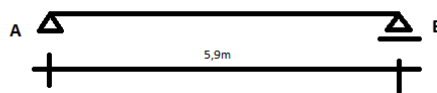
Figur 5.13: Lengdesnitt av Strauman 3 [33]

Koordinatsystemet for Strauman 3 er valgt slik at Y-aksen beveger seg langs broens lengderetning slik som vist i figur 5.14.



Figur 5.14: Koordinatsystem for Strauman 3 [Egen illustrasjon]

Broen har kun to opplagere, slik som illustrert i figur 5.15. Opplager A er fast innspent mens opplager B er definert som rullelager som gir fri bevegelse i horisontal retning. Det er viktig å påpeke at broen ikke har punktlagre. Dette gjøres for å unngå verifikasjon i broens kapasitet i tverretning. Derfor defineres lagerkonstruksjonen som langsgående neoprenelagre over hele x-retningen i opplager B. For å forenkle håndberegningene er det valgt å benytte seg av følgende statisk system slik som illustrert i figur 5.15.



Figur 5.15: Statisk system for Strauman 3 [Egen illustrasjon]

Som beskrevet over baserer opplagerbetingelsene seg på en stripe med neophrene. Dette ble bestemt i samarbeid med veileder Terje Kanstad. Neophrenlageret jevner ut eventuelle ujevnheter på fundamentet som forhindrer store punktlaster. Broen har derfor muligheten til å deformeres gjennom temperaturendringer. Grunnen til at dette er foretrukket skyldes broens korte lengde. Opplagerløsningen er en fordel med tanke på gjenvinning. En del av oppgaven er å foreta en LCA- analyse for å finne den mest optimale løsningen med tanke på CO<sub>2</sub>- ekvivalenter. Dersom det dimensjoneres med hensyn til lang levetid kan den resirkuleres og benyttes i andre prosjekter.



Figur 5.16: Neophrenlager for Strauman 3 [34]

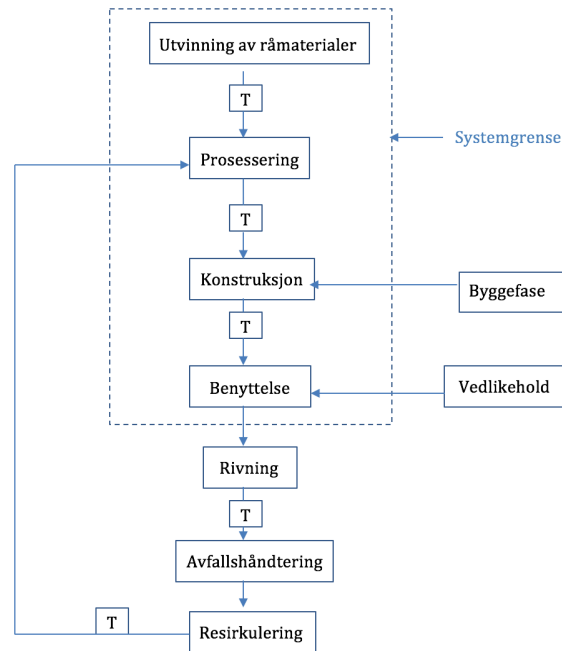
## 5.6. Valg og forutsetninger for LCA- analyse

I dette delkapitlet presenteres ulike valg og forutsetninger som foretas i forbindelse med LCA- analysen. Med dette menes begrensninger, hva som skal inngå i analysen og hva som utgår. Det diskuteres også transportavstander, hvilke delmaterialer som inngår i de aktuelle broforslagene og hvilke flytmodeller broene baseres på.

### 5.6.1. Systembeskrivelse

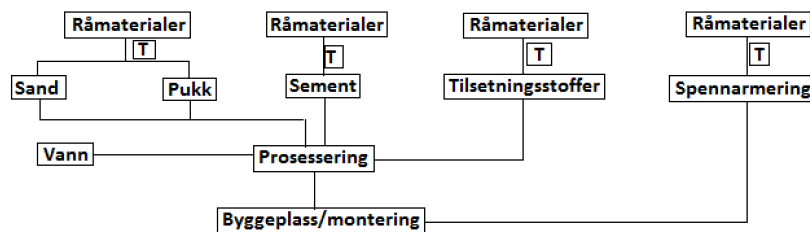
I livsløpsvurderingen av Strauman 3 undersøkes det helt fra materialutvinning og fram til produksjonen av de forskjellige broforslagene. Det tas med utvinning av materialene i produksjonsfasen av disse. Dette gjøres kun for de forskjellige betongtypene (B45, B95 og UHPC), samt slakkarmering, spennarmering og fiberarmering. Grunnen til at rekkverk, slitelag (asfalt), forskaling og brolagre ikke tas med i livsløpsvurderingen er fordi det antas at mengdene av disse er til felles for alle broforslagene. UHPC sendes ferdigpakket fra Frankrike. Det er også ønskelig å se på en tilnærmet løsning hvor det antas at UHPC tilbys i Norge. Armeringen (slakkarmering, spennarmering og fiberarmering) utvinnes og produseres på samme sted. Det er derimot benyttet EPDer for å sette tallverdier på utslipp og energiforbruk for slakk- og spennarmering. Det er ikke funnet litteratur på utslipp og energiforbruk på produksjon av fiberarmering. Verdien for dette antas derfor å være lik slakkarmeringen. Stålet produseres i Kina og transporteres til Sortland i Norge. Det er ikke tatt med energiforbruk og utslippstall fra produksjonen av selve brokonstruksjonen. Det er kun utvinning, prosessering og transport til Strauman 3 og levetiden på 100 år som inngår i miljøfotavtrykket.

Flytmodellen i figur 5.17 viser tydelig hva som inngår og utgår i analysen. Med dette som bakgrunn er Strauman 3 med en levetid på 100 år definert som den *funksjonelle enheten*. Livsløpsanalysen som inngår i denne oppgaven er en "krybbe til bruksfaseundersøkelse" som betyr at prosesser som finner sted etter at broen er ferdig konstruert ikke tas i betraktning.



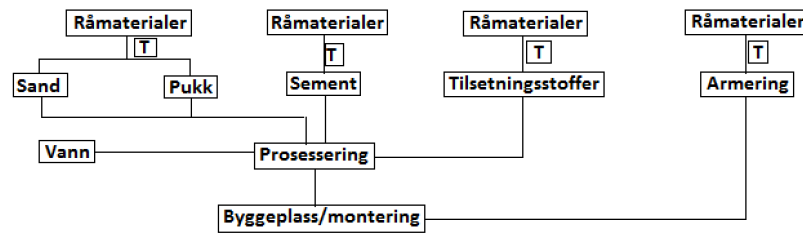
Figur 5.17: Systemgrense for Strauman 3

Flytskjemaet i figur 5.17 er generalisert og gjelder for alle broene. Av den grunn er det nødvendig å lage ett flytskjema for hver bro slik at det blir tydelig hvilke prosesser som er gjeldende for hvert forslag. Prosesseringsboksen er tatt med som en illustrasjon på at alle delmaterialene betongen består av må bearbejdes for å bli en ferdigblandet betong. Denne prosessen krever energi og vil derfor gi et utslipp. På tross av dette er det valgt å neglisjere denne prosessen slik at denne ikke inngår i livsløpsanalysen. Prosessen antas å være lik for alle broene og utgjør ingen forskjell.



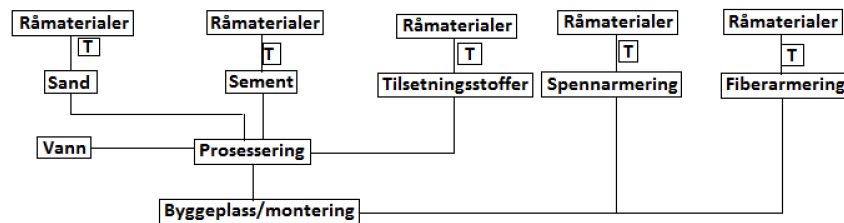
Figur 5.18: Flytskjema for spennarmert B45/B90

Figur 5.18 viser flytskjemaet for både slakkarmert B90 og B45. Årsaken til at flytskjemaet er gjeldende for begge broene, skyldes at blanderesepten er nesten er lik og det er kun mengdene som differerer.



Figur 5.19: Flytskjema for slakkarmert B45/B90

Det samme gjelder figur 5.19 som for figur 5.18. Mengdene utgjør en forskjell for de to broene, så flytskjemaene er identiske for begge broene.



Figur 5.20: Flytskjema for spennarmert UHPC

Monteringsprosessen er heller ikke inkludert i livsløpsberegningene, slik som det illustreres i figurene 5.18-5.19. Fiberarmeringen som inngår i UHPC broen (se figur 5.20 for flytskjema) legges inn som samme prosess som for slakkarmeringen. Det er kun mengdene som avviker. Akseleratoren i UHPC-blandingene inngår i tilsetningsstoffene. Akseleratoren beskrives nærmere i kapittel 5.6.2.

### 5.6.2. Betongresept for Strauman 3

Basert på løsningsvalget som ble foretatt i kapittel 5.4 er det nødvendig å bestemme tre ulike blanderesepser for hvert broforslag. De tre betongtypene er henholdsvis B45 MF40, B90 MF40 og UHPC. De ulike sammensetningene av delmaterialer for B45 og B90 er hentet fra betongleverandør Øystein Mortensvik [35]. Videre beskrives delmaterialene i de ulike typene for å vise hvilke prosesser som bygges opp i SimaPro.

**Sement:** Det brukes samme sementtype for alle betongtypene. Denne typen er Norcem ANL. FA. Dette er en Portland sement CEM II/A-V 42,5R. I EPDen for denne sementen fremkommer det at flyveaske inngår, derfor defineres det ikke en egen prosess for dette i SimaPro. Prosessene som inngår i produktdeklarasjonen er utvinning av råmaterialer, transport til sementfabrikk og tilvirkning av materialet

**Silika:** Dette materialet består i hovedsak av silikondioksid ( $\text{SiO}_2$ ). Silika er et biprodukt fra produksjonen av silisium eller fra ferrosilisium [27]. Produksjonen av silika bidrar ikke til økte miljøutslipp. Dette er et avfallsprodukt fra produksjonen av armering.

**Sand:** Sand gjelder for tilslag som har en kornstørrelse mellom 0 til 8 millimeter [27]. Prosessen er tatt direkte fra en av SimaPro sine forhåndsdefinerte prosesser. Prosessen antas å ikke differere stort fra norske forhold. I SimaPro heter prosessen; *Sand {RoW}|gravel and quarry operation|Conseq, S.*

**Pukk:** Grus gjelder for tilslag med en kornstørrelse mellom 8 til 22 millimeter [27]. Denne prosessen er også hentet fra SimaPro som en forhåndsdefinert prosess. I SimaPro heter denne; *Gravel, crushed {RoW}|production| Conseq, S.*

**Vann:** Vannet som er benyttet i denne oppgaven er springvann. Denne prosessen hentes fra SimaPro som; *Tap water {GLO}| tap water production, seawater reverse osmosis, conventional pretreatment.* Det antas forøvrig ingen transport av vann da betongfabrikken høyst sannsynlig har tilgang på dette i egen fabrikk.

**Superplastiserende midler:** Benyttes for å bedre støpeligheten til betongen [27]. Det midlet som er valgt å benytte i denne oppgaven er Dynamon SX-23. Det ligger ingen forhåndsdefinerte prosesser for dette produktet og det er derfor valgt å benytte en EPD for å lage en egen prosess [15]. For å lage denne prosessen er det valgt å legge inn verdier for utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter som output og energiforbruket som en input. Verdiene for dette er hentet fra produktdeklarasjonen. Prosessene som inngår er utvinning av råmaterialer, transport til fabrikk og prosessering av materialet [15].

**Luftinntrengende midler:** Luftinntrengende midler benyttes når avskalling fra isdannelse er et reelt problem. Tilsetningsstoffet danner små og jevnt fordelte luftbobler (hulrom) i betongen. Hulrommene holdes til en bestemt størrelse slik at kapillærsugeeffekten ikke oppstår. På denne måten hindres vann fra å trenge inn i porene, og betongen er ikke i fare for å sprekke når vannet fryser [27]. Produktet som er valgt for B45 og B90 broene er Mapeair 23 1:19. Det er definert en egen prosess for dette i SimaPro med informasjon om CO<sub>2</sub>-ekvivalenter og energibruk hentet fra EPD [16].

**Akselerator:** Er et tilsetningsstoff som brukes i UHPC-resepten. I denne oppgaven er det valgt å benytte Mapefast. Akselerator fremhever kvaliteten til den ferske og herdede betongen. Den er med på å redusere tiden betongen bruker fra å transformeres fra fersk til herdet tilstand. Det er særlig viktig å benytte dette tilsetningsstoffet for UHPC for å unngå at støpeligheten blir for krevende [17].

**Energibruk fra betongfabrikk:** Blandeprosessen er identisk for alle de tre betongtypene (B45, B90 og UHPC). Dette er en svakhet med tanke på at det er nærliggende å tro at UHPC har en mer energikrevende blandeprosess sammenlignet med konvensjonell betong.

### 5.6.3. Blanderesepter

Tabellene 5.10-5.12 viser en oversikt over forslag til blanderesepter for henholdsvis betong med fasthetsklassene B45 og B90, samt UHPC. Vi har vært i dialog med betongteknolog, Øystein Mortensvik fra Ribe Betong slik at vi kunne sette inn realistiske mengder i SimaPro [35]. Mortensvik har ikke mye erfaring med blanderesepter for betong med fasthet tilsvarende B90. På tross av dette ble det anbefalt et vannbindemiddelforhold tilsvarende 0,27 for å oppnå denne fasthetsklassen. Blanderesepten for UHPC er hentet fra Federal Highway Administration [8].



Tabell 5.10: Blanderesept for fasthetsklasse B45 med bestandighetsklasse MF40 [35]

| B45 MF40                  |                                   | Kg/m <sup>3</sup>  |
|---------------------------|-----------------------------------|--------------------|
| <b>Sand</b>               | 0-4                               | 184,51             |
|                           | 0-8                               | 659,46             |
| <b>Pukk</b>               | 2-8                               | 190,92             |
|                           | 8-16                              | 362,74             |
|                           | 16-22                             | 477,29             |
|                           |                                   |                    |
| <b>Sement</b>             | - Norcem.ANL.FA                   | 343,32             |
|                           | - Silica                          | 10,62              |
| <b>Vann</b>               | - Drikkevann                      | 139,94             |
|                           |                                   |                    |
| <b>Tilsetningsstoffer</b> | - Dynamo SX-23 (Superplasticizer) | 3,89               |
|                           | - Mapeair 25 1:19 (Air entrainer) | 1,06               |
| <b>Summert densitet</b>   |                                   | <b>Σ = 2373,76</b> |

Tabell 5.11: Blanderesept for fasthetsklasse B90 med bestandighetsklasse MF40 [35]

| B90 MF40                  |                                   | Kg/m <sup>3</sup>   |
|---------------------------|-----------------------------------|---------------------|
| <b>Sand</b>               | 0-4                               | 184,51              |
|                           | 0-8                               | 659,46              |
| <b>Pukk</b>               | 2-8                               | 190,92              |
|                           | 8-16                              | 362,74              |
|                           | 16-22                             | 477,29              |
|                           |                                   |                     |
| <b>Sement</b>             | - Norcem.ANL.FA                   | 512,1 <sup>a)</sup> |
|                           | - Silica                          | 10,62               |
| <b>Vann</b>               | - Drikkevann                      | 139,94              |
|                           |                                   |                     |
| <b>Tilsetningsstoffer</b> | - Dynamo SX-23 (Superplasticizer) | 7                   |
|                           | - Mapeair 25 1:19 (Air entrainer) | 1,06                |
| <b>Summert densitet</b>   |                                   | <b>Σ = 2545,64</b>  |

a) Masseforhold for B90 antas å være 0,27. Ved benyttelse av masseforholdsligningen  $m=V/c+k_s$  [27], blir sementmengden 512,1 kg/m<sup>3</sup>

Tabell 5.12 viser en oversikt over en blanderesept for UHPC. Resepten er hentet fra Federal Highway Administration [8] og er også benyttet i forskningsartikkelen fra kapittel 3.8.2. Det er ikke spesifisert en bestemt bestandighetsklasse for denne resepten. UHPC er et materiale med bestandighet som uansett overgår normalbetong og det er derfor nærliggende å tro at denne resepten tilfredsstiller de bestandighetskrav som ligger til grunn for MF40-klassen.

Tabell 5.12: Blanderesept for UHPC [8]

| UHPC (Ductal <sup>®</sup> ) | Kg/m <sup>3</sup> |
|-----------------------------|-------------------|
| <b>Akselerator</b>          | 30                |
| <b>Sand</b>                 | 1020              |
| <b>Sement</b>               | 712               |
| <b>Vann</b>                 | 109               |
| <b>Tilsetningsstoffer</b>   |                   |
| - Silica fume               | 231               |
| - Silica sand               | 211               |
| - Plastisizer               | 30,7              |
| <b>Stålfiber</b>            | 156               |
| <b>Summert densitet</b>     | <b>Σ = 2499,7</b> |

Tabell 5.13 viser en oversikt over materialer og deres respektive egenvekt (densitet). Det samme gjelder transportdistansene som er antatt for hvert materiale. Transport for sand, pukk, vann, Dynamon, Mapeair og akselerator antas å være 30 kilometer. Betongblandeverket ligger innenfor denne avstanden fra lokasjonen Strauman 3 har. For frakt av sement er det derimot lagt til ytterligere 20 km. Dette gjøres for å ta høyde for transport fra sementfabrikk til betongblandeverket. Legg også merke til at all stålarmring legges inn med samme transportdistanse. Stålet lages på samme sted og det legges derfor inn en transport fra SimaPro som har en forhåndsdefinert transport for dette som er generert ut fra Kina til Rotterdam, og videre til Norge.

Tabell 5.13: Oversikt over egenvekt, transportdistanser og tilhørende tonnkilometer

| Materialer   | Densitet [t/m <sup>3</sup> ] | Transport [km]  | Tkm (tonnkilometer) |
|--------------|------------------------------|-----------------|---------------------|
| Sand         | 1,9                          | 30              | 57                  |
| Pukk         | 1,9                          | 30              | 57                  |
| Sement       | 3,15                         | 50              | 1575                |
| Vann         | 1,0                          | 30              | 30                  |
| Dynamon      | 1,3                          | 30              | 39                  |
| Mapeair      | 1,3                          | 30              | 39                  |
| Akselerator  | 1,3                          | 30              | 39                  |
| Stålfiber    | 7,8                          | - <sup>1)</sup> | -                   |
| Slakkarmring | 7,8                          | - <sup>1)</sup> | -                   |
| Spennarmring | 7,8                          | - <sup>1)</sup> | -                   |
| Silika       | 2,65                         | - <sup>2)</sup> | -                   |

1) Verdiene er hentet fra EPD. Det brukes avstander fra transport fra Kina til Rotterdam for så til Norge.

2) De samme transportene gjelder også for silika. Produksjonsprosessen tas ikke med her.

### 5.7. Valg og forutsetninger for prisoverslag

For å bestemme materialkostnader ble Statens Vegvesen kontaktet. Vi var i kontakt med Terje Karlsen Bruaas som er ansatt i ressursavdelingen bro- og ferjekaiseksjonen [36]. Det ble anbefalt å benytte disse kostnadene for de ulike materialene:

- B45 MF40: 2 500 kr/m<sup>3</sup>
- B90 MF40: 30-50 % økning sammenlignet med B45
- Slakkarmering: 18 000-25 000 kr/tonn
- Spennarmering: 350 kr/m\*MN (Meganewton)

B90 settes forøvrig til 40 prosent økning, og slakkarmeringen settes til 22 000 kr/tonn. Oppsummert ser prisantydningene slik ut som vist i tabell 5.14.

Tabell 5.14: Prisantydning per enhet

| Pris per enhet          | Kr/m <sup>3</sup> | Kr/ Kg | kr/mMN |
|-------------------------|-------------------|--------|--------|
| Betong B45 SV-Standard: | 2500              |        |        |
| Betong B90 SV-Standard: | 3500              |        |        |
| Armering slakk:         |                   | 22     |        |
| Armering spenn          |                   |        | 350    |

## 6.0. Metode

Hovedfokuset i denne oppgaven er å finne det beste alternativet for nye Strauman 3. Ulike løsninger vurderes etter bestandighet, klimautslipp og pris. For å finne riktig løsning er det viktig at mange broforslag vurderes, og at positive og negative momenter ved de ulike forslagene kommer tydelig frem.

### 6.1. Litteraturstudie

Foreliggende rapport er en fortsettelse av forprosjektet med tittelen; *Tilstandsanalyse av Strauman 3 for å avdekke årsaker som har fremmet hurtig nedbrytning* [42]. Forprosjektet ble gjennomført under tredje semester på masterstudiet. Følgelig bygger mye av rapportens innhold på litteraturstudiet som ble gjennomført i forprosjektet. Det har likevel vært nødvendig å ta deler av litteraturstudiet opp igjen for å tilpasse det slik foreliggende oppgave er definert. Disse temaene er:

- *Eurokode 1*
- *Eurokode 2*
- *Statens Vegvesens håndbok N400 Bruprosjektering: Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*
- *Statens Vegvesen Rapporter nr. 668: Beregningsveileder for spennarmerte bruer*
- *Diverse andre veiledere og håndbøker fra Statens Vegvesen som er relevante*
- *Tidligere masteroppgaver og andre rapporter som omhandler lignende tematikk*

Et tema som ikke ble nøye undersøkt i forprosjektet er LCA- analyse. Det ble derfor gjennomført en litteraturstudie for å tilegne seg kunnskap om dette. Søkemotoren «Google Scholar» er brukt for å innhente relevant teori. Teorien i rapporten er hovedsakelig hentet fra forskningsrapporter, samt fra boken «The Hitch Hiker's Guide to LCA». Det er også brukt mye tid på å finne tall på utslipp av de ulike materialene som er brukt. Dette for å kunne tilpasse produktene med tilhørende verdier som finnes på SimaPro til norske forhold.

### 6.2. Utvelgelse av design for de ulike broforslagene

Med bakgrunn i dette er det naturlig å starte med en idémyldring som omhandler ulike broforslag. En bevisst strategi er å velge ut tradisjonelle broløsninger som allerede er i bruk. I tillegg blir det vurdert mer innovative metoder, både i form av materialvalg og utforming. Et godt eksempel på en slik løsning er benyttelse av UHPC i flere av forslagene. Videre ble hvert forslag vurdert i en tabell med positive og negative sider, samt en beskrivende tekst av vurderinger som ligger til grunn for tabellen. Vurderingene er preget av ingeniørmessig skjønn. Av den grunn vil det alltid være rom for diskusjon i forhold til hvilke løsninger som er mest hensiktsmessige å gå videre med. Vurderingsfasen har som hovedmål å finne de løsningene som viser størst potensiale for videre dimensjonering. Som avrundning på utvelgelsesfasen velges noen forslag som dimensjoneres videre i detalj. Det er likevel viktig å påpeke at disse forslagene på dette stadiet ikke er absolutte, men kan justeres eller forkastes på et senere tidspunkt. Dette kan for eksempel skyldes at LCA- studiene viser at en type materiale bidrar negativt. Konsekvensen av dette er at kunnskap som oppstår gjennom simulering av et broforslag i SimaPro kan endre designet. På den måten vil hvert av de endelige designalternativene være mest mulig optimale. En begrensning i oppgaven kan være at det ikke kan foretas for kompliserte beregninger av tidsårsaker. Det vil kreve unødvendig tid, og kan redusere kvaliteten på

de resterende broforslagene. Derfor kan det hende at det finnes flere alternative kombinasjoner av produkter og design som kanskje er mer relevante. En fordel med å undersøke broforslag som krever kjente beregningsmetoder er at det er større sannsynlighet for at den mest optimale løsningen tas i bruk. Det kan tenkes at dersom den beste løsningen er meget krevende å dimensjonere vil flere konsulenter foretrekke et enklere alternativ.

### 6.3. Dimensjonering av ulike broforslag

For å kunne dimensjonere er det tatt utgangspunkt i Eurokodene som er aktuelle for brodimensjonering i betong. I tillegg er det benyttet ulike håndbøker fra Statens Vegvesen med hovedvekt på håndbok *N400 Bruprosjektering: Prosjektering av broer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*, og *Statens Vegvesen Rapport nr. 668: Beregningsveileder for etteroppspente betongbroer*. Sistnevnte er særlig nyttig da de på en konkret måte påpeker viktige aspekter rundt brodimensjonering.

I dimensjoneringsprosessen er det både benyttet håndberegninger samt analyse- og dimensjoneringsprogrammet CSi bridge. Benytter man kun én metode er det vanskelig å avdekke eventuelle feil og mangler ved resultatene. Ved å vurdere resultater fra håndberegninger og dataprogram kan det verifiseres størrelsesordener på ting som momenter og skjærkrefter. Er verdiene i samme størrelsesorden er det en god indikasjon på at beregningene er riktige. Store avvik tyder derimot på feil ved en av disse metodene. Håndberegninger er ført inn i MathCad etter Eurokodene. Alle håndberegninger er ført inn slik at det enkelt kan endres viktige designparametere.

### 6.4. CSiBridge

FE-programmet (Finite Element) har blitt benyttet som et analyseprogram for Strauman 3. Analyseprogrammet kan gi nøyaktige resultater. Dette kan være lastberegning, moment- og skjærkraftberegninger og profilberegninger. Resultatene kan blant annet tas ut i form av spenningskart og tabellform. Selv om Strauman 3 ikke er en stor bro, er det allikevel nyttig å se et detaljert spenningskart. Ved å raskt kunne endre variabler som opplagerbetingelser, tykkelser og materialegenskaper kan en se hvordan dette forandrer spenningsbildet i konstruksjonen. CSiBridge benytter elementmetoden for å beregne resultater. I tillegg ligger ulike designkoder inne på programmet slik at resultater blir beregnet etter riktig standard for det aktuelle landet konstruksjonen befinner seg i [37].

En konsekvens av programmets evne til å levere detaljerte resultater er en mengde av faktorer som må defineres på en riktig måte. Dette gjelder under selve modellerings- og analyseringsfasen. Derfor ble det satt av tid til å lære seg programmet ved å se veiledningsvideoer på hjemmesiden til CSiBridge. I tillegg har Otto Terjesen gitt mye god hjelp underveis og bistått med modelleringen.

## 6.5. Modellering i CSiBridge

Dette kapitlet beskriver måten Strauman 3 er analysert og modellert i CSiBridge. Nødvendig teori i beskrivelsen under er hentet fra CSI Knowledge Base [37]. Måten analysene gjennomføres i CSiBridge kan deles inn i tre hovedgrupper. Dette er:

1. Forbehandling
2. Løsning av modell
3. Etterbehandling

### 6.4.2. Forbehandling

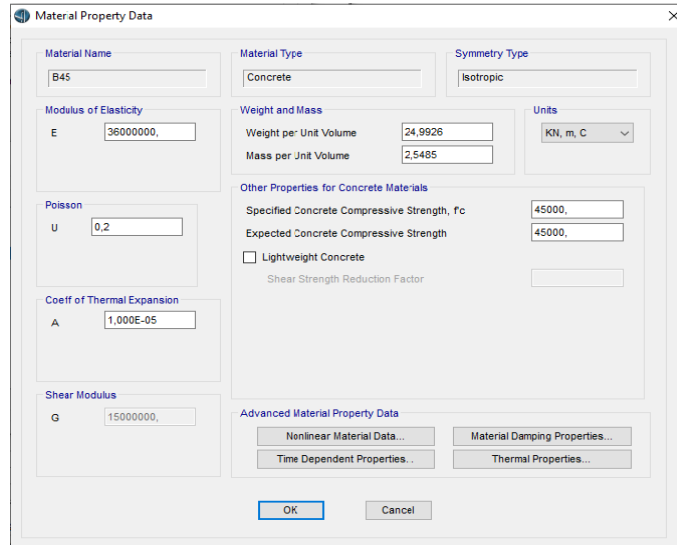
Den første delen handler om å bygge geometrien til konstruksjonen og definere laster og materialfaktorer slik at programmet kan gjennomføre en nøyaktig analyse. Denne prosessen deles inn i undergruppene som beskrives i avsnittene under. Gjennomgangen viser hvordan modelleringen er gjennomført. Det fremlegges som et resultat av veiledning i programmets «Bridge Wizard» funksjon, samt erfaring gjort underveis i modelleringen av forfatterne. «Bridge Wizard» fremlegger programmets funksjoner og i hvilken rekkefølge modelleringen i programmet er designet for. I tillegg følger en beskrivelse av hvert punkt i modelleringen for å øke forståelsen for forbrukeren. Det understrekes at ikke alle valg og steg beskrives under, men kun de som vurderes som mest sentrale for resultatet.

*Layout line:* Det første steget er å definere en referanselinje som forteller programmet hvilken retning broen har i horisontal og vertikal retning, samt å definere hvilken retning kjørebane har senere i modelleringen. Denne referanselinjen blir definert som rett linje i X- retning for Strauman 3.

*Valg av enhet:* Ved oppstart må det alltid velges hvilke enheter programmet skal velge mellom. For Strauman 3 blir det benyttet [kN,mm,C] som enheter, dette for å samsvare med daglig praksis i EU.

*Bestemme materialegenskaper:* For at programmet skal vurdere en konstruksjon på en riktig måte er det viktig at tverrsnitt og dets tilhørende materialegenskaper defineres korrekt. Under «Materials» defineres materialegenskaper for hvert materiale som Strauman 3 består av.

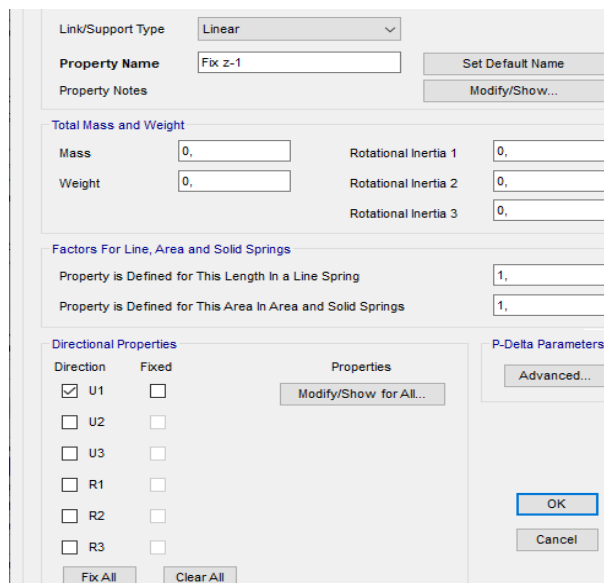
Materialegenskaper bestemmes på to måter. Den første er å benytte seg av forhåndsdefinerte materialer som ligger i programmet fra før. Dersom det ikke finnes materialer som passer, kan materialegenskaper defineres etter egne data. Da åpnes «show/modify materials» under «Define Materials» og der kan passende materialegenskaper legges inn. Her er det viktig at alle parametere defineres slik at de samsvarer med det gjeldende materiale. Det er også her en bestemmer egenskaper for tidsavhengige analyser. Figur 6.1 viser hvordan typiske materialegenskaper defineres i CSiBridge, her for B45 betong.



Figur 6.1: Definere materialegenskaper

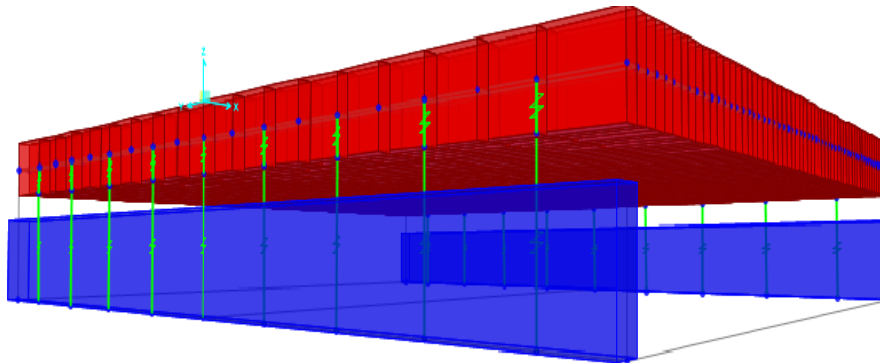
Broen ble modellert med jevnt fordelte opplagere, og ikke punktopplagere. Løsningen på dette ble å definere en bjelke som skal fungere som opplager, og knytte denne sammen med programmets «Links» funksjon. Ved å lage nok «Links» vil broen fremstå som at den har jevnt fordelt opplagere, samtidig som den horisontale friheten broplaten skal ha ivaretas. Bjelken ble definert under «Frame Sections». Det foreligger ikke noe beregning bak denne bjelken, da den kun trenger å være tilstrekkelig stiv til å unngå deformasjon. Gjennom analyse er det mulig å avsløre om bjelkestivheten er for lav.

Figur 6.2 viser hvordan en typisk «link» på den fritt opplagte siden er definert i de ulike retningene. Det er gjort slik fordi det skal illustrere en kobling mellom platen og bjelken. Fastholdningen defineres senere i de ulike retningene.



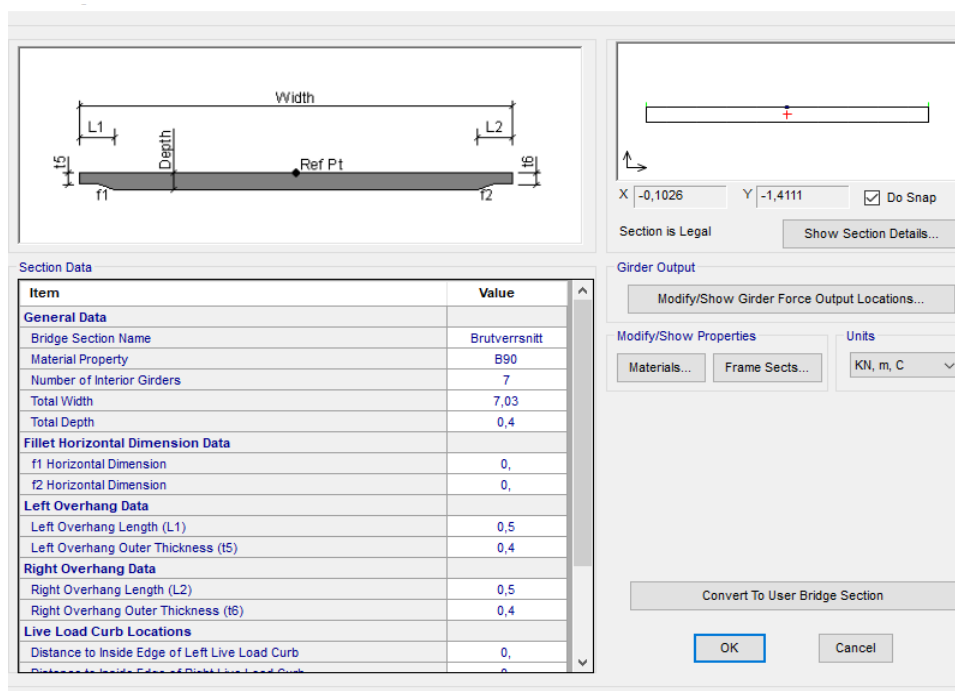
Figur 6.2: Link Support Data

Figur 6.3 viser hvordan bjelken ble løst som beskrevet over. Bjelken vises som blå og "links" vises som grønne.



Figur 6.3: Løsning for jevnt, fritt opplegg

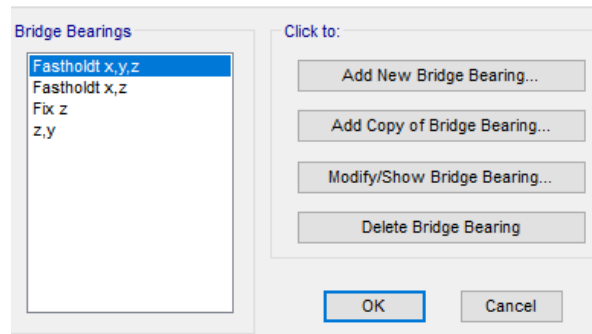
**Bestemme konstruksjonens egenskaper:** Bestemmelse av konstruksjonens egenskaper begynner med å definere selve dekket. Dette blir gjort under «Deck Sections». Her velges tverrsnittsprofil, materialtype for tverrsnitt og tykkelse. Figur 6.4 viser hvordan dette er blitt definert for brodesignet som består av B90 betong og spennarmering. Det røde krysset viser «Layout line».



Figur 6.4: Viser brotverrsnittet som det er definert for caset med B90 og spennarmering

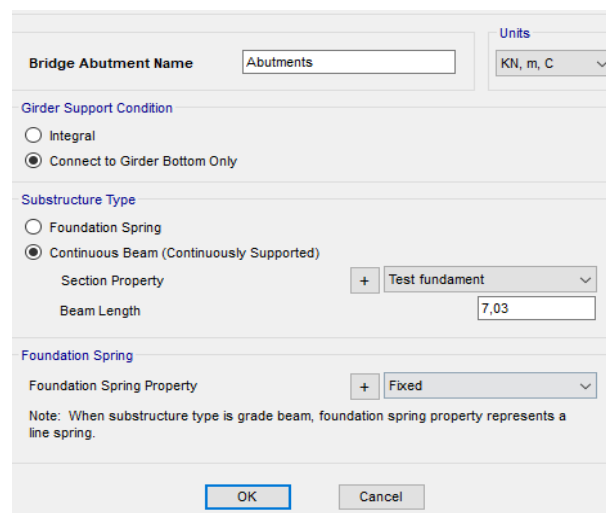
Postene «Bearings», «Foundation Springs» og «Abutments» beskriver for programmet hvordan konstruksjonens statiske system fungerer. «Bearings» blir definert i koblingspunktet mellom «link» og broplate. Disse er definert som vist i figur 6.5. Måten disse defineres på skal sørge for at broplaten kan utvide/krympe som følger av temperaturendringer.





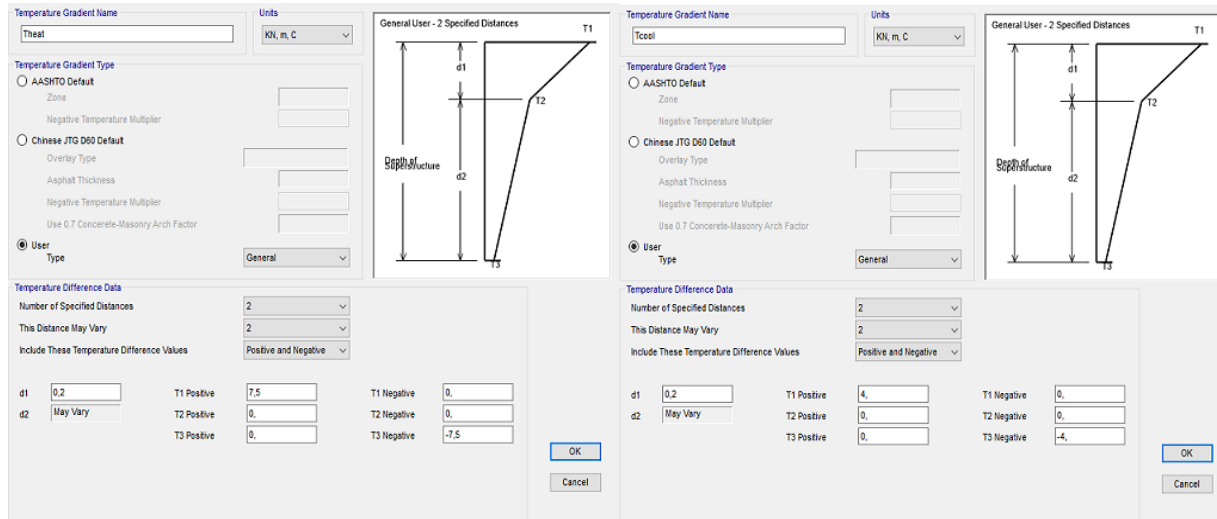
Figur 6.5: Opplagerbetingelser

«Foundation spring» kobler i denne modellen bjelken fast med bakken. Denne er definert som fastholdt i alle retninger slik at den fungerer som et fundament. «Abutments» presiserer hvordan opplagsbetingelsene er i broendene. Figur 6.6 viser hvordan funksjonen knytter broplaten sammen med bjelken. Under "substructure" er det hukkert av for bjelke. Bjelken er i modelleringen benevnt «test fundament».



Figur 6.6: Abutments

Under «Line Load Definition» er det definert en linjelast på 1 kN/m som skal simulere rekkverk. Når en last defineres må også plasseringen defineres. Derfor ble det plassert to rekkverklaster, en for hver side. Under «Area Load Definition» ble det definert en areallast på 3 kN/m<sup>2</sup> som skal representere slitelaget. Denne lasten er modellert på toppen av broplaten. Under «Temperatur Gradient Definitions» blir temperaturlasten bestemt. Da ingen av programmets forhåndsdefinerte innstillinger passet med forholdene for Strauman 3, ble dette definert under «user»



The image shows two side-by-side dialog boxes for defining temperature gradients. Both are titled 'General User - 2 Specified Distances' and show a diagram of a cross-section with points T1, T2, and T3, and distances d1 and d2 from the top surface.

**Left Dialog (Theat):**

- Temperature Gradient Name: Theat
- Units: KN, m, C
- Temperature Gradient Type: User
- Temperature Difference Data:
 

|    |          |             |     |             |      |
|----|----------|-------------|-----|-------------|------|
| d1 | 0.2      | T1 Positive | 7.5 | T1 Negative | 0.   |
| d2 | May Vary | T2 Positive | 0.  | T2 Negative | 0.   |
|    |          | T3 Positive | 0.  | T3 Negative | -7.5 |

**Right Dialog (Tcool):**

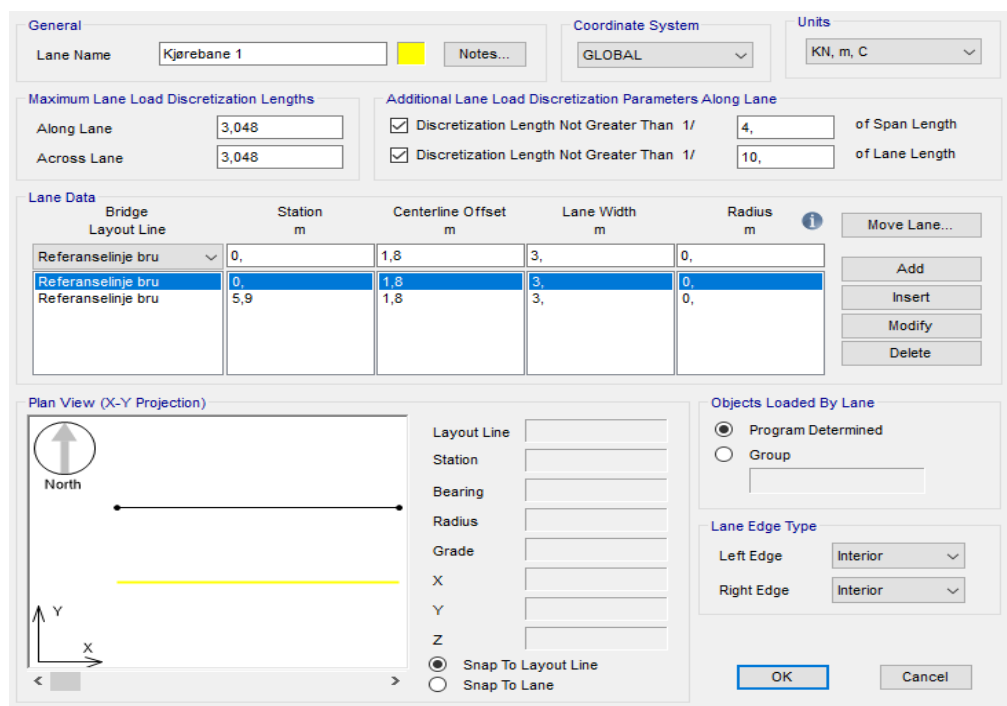
- Temperature Gradient Name: Tcool
- Units: KN, m, C
- Temperature Gradient Type: User
- Temperature Difference Data:
 

|    |          |             |    |             |     |
|----|----------|-------------|----|-------------|-----|
| d1 | 0.2      | T1 Positive | 4. | T1 Negative | 0.  |
| d2 | May Vary | T2 Positive | 0. | T2 Negative | 0.  |
|    |          | T3 Positive | 0. | T3 Negative | -4. |

Figur 6.7: Viser temperaturfordeling

Figur 6.7 viser hvordan temperaturlasten og dens fordeling er lagt inn i CSiBridge. Legg merke til at det er definert en verdi for  $T_{heat}$  og  $T_{cool}$ . Dette blir gjort for å ta høyde for at oversiden er varmere enn undersiden, og motsatt.

**Bestemmelse av trafikklast:** For å kunne definere trafikklast må programmet fortelles hvor trafikken skal gå. Dette gjøres under «Lanes». For Strauman 3 er kjørebane definert i samme retning som referanselinjen. Siden broen er 7.03 meter bred og hvert kjørefelt er 3 meter brede, er det plass til 2 kjørefelt pluss et resterende område. Etter Eurokoden defineres de to kjørebane som kjørefelt 1 og kjørefelt 2. Figur 6.8 viser hvordan kjørefelt 1 er definert.



The image shows the 'Lane Data' dialog box for 'Kjørebane 1'. It includes a table for lane data and a plan view projection.

**General:** Lane Name: Kjørebane 1, Units: KN, m, C

**Maximum Lane Load Discretization Lengths:** Along Lane: 3,048, Across Lane: 3,048

**Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:**

- Discretization Length Not Greater Than 1/ 4, of Span Length
- Discretization Length Not Greater Than 1/ 10, of Lane Length

**Lane Data Table:**

| Bridge Layout Line | Station m | Centerline Offset m | Lane Width m | Radius m |
|--------------------|-----------|---------------------|--------------|----------|
| Referanselinje bru | 0,        | 1,8                 | 3,           | 0,       |
| Referanselinje bru | 0         | 1,8                 | 3,           | 0,       |
| Referanselinje bru | 5,9       | 1,8                 | 3,           | 0,       |

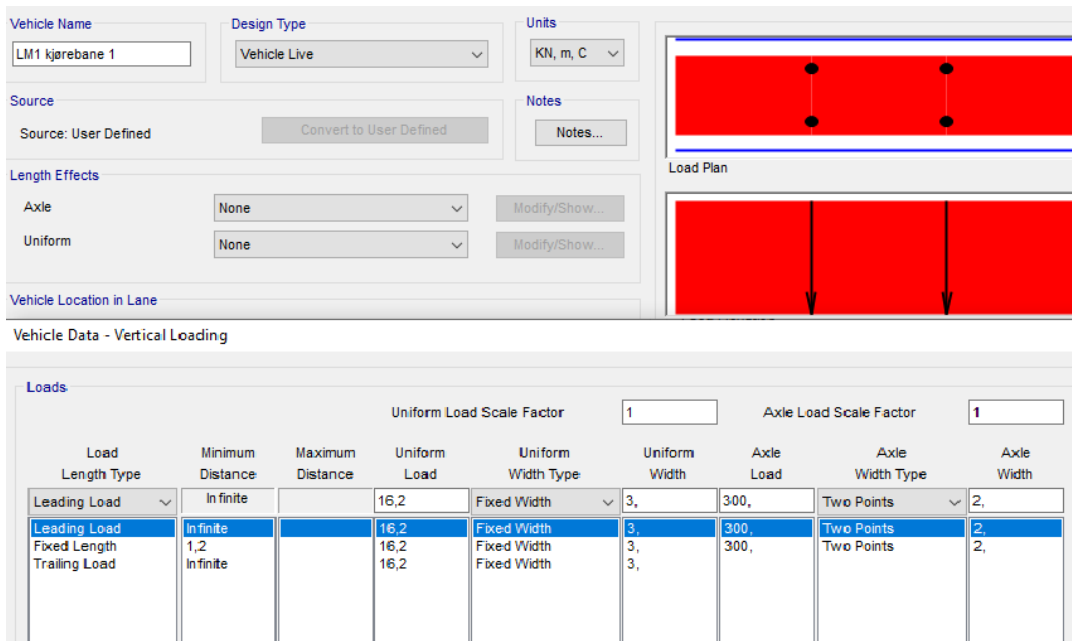
**Plan View (X-Y Projection):** Shows a coordinate system with X and Y axes and a North arrow. The lane is represented by a yellow line.

**Objects Loaded By Lane:** Program Determined (selected)

**Lane Edge Type:** Left Edge: Interior, Right Edge: Interior

Figur 6.8: Kjørebane 1

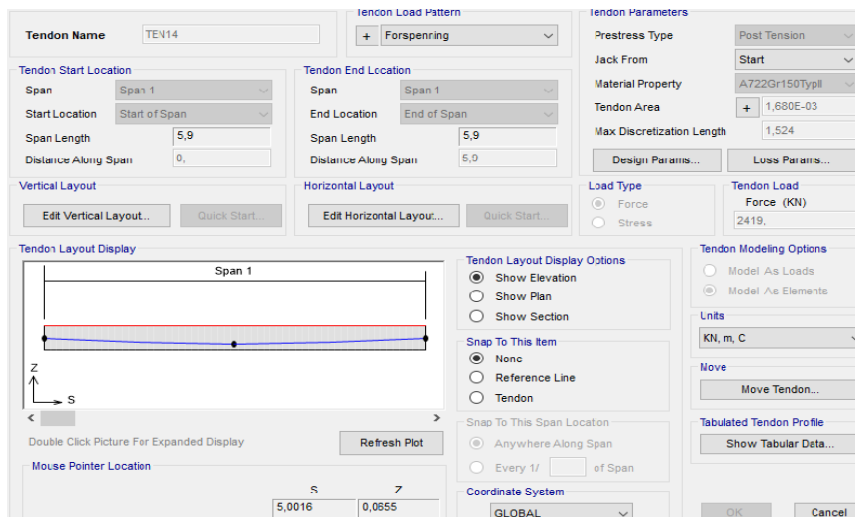
Neste steg er å definere kjøretøy og påfølgende belastning fra disse. Dette gjøres under «Vehicles». Figur 6.9 viser hvordan opplysninger om trafikklaster fra Eurokoden er lagt inn i CSiBridge.



| Load Length Type | Minimum Distance | Maximum Distance | Uniform Load | Uniform Width Type | Uniform Width | Axle Load | Axle Width Type | Axle Width |
|------------------|------------------|------------------|--------------|--------------------|---------------|-----------|-----------------|------------|
| Leading Load     | Infinite         |                  | 16,2         | Fixed Width        | 3,            | 300,      | Two Points      | 2,         |
| Leading Load     | Infinite         |                  | 16,2         | Fixed Width        | 3,            | 300,      | Two Points      | 2,         |
| Fixed Length     | 1,2              |                  | 16,2         | Fixed Width        | 3,            | 300,      | Two Points      | 2,         |
| Trailing Load    | Infinite         |                  | 16,2         | Fixed Width        | 3,            | 300,      | Two Points      | 2,         |

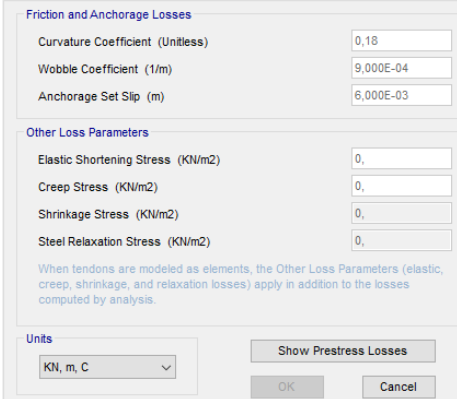
Figur 6.9: Kjørebane 1 med tilhørende last

Bestemmelse av forspenningsbetingelser gjøres under «Bridge» og «Prestress Tendons». Figur 6.10 viser første steg i modellering av forspenning. Her modelleres plassering av forspenningen i konstruksjonen. For Strauman 3 er det valgt buet kurvatur som tilpasser momentkurven fra egenvekt og nyttelast. Under «Tendon Load» defineres kraften som hver kabel spennes opp med.



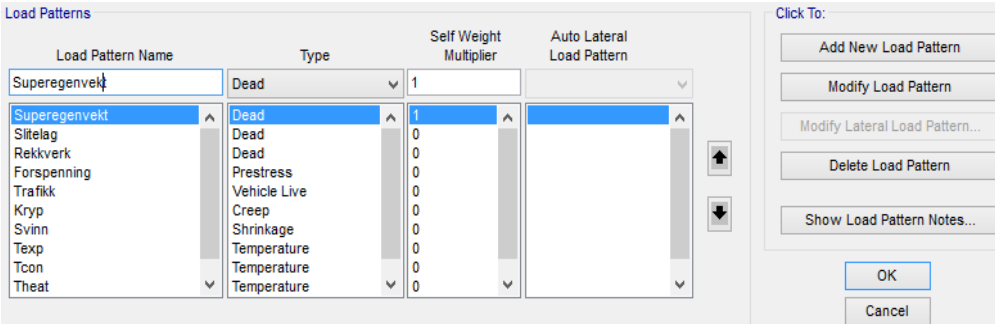
Figur 6.10: Modellering av forspenning

Legg merke til at forspenning er krysset av for modellering som element. Dette må gjøres for å kunne foreta en tidsanalyse av forspenning. Det vil si å se hvordan låsetap, friksjon, kryp og svin påvirker kraften i hver kabel over tid. Figur 6.11 viser hvilke faktorer som må defineres under «Loss Parameters». Faktorene er hentet fra European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning, ETA-06/0022 [40]. Heretter kalt ETA.



Figur 6.11: Oversikt over faktorer som påvirker tidsanalyse av forspenning

Under «Load Pattern» defineres de forskjellige lasttilfellene som skal tas med i analysen. Lastene som konstruksjonen belastes med gis navn og kategoriseres som vist i figur 6.12. Egenlaster beregnes automatisk på bakgrunn av tverrsnittene som er inkludert i konstruksjonen. Andre laster som for eksempel forspenning, kryp og svinn kategoriseres her, men blir definert med verdi senere i modelleringen.



| Load Pattern Name | Type         | Self Weight Multiplier | Auto Lateral Load Pattern |
|-------------------|--------------|------------------------|---------------------------|
| Superegenvekt     | Dead         | 1                      |                           |
| Superegenvekt     | Dead         | 1                      |                           |
| Slitleg           | Dead         | 0                      |                           |
| Rekkverk          | Dead         | 0                      |                           |
| Forspenning       | Prestress    | 0                      |                           |
| Trafikk           | Vehicle Live | 0                      |                           |
| Kryp              | Creep        | 0                      |                           |
| Svinn             | Shrinkage    | 0                      |                           |
| Texp              | Temperature  | 0                      |                           |
| Tcon              | Temperature  | 0                      |                           |
| Theat             | Temperature  | 0                      |                           |

Figur 6.12: Lasttilfeller

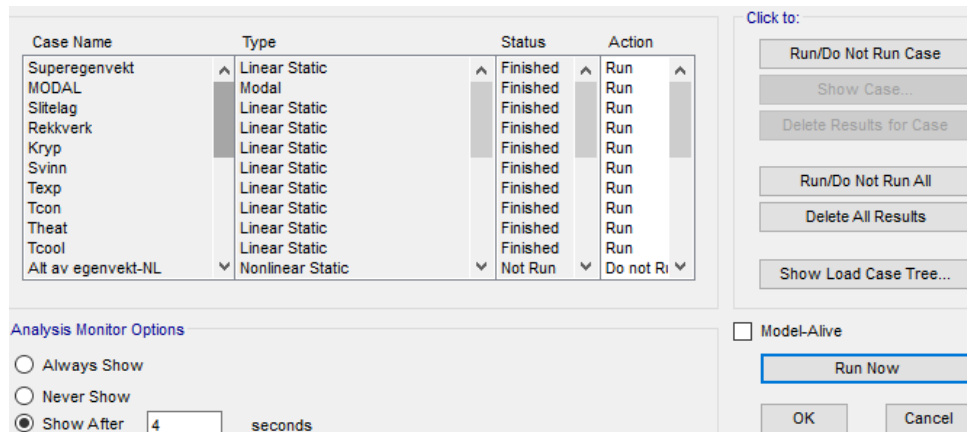
Under «Load cases» defineres det hovedsakelig tre ting:

1. Hvordan lastene påføres konstruksjonen. Dette kan for eksempel være om programmet skal beregne lastene som statiske eller dynamiske.
2. Hvordan konstruksjonen skal respondere på belastningene. Hovedsakelig om konstruksjonen skal reagere lineært eller ikke- lineært.
3. Definere om analysen skal gjennomføres modalt eller med direkte integrasjon.

For Strauman 3 vil de fleste lastene (egenvekt, temperatur) modelleres som lineære laster. Trafikk-lasten blir modellert som en dynamisk last. Mens kryp, svinn og relaksasjon modelleres som ikke-lineære laster. Det er fordi det må tas hensyn til tidseffekter når effekter av kryp, svinn og relaksasjon beregnes.

### 6.4.3. Løsning av modell

Den andre delen gjennomføres når modellen er ferdig modellert. Det er nå CSiBridge skal analysere modellen. For å starte analysen åpnes «Analysis» og «Run Analysis» i undermenyen. Her vil det komme valg opp for hvordan analysen skal gjennomføres. De ulike lasttilfelle vises igjen, som illustrert i figur 6.13.



Figur 6.13: Oversikt over analysealternativer

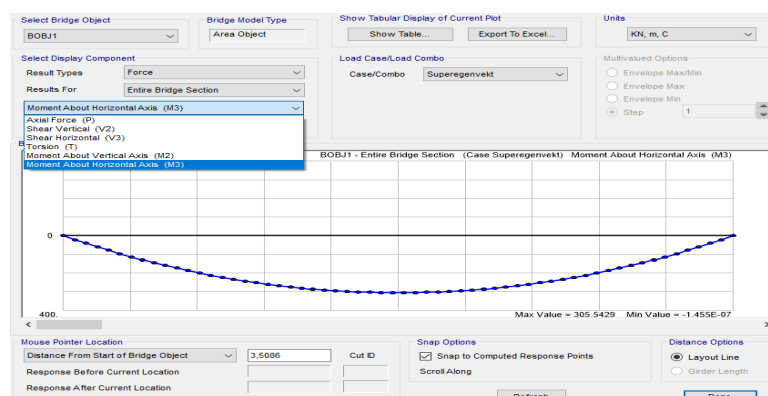
I denne oversikten velges det hvilken analyse som skal gjennomføres. For at ikke modellen skal bli for "tung" å kjøre kan de forskjellige analysene kjøres hver for seg. Strauman 3 kan kjøre alle analysene på en gang uten at det tar for lang tid. For å aktivere en analyse markeres lasttilfellet i vinduet og deretter velges «Run/ Do not Run Case». Etter at dette er bestemt kjøres analysen. Når «analysis complete» vises på skjermen er analysen ferdig.

#### 6.4.4. Etterbehandling

Når analysen er ferdig er det mange resultater som kan vises. Disse er blant annet:

1. Vise deformasjoner
2. Vise spenninger i profiler
3. Utskrift av resultater
4. Forbedre modellen dersom det skulle være nødvendig.

Figur 6.14 viser et typisk resultat, her fra en analyse fra superegenvekt (egenvekten fra betongen i selve broplaten).



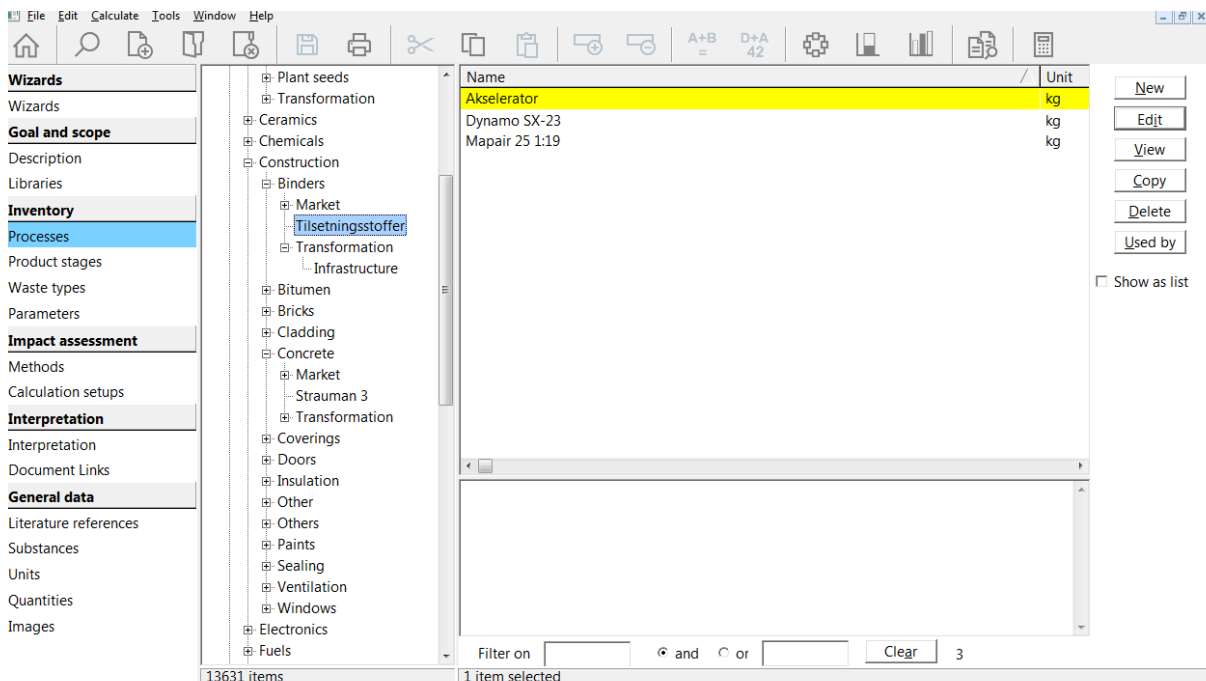
Figur 6.14: Viser et typisk resultat for maksimalt moment

Her kan mange resultater plottes og fremlegges ved numeriske verdier. Hvilke resultater som står seg som gjeldene vil fremlegges i kapittel 7.

## 6.5. LCA-undersøkelse av ulike broforslag

En vurdering som må ligge til grunn for oppgavens omfang er tidsaspektet. Dersom flere broforslag detaljberegnes er dette svært omfattende. I tillegg skal det foretas en LCA-undersøkelse av hvert broforslag. Derfor er det gjort forenklinger på diverse områder der det ikke vil påvirke resultatet i stor grad. Et godt eksempel på det er benyttelse av EPD i LCA-undersøkelsen. En EPD blir gjerne bestilt av firmaet selv, og det kan derfor være nærliggende å tenke at tallene i en EPD kan være noe optimistiske. Men da broforslagene består av tilnærmet de samme materialene, bare av ulike mengder og kombinasjoner, vil ikke dette påvirke resultatet i stor grad. Det er uansett forskjellene mellom broforslagene rapporten er tenkt å avdekke, slik at det mest optimale velges.

For å kunne sette inn tallverdier fra de ulike miljødeklarasjonene er det nødvendig å definere prosesser for de materialene som skal inn. Figur 6.15 gir et eksempel på hvor prosessene lages (her med tilsetningsstoffene som skal inn i de ulike betongbroene).



Figur 6.15: Eksempel på prosessene som er definert for tilsetningsstoffer

Figur 6.16 viser et eksempel på hvordan input/output fanen ser ut for Mapeair 25 1:19. Når prosessen lages, er det nødvendig å definere mengden som skal inn. Mengden sammenfaller ofte med den funksjonelle enheten som gjelder fra produktdeklarasjonen, som her er ett kilogram.

| Products   |        |      |              |            |             |                         |         |
|--|--------|------|--------------|------------|-------------|-------------------------|---------|
| Outputs to technosphere: Products and co-products                          | Amount | Unit | Quantity     | Allocation | Waste type  | Category                | Comment |
| Mapair 25 1:19   | 1      | kg   | Mass         | 100 %      | not defined | C...\Tilsetningsstoffer |         |
| Inputs   |        |      |              |            |             |                         |         |
| Inputs from technosphere: materials/fuels                                  | Amount | Unit | Distribution | SD2 or 2SD | Min         | Max                     | Comment |
| Electricity, medium voltage (NO) electricity voltage transformation from l | 30,028 | MJ   | Undefined    |            |             |                         |         |
| Outputs  |        |      |              |            |             |                         |         |
| Emissions to air   | Amount | Unit | Distribution | SD2 or 2SD | Min         | Max                     | Comment |
| Carbon dioxide   | 0,527  | kg   | Undefined    |            |             |                         |         |

Figur 6.16: Eksempel på hvordan en prosess defineres for Mapair 25 1:19

For å regne ut mengden karbondioksid som slippes ut fra de forskjellige prosessene er det mulig å summere dette fra fanen "process contribution" som vises i figur 6.17. Her oppgis det kilo CO<sub>2</sub>-ekvivalenter som er relevant for resultatene. Disse mengdene vises for alle delmaterialene, samt prosesser som transport og energiforbruk. På denne måten blir det synliggjort hvor de store bidragsyterne er, for de ulike broløsningsene.

| No                            | Process  | Project              | Unit     | B45 MF40 Slakkarmert | B90 MF40 Slakkarmert | B45 MF40 Spennarmert | B90 MF40 Spennarmert | UHPC Norge Spennarmert | UHPC Frankrike |
|-------------------------------|--|----------------------|----------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------------|----------------|
| <b>Total of all processes</b> |  |                      |          | 6,59E3               | 8,93E3               | 7,17E3               | 8,76E3               | 8,76E3                 | 9,36E3         |
| 1                             | Akselerator  | Strauman 3           | kg CO2 e | x                    | x                    | x                    | x                    | 347                    | 347            |
| 2                             | B45 MF40 Slakkarmert                                     | Strauman 3           | kg CO2 e | -                    | x                    | x                    | x                    | x                      | x              |
| 3                             | B45 MF40 Spennarmert                                     | Strauman 3           | kg CO2 e | x                    | x                    | -                    | x                    | x                      | x              |
| 4                             | B90 MF40 Slakkarmert                                     | Strauman 3           | kg CO2 e | x                    | -                    | x                    | x                    | x                      | x              |
| 5                             | B90 MF40 Spennarmert                                     | Strauman 3           | kg CO2 e | x                    | x                    | x                    | -                    | x                      | x              |
| 6                             | Cement, Portland (CH) production   Conseq, S             | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | 5,09E3               | 7,57E3               | 4,18E3               | 5,91E3               | 4,75E3                 | 4,75E3         |
| 7                             | Dynamo SX-23   | Strauman 3           | kg CO2 e | 141                  | 248                  | 117                  | 197                  | 502                    | 502            |
| 8                             | Electricity, medium voltage (NO) electricity voltage tra | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | 165                  | 191                  | 316                  | 334                  | 698                    | 698            |
| 9                             | Gravel, crushed (RoW) market for gravel, crushed   Con   | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | 338                  | x                    | 277                  | x                    | x                      | x              |
| 10                            | Gravel, crushed (RoW) production   Conseq, S             | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | x                    | 177                  | x                    | 141                  | x                      | x              |
| 11                            | Mapair 25 1:19   | Strauman 3           | kg CO2 e | 11,1                 | 10,5                 | 8,96                 | 8,43                 | x                      | x              |
| 12                            | Sand (GLO) market for   Conseq, S                        | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | 170                  | x                    | 139                  | x                    | x                      | x              |
| 13                            | Sand (RoW) gravel and quarry operation   Conseq, S       | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | x                    | 54,4                 | x                    | 43,3                 | 33,9                   | 33,9           |
| 14                            | Silika   | Strauman 3           | kg CO2 e | -                    | -                    | -                    | -                    | -                      | -              |
| 15                            | Slakkarmert  | Strauman 3           | kg CO2 e | 405                  | 412                  | 50,7                 | 50,7                 | 442                    | 442            |
| 16                            | Spennarmert  | Strauman 3           | kg CO2 e | x                    | x                    | 1,86E3               | 1,86E3               | 1,86E3                 | 1,86E3         |
| 17                            | Tap water (GLO) tap water production, seawater revers    | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | 13,4                 | 13,1                 | 11                   | 10,4                 | 4,7                    | 4,7            |
| 18                            | Transport, freight, lorry 16-32 metric ton, EURO3 (RoW)  | Ecoinvent 3 - conseq | kg CO2 e | 256                  | 250                  | 210                  | 199                  | 115                    | 115            |

Figur 6.17: Eksempel på resultater fra livsløpsanalysen

Det ble i denne oppgaven valgt å illustrere disse resultatene i egne søylediagrammer fra Excel-ark. Disse kan ses i kapittel 7.10.

## 7.0. Resultat

### 7.1. Lastmodellering i CSi Bridge

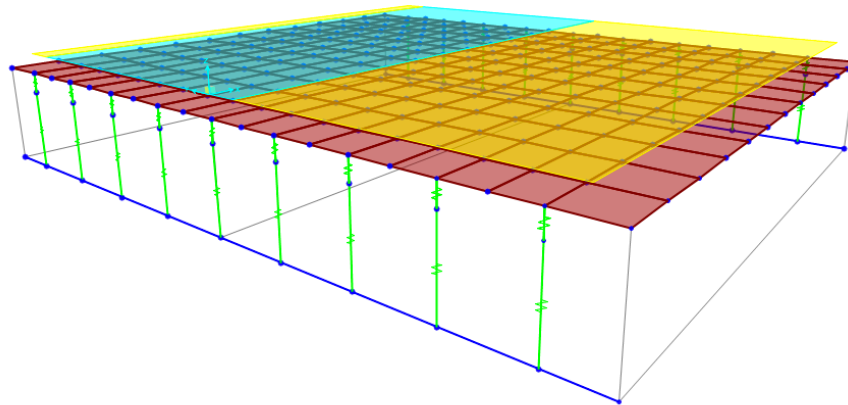
I kapitlene 7.2 gjennomgås det verifiseringer av de opptredende momentene for Strauman 3. Det gjennomgås i detalj for den spennarmerte B90 broen. Det vil kun listes opp hva resultatene blir for de andre broforslagene, men det bes om å se i vedleggene til denne rapporten for mer detaljerte beregninger.

#### 7.1.1. Egenlast

Egenlasten legges inn i CSi Bridge under fanen *loads* og multipliseres med faktoren 1,0 i *load pattern* boksen. Før dette defineres betongtypen under *components* hvor materialfaktorene bestemmes. Egenvekten for B45 og B90 antas å være  $25 \text{ kN/m}^3$ , dette gjelder også UHPC. I tillegg til dette bestemmes egenvekten på slitelag å være  $3 \text{ kN/m}^2$  i henhold til N400 [3]. Rekkverk er også definert som en del av broens egenvekt og er satt til  $0,5 \text{ kN/m}$ , dette også i henhold til N400 [3].

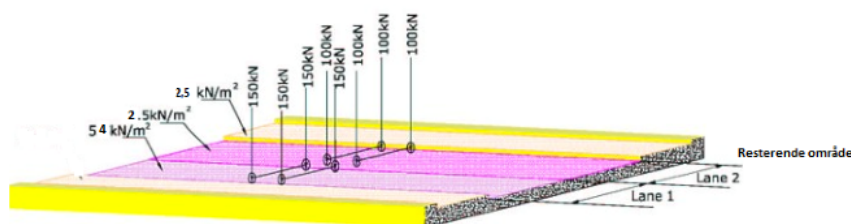
#### 7.1.2. Trafikklaster

For å definere trafikklastene som kommer til å trafikkere broen legges dette inn i fanen *vehicle data*. De vertikale lastene settes inn under *vertical loading* og verdiene for lastmodell 1 (LM1) settes inn slik som definert i kapittel 7.2.2. Det er på forhånd definert tre kjørefelt (kjørebane 1, kjørebane 2 og resterende område). Kjørebaneene kan vises i CSi Bridge og gjengis her som figur 7.1.



Figur 7.1: Kjørebane 1 (gul), kjørebane 2 (blå) og resterende område (lite gult felt)

I henhold til tabell 3.8 er de jevnt fordelte lastene fra LM1 fordelt slik som vist i figur 7.2.



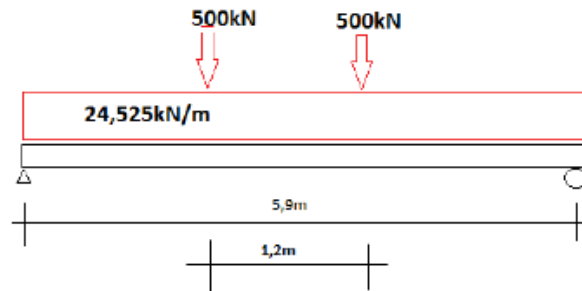
Figur 7.2: Fordeling av laster i henhold til lastmodell 1[38]



Etter dette fordeles lastene på kjørebane slik at verdiene for  $q_{1k}$ ,  $q_{2k}$  og  $q_{rk}$  blir henholdsvis 16,2 kN/m, 7,5 kN/m og 0,825 kN/m. Den totale jevnt fordelte lasten blir da:

$$q = q_{1k} + q_{2k} + q_{rk} = 24,525 \text{ kN/m}$$

Punktlastene fra aksellastene blir 500 kN hver (150 kN + 150 kN + 100 kN + 100 kN). Disse plasseres 0,6 m fra senterlinjen av broen slik som vist i figur 7.3.



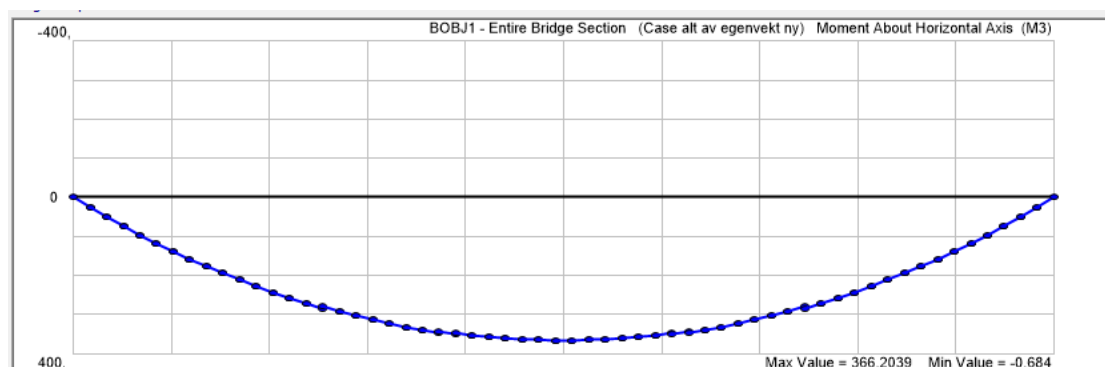
Figur 7.3: Plassering og størrelse av trafikklaster [Egen illustrasjon]

## 7.2. Verifikasjon av laster i CSiBridge

For å kunne verifisere og kvalitetssikre resultatene er det nødvendig å håndberegne de forskjellige momentene. Det er valgt å benytte beregningsprogrammet MathCad for å gjøre dette. Beregningene kontrolleres ved at momentene som fremkommer fra håndberegninger sammenlignes med resultatene fra CSiBridge. Differansen fremlegges i prosent og vil kunne gi en indikasjon om resultatene er tilfredsstillende nok til å gå videre med. Det påpekes at verifikasjonen kun gjennomføres for den spennarmerte B90 broen. Dette skal gi god nok indikasjon på at alle broene er riktig modellert i CSiBridge.

### 7.2.1. Verifikasjon av moment

Sammenligning av håndberegninger og resultater fra CSiBridge illustreres i tabell 7.1. Avvikene er neglisjerbare og kan derfor anses som tilfredsstillende nok for videre beregning av armeringsmengder. Se vedlegg A for håndberegninger av opptredende moment som følge av egenlast for den spennarmerte B90 broen. Figur 7.4 viser det maks opptredende moment fra egenvekt på 366 kNm.



Figur 7.4: Maks moment for spennarmert B90 fra egenvekt av egenlast fra CSi Bridge

Det maksimale momentet fra håndberegninger er vist fra formelen under. Verdien av den jevnt fordelte lasten  $q$  har bakgrunn i lastene beskrevet i kapittel 7.1.1.

$$M_{\text{egenvekt, spenn.B90}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 381 \text{ kNm}$$

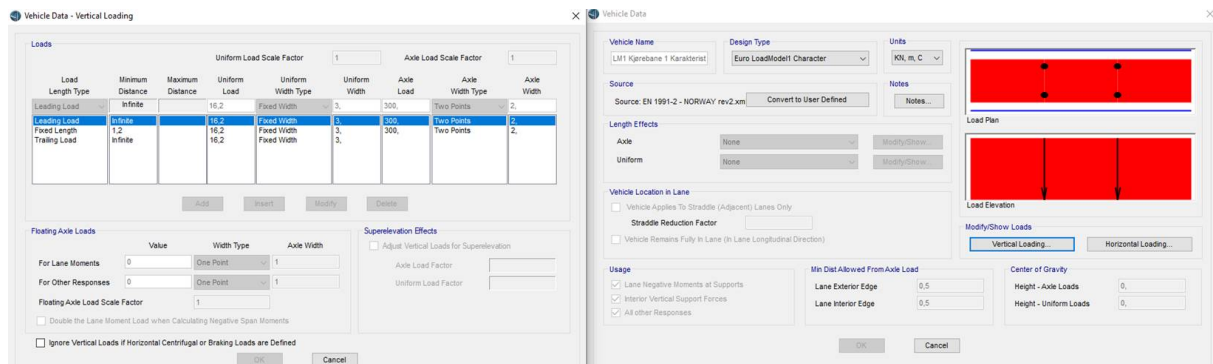
Tabell 7.1: Verifisering av moment fra egenvekt

| Verifisering av moment fra egenvekt |         |
|-------------------------------------|---------|
| MathCad                             | 381 kNm |
| CSiBridge                           | 366 kNm |
| Avvik [kNm]                         | 15 kNm  |
| Avvik [%]                           | 4 %     |

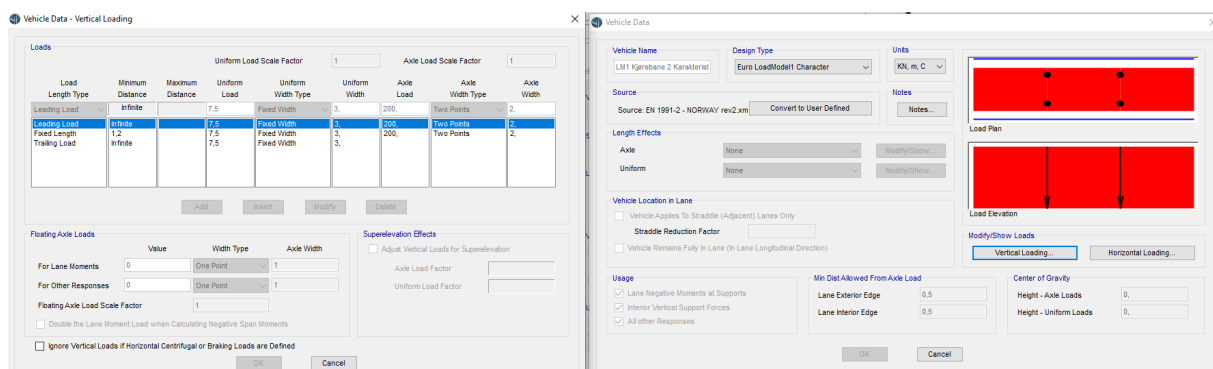
Som det tydelig fremkommer i tabell 7.1 er resultatene fra MathCad og CSiBridge svært nærmere hverandre og disse anses derfor som tilfredsstillende nok til å gå videre med.

### 7.2.2. Verifikasjon av trafikklaster i CSiBridge

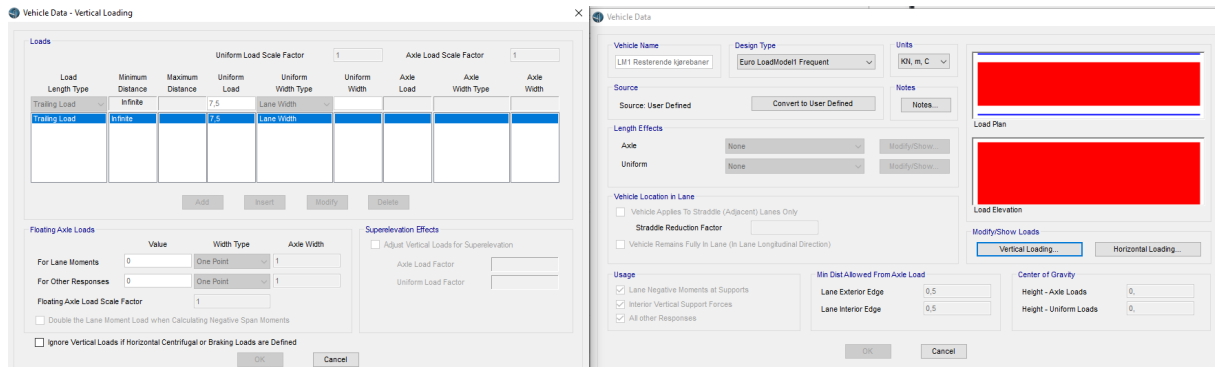
Verifikasjon av trafikklaster skjer også ved å bruke MathCad. Videre ses det nærmere på lastmodell 1 i kjørebane 1, kjørebane 2 og resterende området. Lastene plasseres og innsettes slik som vist i figur 7.5-7.7.



Figur 7.5: Lastmodell 1, kjørebane 1

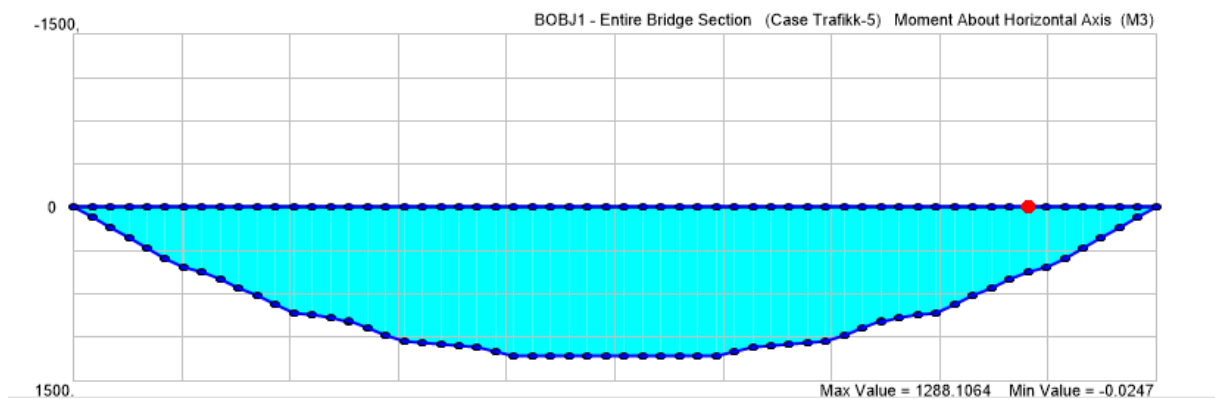


Figur 7.6: Lastmodell 1, kjørebane 2



Figur 7.7: Lastmodell 1, resterende område

Etter dette settes det i gang en analyse i CSiBridge for å kunne illustrere verdien av de maksimale momentet med tilhørende momentdiagram. Maks moment fremkommer i figur 7.8 og har en verdi på 1288,1 kNm.



Figur 7.8: Maks moment fra lastmodell 1

Når dette skal verifiseres med håndberegninger plasseres lastene likt som for CSiBridge. Dette gjøres som beskrevet i kapittel 7.1.2. Se vedlegg A for detaljerte beregninger av maks moment av lastmodell 1. Det endelige momentet fra håndberegninger ser slik ut:

$$M_{Ed} = F_A \cdot \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} - P_1 \cdot 0,6 m = 1282 kNm$$

hvor:

$F_A$  = opplageret i akse A

$q = q_{1k} + q_{2k} + q_{rk} = 24,525 kN/m$

$P_1$  = aksellastene

Tabell 7.2: Verifisering av moment fra trafikkklaster

| Verifisering av moment fra trafikkklaster |          |
|---|----------|
| MathCad                                   | 1282 kNm |
| CSiBridge                                 | 1288 kNm |
| Avvik [kNm]                               | 6 kNm    |
| Avvik [%]                                 | 0,46 %   |

Som det fremkommer i tabell 7.2 er resultatene svært nærme hverandre og disse anses derfor som tilfredsstillende nok til å gå videre med når de tilhørende armeringsmengdene skal beregnes.

### 7.3. Dimensjonerende lastkombinasjoner

Eurokode 1 brukes til å bestemme de karakteristiske lastene som konstruksjoner utsettes for. De karakteristiske lastene bygges opp ved å definere lastkombinasjoner slik som det er blitt gjort for Strauman 3 i CSiBridge. Et eksempel på dette er at trafikklast kun er en del av en kombinasjon av de lastene som virker i vertikal retning på brobanen. De dimensjonerende lastkombinasjonene er en måte å bestemme hvilke kombinasjoner som vil være de dimensjonerende for den konstruksjonen som undersøkes. Altså hvilken kombinasjon som oppnår det mest ugunstige tilfellet for konstruksjonen. Etter dette må konstruksjonen dimensjoneres med partialfaktormetoden. Grunnlaget for denne metoden er beskrevet i Eurokode 0 hvor de viktigste reglene for broer i Norge finnes i det nasjonale tillegget.

For overbygningen på små og mellomstore broer er det som regel de vertikale lastvirkningene som moment og skjærkraft som er mest interessante i følge Statens Vegvesen [21]. Det er valgt i denne oppgaven å følge beregningsveilederen for etteroppspente betongbroer for å bestemme de ulike lastfaktorene som må benyttes for de karakteristiske lastene.

De karakteristiske lastene har følgende forkortninger i henhold til beregningsveilederen:

- G – egenvekt
- PT – forspenning
- CSR – kryp/svinn/relaksasjon
- TR – trafikklast
- TE – temperaturlast

De dimensjonerende lastkombinasjonene blir dermed forkortet på følgende måte:

- ULS – STR – bruddgrensetilstand for kapasitetskontroll
- SLS – KAR – bruksgrensetilstand, karakteristisk kombinasjon
- SLS – OFTE – bruksgrensetilstand, ofte forekommende kombinasjon
- SLS – PERM – bruksgrensetilstand, tilnærmet permanent kombinasjon

Tabellen er tatt ut i fra beregningsveilederen og gjengitt er som figur 7.9.

| Lastkombinasjon      | G    | PT      | CSR     | TR   | TE   | V-TR | V    |
|----------------------|------|---------|---------|------|------|------|------|
| <b>ULS-STR</b>       |      |         |         |      |      |      |      |
| 1 (6.10a) - m/TR     | 1,35 | 0,9/1,1 | 0,0/1,0 | 0,95 | 0,84 | 1,12 | -    |
| 2 (6.10a) - u/TR     | 1,35 | 0,9/1,1 | 0,0/1,0 | -    | 0,84 | -    | 1,12 |
| 3 (6.10b) - TR dom   | 1,20 | 0,9/1,1 | 0,0/1,0 | 1,35 | 0,84 | 1,12 | -    |
| 4 (6.10b) - TE dom   | 1,20 | 0,9/1,1 | 0,0/1,0 | 0,95 | 1,20 | 1,12 | -    |
| 5 (6.10b) - V-TR dom | 1,20 | 0,9/1,1 | 0,0/1,0 | 0,95 | 0,84 | 1,60 | -    |
| 6 (6.10b) - V dom    | 1,20 | 0,9/1,1 | 0,0/1,0 | -    | 0,84 | -    | 1,60 |
| <b>SLS-KAR</b>       |      |         |         |      |      |      |      |
| 1 TR dom             | 1,0  | 1,0     | 1,0     | 1,0  | 0,7  | 0,7  | -    |
| 2 TE dom             | 1,0  | 1,0     | 1,0     | 0,7  | 1,0  | 0,7  | -    |
| 3 V dom              | 1,0  | 1,0     | 1,0     | -    | 0,7  | -    | 1,0  |
| <b>SLS-OFTE</b>      |      |         |         |      |      |      |      |
| 1 TR dom             | 1,0  | 1,0     | 1,0     | 0,7  | -    | -    | -    |
| 2 TE dom             | 1,0  | 1,0     | 1,0     | 0,2  | 0,7  | -    | -    |
| <b>SLS-PERM</b>      |      |         |         |      |      |      |      |
| 1 TR dom             | 1,0  | 1,0     | 1,0     | 0,5  | -    | -    | -    |
| 2 TE dom             | 1,0  | 1,0     | 1,0     | 0,2  | 0,5  | -    | -    |

Figur 7.9: Lastkombinasjoner fra beregningsveileder [21]

## 7.4. Bruddgrensetilstand

I denne oppgaven er det valgt å lage figur 7.9 i et Excel-ark for å enkelt kunne multiplisere de ulike lastkombinasjonene med deres respektive lastfaktor. Videre benyttes de tallene som fremkommer i beregningene i brudd- og bruksgrense. Excel-arket vises her som en illustrasjon i figur 7.10 og 7.11 for begge B90 broene.

| Karakteristiske laster: | Forkortelse: | Moment [kNm]: |
|-------------------------|--------------|---------------|
| Egenvekt                | G            | 381,6         |
| Forspenning             | PT           |               |
| Kryp/svinn/relaksjon    | CSR          |               |
| Trafikklast             | TR           | 1288          |
| Temperaturlast          | TE           | 28,7          |

| Lastkombinasjon   | G    | PT | CSR | TR | TE   | Dimensjonerende moment [kNm] |          |
|-------------------|------|----|-----|----|------|------------------------------|----------|
| ULS-STR           |      |    |     |    |      |                              |          |
| 1 (6.10a)-m/TR    | 1,35 |    | 0,9 | 1  | 0,95 | 0,84                         | 1762,868 |
| 2 (6.10a)-u/TR    | 1,35 |    | 0,9 | 1  |      | 0,84                         | 539,268  |
| 3 (6.10b)- TR dom | 1,2  |    | 0,9 | 1  | 1,35 | 0,84                         | 2220,828 |
| 4 (6.10b)- TE dom | 1,2  |    | 0,9 | 1  | 0,95 | 1,2                          | 1715,96  |

Figur 7.10: Dimensjonerende moment for spennarmert B90

| Karakteristiske laster: | Forkortelse: | Moment [kNm]: |
|-------------------------|--------------|---------------|
| Egenvekt                | G            | 449           |
| Forspenning             | PT           | 0             |
| Kryp/svinn/relaksjon    | CSR          | 0             |
| Trafikklast             | TR           | 1288          |
| Temperaturlast          | TE           | 28,7          |

| Lastkombinasjon   | G    | PT | CSR | TR | TE   | Dimensjonerende moment [kNm] |          |
|-------------------|------|----|-----|----|------|------------------------------|----------|
| ULS-STR           |      |    |     |    |      |                              |          |
| 1 (6.10a)-m/TR    | 1,35 |    | 0,9 | 1  | 0,95 | 0,84                         | 1853,858 |
| 2 (6.10a)-u/TR    | 1,35 |    | 0,9 | 1  |      | 0,84                         | 630,258  |
| 3 (6.10b)- TR dom | 1,2  |    | 0,9 | 1  | 1,35 | 0,84                         | 2301,708 |
| 4 (6.10b)- TE dom | 1,2  |    | 0,9 | 1  | 0,95 | 1,2                          | 1796,84  |

Figur 7.11: Dimensjonerende moment for slakkarmert B90

### 7.4.1. Momentkapasitet for spennarmert B90 og slakkarmert B90

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand er det tatt utgangspunkt i Excel-arket for å finne verdiene av de maksimale momentene. Videre antas det en tøyningsgrense,  $\varepsilon_{cu}$ , på 3,5 promille for trykk i alle tilfellene. Det totale tapet i spennkraft er beregnet i vedlegg A2 og har en verdi på 11,46 prosent. Det beregnes en faktor for trykksonehøyden for et balansert tverrsnitt,  $\alpha_b$ , som er lik:

$$\alpha_{b,spenn,B90} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon_{p0\wedge}\right)} = 1,018$$

$\varepsilon_{p0\wedge}$  er med et tap på 30 prosent som er antatt. Det opptredende momentet er på 2 220 kNm som også fremkommer av figur 7.10. Det plasseres totalt ni spennkabler. Med denne informasjonen blir det nødvendige spennarmeringsarealet for balansert tverrsnitt slik:

$$A_{pb,spenn B90} = \left(0,8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}}\right) = 43\,330 \text{ mm}^2$$

Det faktiske spennarmeringsarealet for broen er:

$$A_{p,tot} = A_{p,tendon} \cdot n = 15120 \text{ mm}^2$$

Siden  $A_{p,tot} < A_{pb}$  betyr dette at tverrsnittet er underarmert og formlene for et underarmert tverrsnitt må benyttes videre. Faktoren for det trykksonehøyden til det underarmerte tverrsnittet blir da som følger:

$$\alpha_{s,spenn B90} = \frac{f_{pd} \cdot A_{p,tot} + f_{yd} \cdot A_{s,min}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0,383 \quad (3.14)$$

Dette gir en momentkapasitet på:

$$M_{Rd,spenn,B90} = 0,8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_s) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 3\,721 \text{ kNm/m} \quad (3.13)$$

$$M_{Rd,spenn,B90} > M_{Ed} = 2\,220 \text{ kNm} \rightarrow OK!$$

Ser at momentkapasiteten er tilstrekkelig og kan gå videre med å undersøke skjærkraftkapasiteten for den spennarmerte broen. Før dette må det også undersøkes for den slakkarmerte B90 broen.

Som det fremgår av figur 7.11 blir det dimensjonerende momentet 2 301 kNm. Ved å sette trykkapasiteten til betongen  $M_{Rd}$  lik  $M_{Ed}$  får vi en teoretisk effektivhøyde,  $d$ , som tilsvarer:

$$d_{teoretisk} = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{K \cdot f_{cd} \cdot b}} = 199 \text{ mm}$$

Ut i fra dette er det nødvendig å velge en større effektivhøyde som må kompensere for den store overdekningen som kreves. Dermed sette den nye effektivhøyden lik:

$$d = d_{teoretisk} + C_{nom.ok} = 325 \text{ mm}$$

Dette gir en momentkapasitet på:

$$M_{Rd} = K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 6\,097 \text{ kNm}$$

Videre bestemmes strekkarmeringsbehovet:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot Z} = 19\,490 \text{ mm}^2$$

Denne armeringsmengden fordeles med diameteren og senteravstanden  $\emptyset 32$ s250mm.

## 7.5. Skjærkraftkapasitet for de forskjellige løsningene

Utgangspunktet for skjærkraftdiagrammet er hentet fra Excel-arket, se figur 7.12 og 7.13. De fullstendige beregningene foreligger i vedlegg A4 og C2 for B90 broene.

| Karakteristiske laster: | Forkortelse: | Skjær [kN] |
|-------------------------|--------------|------------|
| Egenvekt                | G            | 262        |
| Forspenning             | PT           |            |
| Kryp/svinn/relaksjon    | CSR          |            |
| Trafikklast             | TR           | 879,96     |
| Temperaturlast          | TE           | 38,83      |

| Lastkombinasjon   | G    | PT | CSR | TR | TE   | Dimensjonerende skjærkraft [kN] |           |
|-------------------|------|----|-----|----|------|---------------------------------|-----------|
| ULS-STR           |      |    |     |    |      |                                 |           |
| 1 (6.10a)-m/TR    | 1,35 |    | 1,1 | 1  | 0,95 | 0,84                            | 1222,2792 |
| 2 (6.10a)-u/TR    | 1,35 |    | 1,1 | 1  |      | 0,84                            | 386,3172  |
| 3 (6.10b)- TR dom | 1,2  |    | 1,1 | 1  | 1,35 | 0,84                            | 1534,9632 |
| 4 (6.10b)- TE dom | 1,2  |    | 1,1 | 1  | 0,95 | 1,2                             | 1196,958  |

Figur 7.12: Dimensjonerende skjærkraft for spennarmert B90

| Karakteristiske laster: | Forkortelse: | Skjær [kN] |
|-------------------------|--------------|------------|
| Egenvekt                | G            | 309        |
| Forspenning             | PT           | 0          |
| Kryp/svinn/relaksjon    | CSR          | 0          |
| Trafikklast             | TR           | 881        |
| Temperaturlast          | TE           | 38,8       |

| Lastkombinasjon   | G    | PT | CSR | TR | TE   | Dimensjonerende skjærkraft [kN] |          |
|-------------------|------|----|-----|----|------|---------------------------------|----------|
| ULS-STR           |      |    |     |    |      |                                 |          |
| 1 (6.10a)-m/TR    | 1,35 |    | 1,1 | 1  | 0,95 | 0,84                            | 1286,692 |
| 2 (6.10a)-u/TR    | 1,35 |    | 1,1 | 1  |      | 0,84                            | 449,742  |
| 3 (6.10b)- TR dom | 1,2  |    | 1,1 | 1  | 1,35 | 0,84                            | 1592,742 |
| 4 (6.10b)- TE dom | 1,2  |    | 1,1 | 1  | 0,95 | 1,2                             | 1254,31  |

Figur 7.13: Dimensjonerende skjærkraft for slakkarmert B90

### 7.5.1. Kontroll av skjærstrekkapasitet for spennarmert B90 og slakkarmert B90

Kontroll av tverrsnittets skjærstrekkapasitet skjer i henhold til EK2-1-1: 6.2.2 og NA.6.2.2. De dimensjonerende skjærstrekkraftene for den spennarmerte og slakkarmerte er på henholdsvis  $V_{Ed} = 1534 \text{ kN}$  og  $1592 \text{ kN}$ . Det blir ikke valgt å benytte redusert skjærkraft av den grunn at dette sjeldent blir en dimensjonerende kraft for betongplater.

Videre antas det at tverrsnittet forblir urisnet og det undersøkes om det er nødvendig med skjærarmoring. Betongens skjærstrekkapasitet beregnes etter formel 6.2.a i EK2 [1]. Kapasiteten blir dermed:

$$V_{Rd,c} = \max \left( \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] + k_1 \cdot \sigma_{cp}; \left[ 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \right) \cdot b \cdot d \quad (3.12)$$

$$V_{Rd,c,spenn,B90} = 2895 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left( \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right]; \left[ 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \right) \cdot b \cdot d$$

$$V_{Rd,c,slakk,B90} = 2101 \text{ kN}$$

Som resultatene viser er skjærstrekkkapasiteten tilfredsstillende for både den spennarmerte B90 broen og den slakkarmerte. Videre undersøkes det skjærtrykkkapasiteten for begge løsningene.

### 7.5.2. Kontroll av skjærtrykkkapasitet

Formel 6.14 må benyttes fra EK2-1-1: 6.2.3 [1]. Vinkelen  $\phi$  er avhengig av vinkelen mellom betongtrykkstavens og bjelkeaksen som beveger seg vinkelrett på skjærkraften. Håndbok N400 overstyrer kravene til EK2 og sier at  $\cot \phi$  maksimalt skal ha en verdi på 2,0 [3]. Vinkelen  $\phi$  blir dermed slik:

$$\cot \phi = \frac{1}{\tan \phi} = 2$$

$$\tan \phi = \frac{1}{2} \rightarrow \phi = 26,56^\circ$$

Dermed blir den totale skjærtrykkkapasiteten:

$$V_{Rd,max,spenn,B90} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{1}{\cot \phi + \tan \phi} = 19\,360 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,slakk,B90} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{1}{\cot \phi + \tan \phi} = 19\,236 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasiteten er tilfredsstillende slik at det videre kan undersøkes torsjonskapasitet. Det er normalt ikke nødvendig å kontrollere skjærtrykkkapasiteten. Dette ble kun gjort for å illustrere hvor stor kapasitet disse tverrsnittene har.



## 7.6. Torsjonskapasitet

I figur 7.14 vises det opprettede torsjonsmomentet i bruddgrensetilstand. Figuren er representativ for alle broene. Det vil kun være trafikklastene som bidrar til torsjonsmoment slik at dette vil være likt for alle løsningene.

| Karakteristiske laster: | Forkortelse: | Torsjon [kNm] |
|-------------------------|--------------|---------------|
| Egenvekt                | G            |               |
| Forspenning             | PT           |               |
| Kryp/svinn/relaksjon    | CSR          |               |
| Trafikklast             | TR           | 1220          |
| Temperaturlast          | TE           |               |

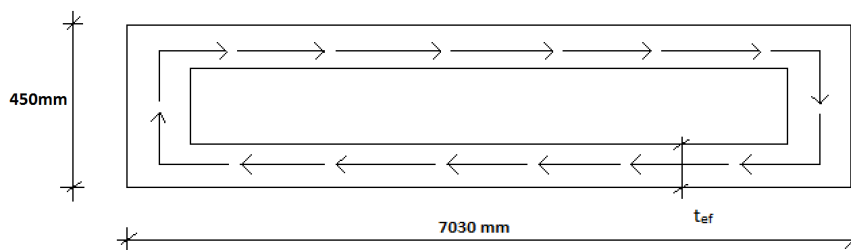
| Lastkombinasjon   | G    | PT | CSR | TR | TE   | Dimensjonerende torsjon [kNm] |      |
|-------------------|------|----|-----|----|------|-------------------------------|------|
| ULS-STR           |      |    |     |    |      |                               |      |
| 1 (6.10a)-m/TR    | 1,35 |    | 1,1 | 1  | 0,95 | 0,84                          | 1159 |
| 2 (6.10a)-u/TR    | 1,35 |    | 1,1 | 1  |      | 0,84                          | 0    |
| 3 (6.10b)- TR dom | 1,2  |    | 1,1 |    | 1,35 | 0,84                          | 1647 |
| 4 (6.10b)- TE dom | 1,2  |    | 1,1 | 1  | 0,95 | 1,2                           | 1159 |

Figur 7.14: Dimensjonerende torsjonsmoment for spennarmert/slakkarmert B90

### 7.6.1. Kontroll av torsjonskapasitet

Det maksimale torsjonsmomentet er på  $T_{Ed} = 1\,647\text{ kNm}$ , og illustreres i figur 7.14. Det gjennomføres kontroll av broplatens torsjonskapasitet i henhold til EK2-1-1:6.3.2 [1]. Det finnes mer detaljerte utregninger i vedlegg A5, B5, C3 og D3 av opprettede torsjonsmoment med tilhørende torsjonskapasitet.

Som beskrevet i forprosjektet til denne oppgaven fremkom det at torsjonskapasiteten er begrenset av betongtrykkstavens kapasitet. EK2 sier at [1] torsjonskapasiteten til et tverrsnitt beregnes på grunnlag av et tynnvegget lukket tverrsnitt der likevekt opprettholdes ved en lukket skjærstrøm. Dermed må det massive tverrsnittet til Strauman 3 modelleres som et tynnvegget hulltverrsnitt på samme måte som illustrert i figur 7.15.



Figur 7.15: Torsjonsforløp til den slakkarmerte B90 broplaten

Kapasiteten tverrsnittet må ha er kontrollert for trykkbrudd. Denne bruddtypen kan oppstå når en konstruksjon eller konstruksjonsdel utsettes for en kombinasjon av torsjon og skjærkraft. For at dette ikke skal skje må følgende krav tilfredsstilles i henhold til EK2 6.3.2(4) [1]:

$$T_{Rd,max,spenn,B90} = 9\,407\text{ kNm}$$

$$T_{Rd,max,slakk,B90} = 6\,128\text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0,254 \leq 1,0 \rightarrow B90 \text{ Spenn} \quad (3.16)$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0,402 \leq 1,0 \rightarrow B90 \text{ Slakk} \quad (3.16)$$

Basert på dette kan det konkluderes at trykkbruddkapasiteten til slakk- og spennarmert B90 er tilstrekkelig. Videre følger en oppsummering i bruddgrensetilstanden.

## 7.7. Oppsummering av bruddgrensetilstand

I tabell 7.3-7.6 vises en oppsummering av de opptredende tilfellene og de ulike broenes kapasitet til å motstå disse.

Tabell 7.3: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for B90 spennarmert

|                 |                                     | Opptredende | Kapasitet | Utnyttelse [%] |
|-----------------|-------------------------------------|-------------|-----------|----------------|
| Moment [kNm]    | Moment midt i felt                  | 2 220       | 3 721     | 59,6 %         |
| Skjærkraft [kN] | Skjærstrekk                         | 1 530       | 2 895     | 52,8 %         |
|                 | Skjærtrykk                          | 1 530       | 19 360    | 7,9 %          |
| Torsjon         | Trykkbrudd                          | 1 647       | 9 407     | 17,5 %         |
|                 | Interaksjon mellom torsjon og skjær | 0,254       | 1,0       | 25,4 %         |

Tabell 7.4: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for B45 spennarmert

|                 |                                     | Opptredende | Kapasitet | Utnyttelse [%] |
|-----------------|-------------------------------------|-------------|-----------|----------------|
| Moment [kNm]    | Moment midt i felt                  | 2 234       | 3 461     | 64,5 %         |
| Skjærkraft [kN] | Skjærstrekk                         | 1 627       | 2 633     | 61,8 %         |
|                 | Skjærtrykk                          | 1 627       | 10 650    | 15,3 %         |
| Torsjon         | Trykkbrudd                          | 1 647       | 5 670     | 29,0 %         |
|                 | Interaksjon mellom torsjon og skjær | 0,443       | 1,0       | 44,3 %         |

Tabell 7.5: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for B45 slakkarmert

|                 |                                     | Opptredende | Kapasitet | Utnyttelse [%]      |
|-----------------|-------------------------------------|-------------|-----------|---------------------|
| Moment [kNm]    | Moment midt i felt                  | 2 200       | 2 200     | 100 % <sup>a)</sup> |
| Skjærkraft [kN] | Skjærstrekk                         | 1 610       | 2 101     | 76,6 %              |
|                 | Skjærtrykk                          | 1 610       | 10 212    | 15,8%               |
| Torsjon         | Trykkbrudd                          | 1 647       | 4 213     | 39,1                |
|                 | Interaksjon mellom torsjon og skjær | 0,6         | 1,0       | 60 %                |

a) Det er lagt inn eksakt armeringsmengde for å ta opp hele det opptredende momentet

Tabell 7.6: Utnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand for slakkarmert B90

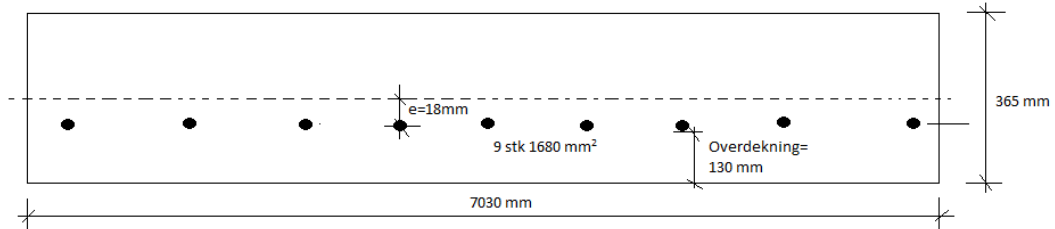
|                 |                                     | Opptredende | Kapasitet | Utnyttelse [%]     |
|-----------------|-------------------------------------|-------------|-----------|--------------------|
| Moment [kNm]    | Moment midt i felt                  | 2 301       | 2 301     | 100% <sup>a)</sup> |
| Skjærkraft [kN] | Skjærstrekk                         | 1 603       | 2 101     | 76,3%              |
|                 | Skjærtrykk                          | 1 603       | 19 263    | 8,3 %              |
| Torsjon         | Trykkbrudd                          | 1 647       | 6 128     | 26,8%              |
|                 | Interaksjon mellom torsjon og skjær | 0,402       | 1,0       | 40,2 %             |

a) Det er lagt inn eksakt armeringsmengde for å ta opp hele det opptredende momentet

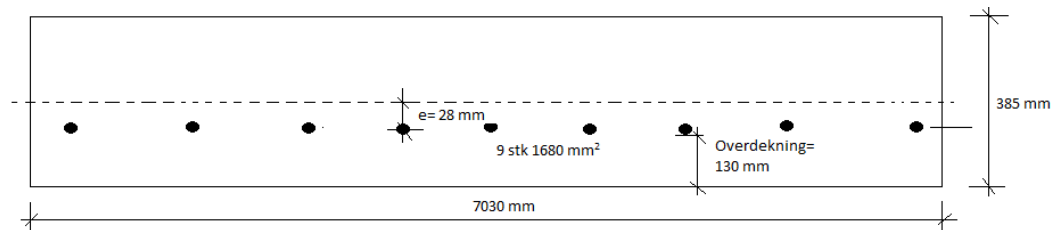
Som det vises i tabell 7.3-7.6 er kapasiteten tilstrekkelig for alle broene i bruddgrensetilstanden.

## 7.8. Oppsummering av tverrsnittstørrelser med tilhørende hovedarmering

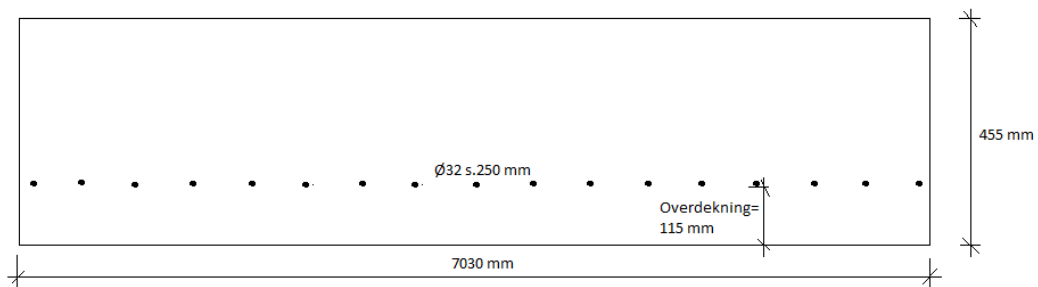
Figur 7.16-7.20 viser hvordan de ulike tverrsnittene ser ut. UHPC- broens tverrsnitt er fremkommet fra forenklede beregninger som kan ses i vedlegg E.



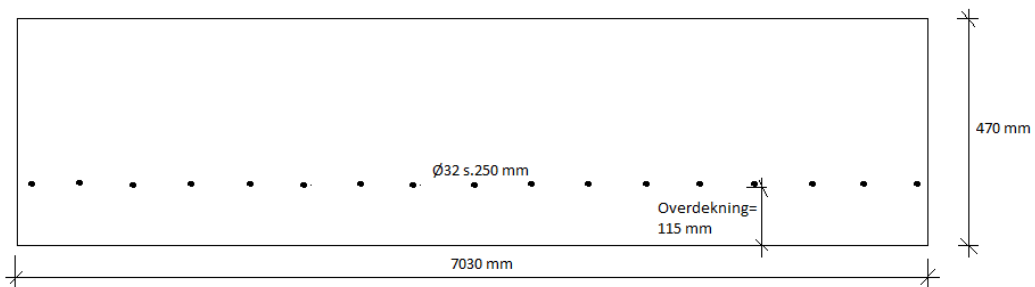
Figur 7.16: Illustrasjon av spennarmert B90 tverrsnitt



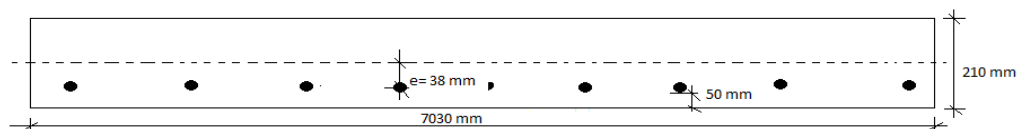
Figur 7.17: Illustrasjon av spennarmert B45 tverrsnitt



Figur 7.18: Illustrasjon av slakkarmert B90 tverrsnitt



Figur 7.19: Illustrasjon av slakkarmert B45 tverrsnitt



Figur 7.20: Illustrasjon av spennarmert UHPC

## 7.9. Bruksgrensetilstand

### 7.9.1. Stadium I – spenningsbegrensninger

I vedlegg A6 og B6 kan detaljerte beregninger i bruksgrensetilstand av spenningsbegrensninger i lastkombinasjonene karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende ses. Det er valgt å legge hovedfunnene frem i tabulert form i likhet med kapittel 7.7 for bruddgrensetilstanden. På den måten blir resultatene synliggjort og blir fattet i korthet.

Det påpekes at de tillatte trykkspenningene for de forskjellige lastkombinasjonene er å finne i kapittel 3.5.4. Strekkspenningene,  $f_{ct,eff}$ , for B45, B90 og UHPC bestemmes i henhold til EK2-1-1: 7.1(2) [1] og settes henholdsvis lik 3,8 MPa, 5,0 MPa og 9,0 MPa. Verdien for  $f_{ctm}$  for UHPC er hentet fra [8] og er antatt tilnærmet riktig. Oppsummeringen vises i tabell 7.7.

Tabell 7.7: Oppsummering av spenningsbegrensninger

| Karakteristisk lastkombinasjon      |                      |                   |  |           |           |                    |
|-------------------------------------|----------------------|-------------------|--|-----------|-----------|--------------------|
|                                     | $\sigma_{c,tillatt}$ | $\sigma_{c,kar}$  | $\sigma_{c,kar} < \sigma_{c,tillatt}$  | $f_{ctm}$ | $f_{Ed}$  | $f_{Ed} < f_{ctm}$ |
| B45, Spenn                          | 27 MPa               | -12,64 MPa        | OK                                     | 3,8 MPa   | 0,79 MPa  | OK                 |
| B90, Spenn                          | 54 MPa               | -14,93 MPa        | OK                                     | 5,0 MPa   | 2,305 MPa | OK                 |
| Tilnærmet permanent lastkombinasjon |                      |                   |  |           |           |                    |
|                                     | $\sigma_{c,tillatt}$ | $\sigma_{c,perm}$ | $\sigma_{c,perm} < \sigma_{c,tillatt}$ | $f_{ctm}$ | $f_{Ed}$  | $f_{Ed} < f_{ctm}$ |
| B45, Spenn                          | 20,25 MPa            | -8,91 MPa         | OK                                     | 3,8 MPa   | -3,14 MPa | OK                 |
| B90, Spenn                          | 40,5 MPa             | -10,8 MPa         | OK                                     | 5,0 MPa   | -2,05 MPa | OK                 |
| Ofte forekommende lastkombinasjon   |                      |                   |  |           |           |                    |
|                                     | $\sigma_{c,tillatt}$ | $\sigma_{c,ofte}$ | $\sigma_{c,ofte} < \sigma_{c,tillatt}$ | $f_{ctm}$ | $f_{Ed}$  | $f_{Ed} < f_{ctm}$ |
| B45, Spenn                          | -                    | -10,41 MPa        | -                                      | 3,8 MPa   | -1,68 MPa | OK                 |
| B90, Spenn                          | -                    | -12,46 MPa        | -                                      | 5,0 MPa   | -0,45 MPa | OK                 |

Siden det er trykkspenning i hele tverrsnittet i tilnærmet permanent og ofte forekommende lastkombinasjon er det ikke nødvendig å beregne dette videre i Stadium II. Kontroll for spenningsbegrensning er OK.

### 7.9.2. Rissviddebegrensninger

Fullstendige beregninger av rissviddebegrensning finnes i vedlegg A7, B7, C4 og D4. Rissviddebegrensninger skal kun undersøkes for tilnærmet permanente- og ofte forekommende lastkombinasjoner i henhold til EK2 tabell NA.7.1N [1]. Som beskrevet i kapittel 3.3 har Strauman 3 eksponeringsklasse XF4. Følgelig fører dette til følgende grenseverdier for rissvidder for de forskjellige lastkombinasjonene.

Tabell 7.8: Grenseverdier for rissvidder [1]

|                       |                     |            |                     |                               |
|-----------------------|---------------------|------------|---------------------|-------------------------------|
| XD1, XD2,<br>XS1, XS2 | Tilnærmet permanent | 0,30 $k_c$ | Ofte forekommende   | 0,20 $k_c$                    |
|                       |                     |            | Tilnærmet permanent | Trykkavlastning <sup>2)</sup> |
| XD3, XS3              | Ofte forekommende   | 0,30 $k_c$ | Ofte forekommende   | Trykkavlastning <sup>2)</sup> |

Som det fremkommer i beregningene i vedlegg A7 og B7 kan det ses at det kun er trykkspenninger over hele tverrsnittet til denne løsningen. Det er derfor heller ikke nødvendig å foreta rissviddekontroll.

### 7.9.3. Nedbøyningsbegrensninger

Fremgangsmetoden vises under for nedbøyningsberegningene hvor det er valgt å dele opp trafikklaster og laster fra egenvekt som to separate beregninger. Det presiseres også at fremgangsmetoden for denne broen (B90 spennarmert) er den som gjennomgås her. Det vil ikke gjennomgås beregninger for nedbøying av de resterende broforslagene da beregningene er helt analoge. Forskjellene vil kun være den jevnt fordelte egenvekten, elastisitetsmodulen og treghetsmomentet, samt armeringsmetoden. For å se nærmere på disse beregningene henvises det til vedlegg A8, B8, C5, D5 og E.

Den største tillatte nedbøyningen er i henhold til håndbok N400 [3]:

$$\delta_{tillatt} = \frac{L}{350} = 16,85 \text{ mm}$$

De totale nedbøyingene for begge B90 broene blir henholdsvis:

$$\delta_{tot,spenn,B90} = \delta_{trafikk} + \delta_{egenvekt} = 3,51 \text{ mm} \ll \delta_{tillatt} = 16,85 \text{ mm} \rightarrow OK$$

$$\delta_{tot,slakk,B90} = \delta_{trafikk} + \delta_{egenvekt} = 2,46 \text{ mm} \ll \delta_{tillatt} = 16,85 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Som resultatene viser er nedbøyingene godt innenfor de kravene som stilles av håndbok N400.

## 7.10. Resultater fra livsløpsanalysen

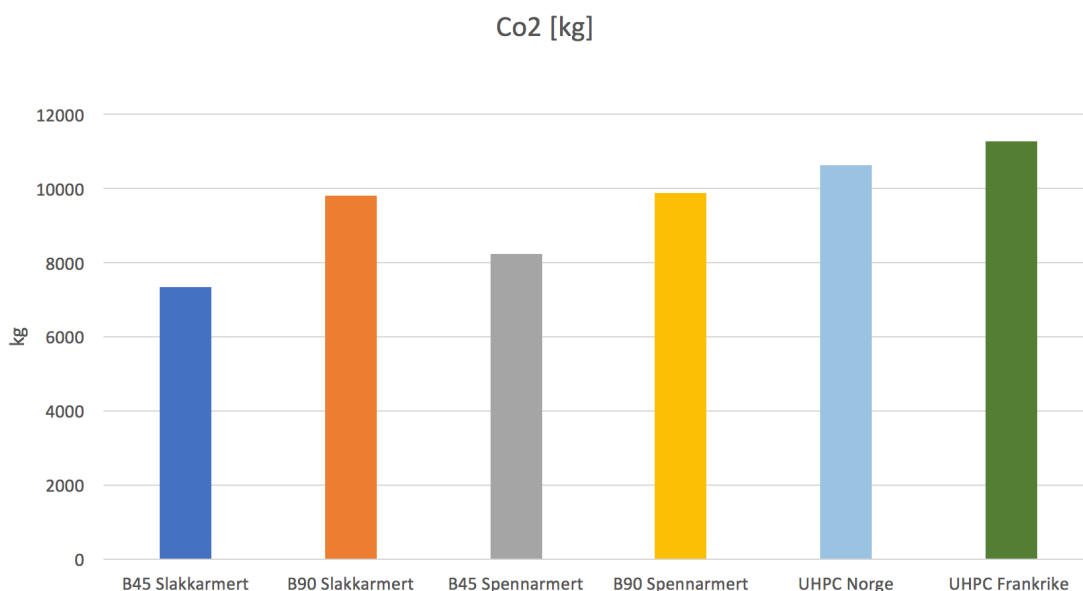
I dette kapitlet legges det frem resultater fra inventaranalysen med tilhørende konsekvensutredning. Som det framkommer av tabell 7.9 vises alle materialmengdene for de ulike broene. Disse er basert på blandereseptene som ble beskrevet i kapittel 5.6.3. Etter dette var det nødvendig å multiplisere disse tallene med mengdeberegningene som stammer fra dimensjoneringsresultatene i kapittel 7.8.

Tabell 7.9: Oversikt over mengdeberegninger for alle delmaterialene

| Materialer    | Slakk B45 [kg] | Slakk B90 [kg] | Spenn B45 [kg] | Spenn B90 [kg] | UHPC [kg] |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------|
| Sand          | 14 604         | 14 260         | 11 977         | 11 352         | 8 884     |
| Pukk          | 19 969         | 19 499         | 16 377         | 15 522         | -         |
| Sement        | 6 650          | 9 686          | 5 454          | 7 710          | 6 202     |
| Vann          | 2 711          | 2 647          | 2 223          | 2 107          | 949       |
| Dynamon       | 75             | 132            | 62             | 105            | 267       |
| Mapeair       | 21             | 20             | 17             | 16             | -         |
| Akselerator   | -              | -              | -              | -              | 261       |
| Silika        | 206            | 201            | 169            | 160            | 3 850     |
| Stålfiber     | -              | -              | -              | -              | 1 359     |
| Slakkarmering | 1 245          | 1 269          | 156            | 156            | -         |
| Spennarmering | -              | -              | 695,8          | 695,8          | 695,8     |

### 7.10.1. LCI Resultater

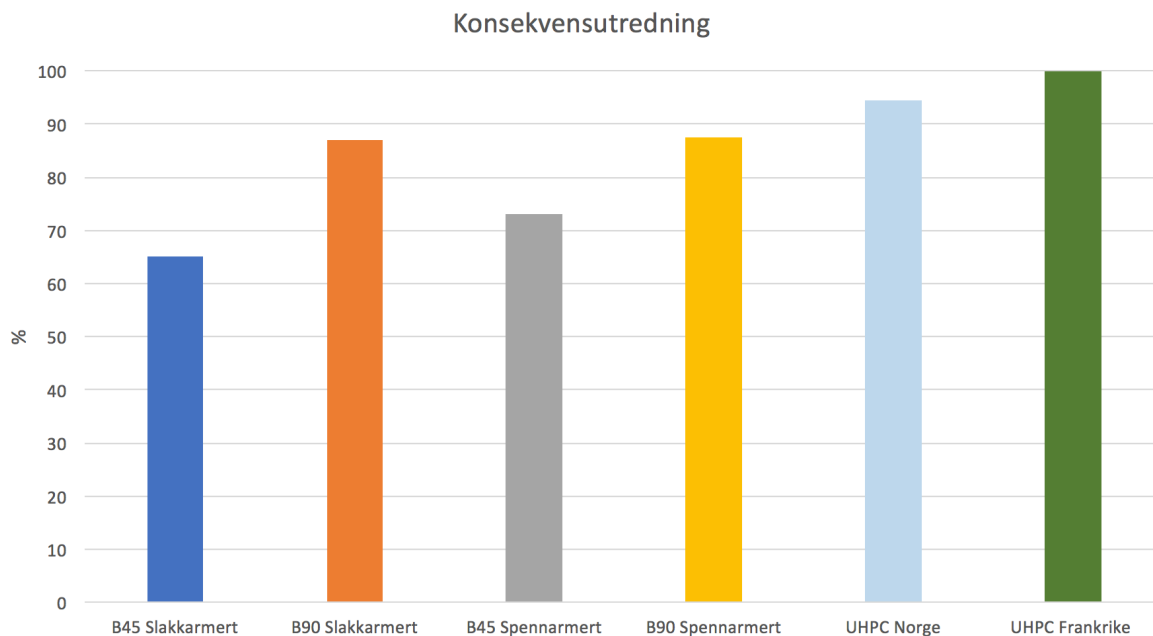
Figur 7.13 viser resultater fra inventaranalysen. Diagrammet viser mengder av utslipp fra alle broene. Søylene representerer utslippsmengder av kg CO<sub>2</sub>.



Figur 7.21: Resultater fra inventaranalysen

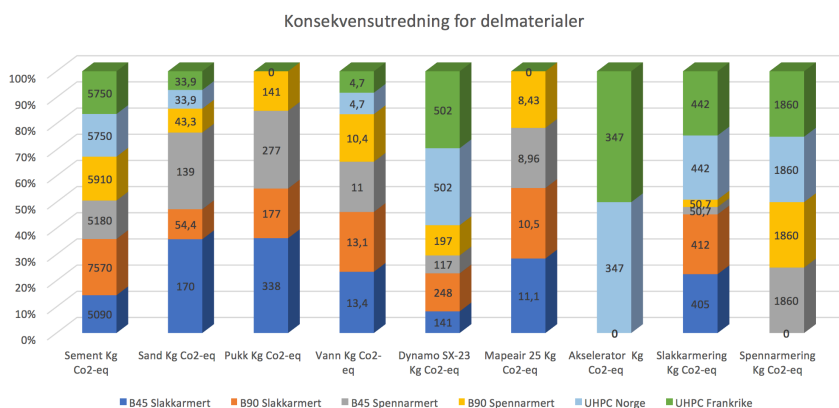
### 7.10.2. LCIA Resultater

I dette kapitlet vises resultatene fra LCIA (Life Cycle Incentory Analysis), også kalt konsekvensutredningen. Figur 7.22 viser miljøpåvirkningene som gjelder for alle broene med deres endelige dimensjoner. Det kommer klart frem i figuren at det er den franskimporterte UHPC broen som bidrar mest til globalt oppvarmingspotensiale (GWP).



Figur 7.22: Konsekvensutredning for alle broløsningene

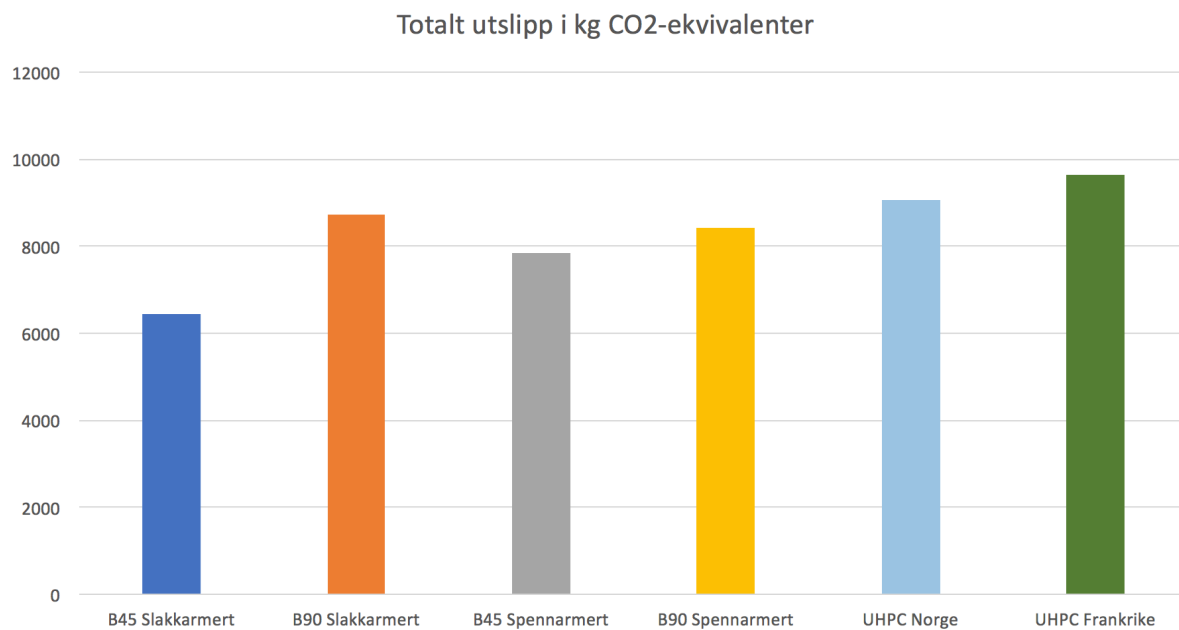
Det ble bestemt å illustrere konsekvensutredningen for de forskjellige delmaterialene for hvert broforslag slik at det tydelig fremkommer hvor de store forskjellene ligger. I dette tilfellet kan det ses i figur 7.23 at sementinnholdet er størst hos den slakkarmerte B90 broen. Dette er ikke overaskende på grunn av størrelsen. Det kan også ses at sandmengden er størst for den slakkarmerte B45 broen for så å være etterfulgt av den spennarmerte med samme fasthetsklasse. Det er viktig å merke seg mengden Dynamon SX som kommer fra UHPC broene. Dette er fordi blanderesepten krever store mengder superplastiserende midler. Slakkarmeringen for UHPC har et stort bidrag fordi fiberarmeringen også inngår her.



Figur 7.23: Konsekvensutredning for alle delmaterialer



I figur 7.24 vises det totale utslippet målt i CO<sub>2</sub>-ekvivalenter som også er ett av hovedspørsmålene til denne oppgaven. Her fremkommer det at den franskimporterte UHPC broen kommer klart dårligst ut. Dette er ikke overraskende med tanke på transportdistansen som inngår. Litt overraskende kommer den slakkarmerte B45 broen best ut etterfulgt av den spennarmerte B45 broen. Det skal diskuteres rundt disse resultatene i kapittel 8.



Figur 7.24: Totalt utslipp målt i CO<sub>2</sub>-ekvivalenter

### 7.11. Forenklet prisoverslag

Figur 7.25 viser materialkostnadene for fire av broløsningene. UHPC broen inngår ikke. Det er vanskelig å finne erfaringstall på hva dette koster. Figuren viser at den slakkarmerte B45 broen har de laveste materialkostnadene etterfulgt av den spennarmerte B45 broen. Erfaringstall for kostnadene er satt i samarbeid med Terje Karlsen Bruaas fra Statens Vegvesen slik som beskrevet i kapittel 5.7 [36]. Det er antatt en prisøkning på 40 % for B90 betong sammenlignet med B45.



Figur 7.25: Materialkostnader

## 8.0. Diskusjon

### 8.1. Forenklete beregninger av UHPC-bro

Det er viktig å påpeke svakheter med denne tilnærmingen vi har valgt å bruke. De reelle dimensjonene kan avvike fra våres beregninger, både til og fra. Dermed kan dette skape usikkerhet i utslippstallene fra resultatene i SimaPro. Det er fra forfatterens side viktig å informere om at de endelige tallene fra livsløpsanalysen ikke nødvendigvis er korrekte, men kan være en fin tilnærming å bruke når de forskjellige broforslagene sammenlignes. Det blir i kapittel 4.1 beskrevet at fibrene ikke inngår i beregningene. Det er likevel valgt å legge inn en fiberarmeringsmengde som en prosess i SimaPro. En fiberarmeringsmengde som ofte brukes i UHPC konstruksjoner er 6,2 % av betongvekten [8]. Denne fibermengden samsvarer med den UHPC komposisjonen som er valgt å bruke i denne oppgaven.

### 8.2. Overdekning

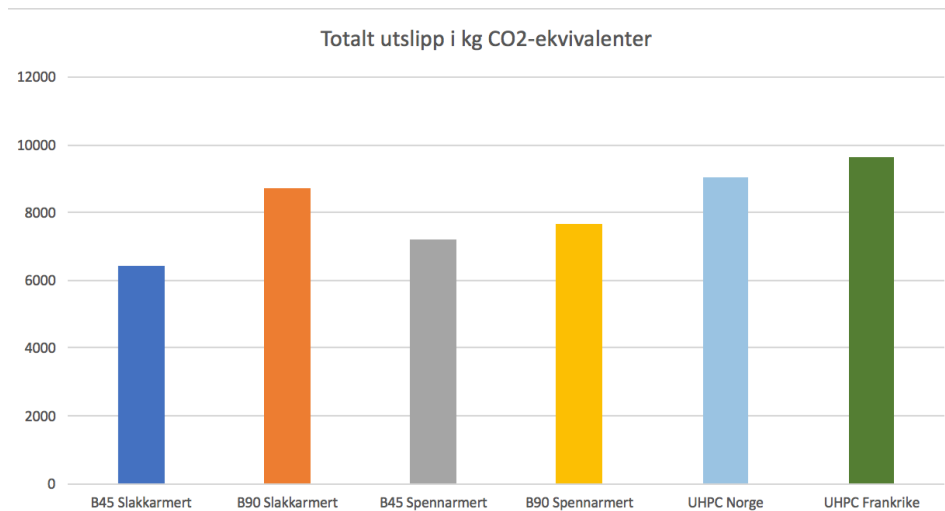
En faktor som påvirker resultatet i stor grad er overdekningen. Eksponeringsklassen krever så stor overdekning at denne alene gir et stort tverrsnitt. Dimensjonene styres av overdekningskravene slik at de påførte lastene ikke blir like "relevante". Dette henger sammen med den korte spennvidden. Et godt eksempel på dette er den høye momentkapasiteten. Denne gjenspeiles tydelig i høydene på de ulike tverrsnittene. Forskjellen mellom B90 og B45 broene er mindre enn det som virker intuitivt. Fasthetsklassen B90 er generelt sett et tettere betong enn B45 som skyldes sementmengden. Dermed kan det stilles spørsmål med den overdekningen som Eurokode 2 krever for denne betongtypen. UHPC er et svært tett materiale og klarer seg med en overdekning som kan halveres sammenlignet med tradisjonell betong. B90 kan derfor vise seg å ha et større potensiale miljømessig dersom overdekningskravene er bedre tilpasset denne fasthetsklassen. Både den slakkarmerte- og spennarmerte B45 broen kommer godt ut i livsløpsvurderingene. Dette har sammenheng med at overdekningen er lik for disse broene som for B90 broene. Sementmengden blir derfor den største bidragsyteren til både utslipp og pris, som B45 generelt sett har lavere innhold av enn B90.

#### 8.2.1. Overdekning for de slakkarmerte alternativene

Det er oppdaget en feil med overdekningskravene for de slakkarmerte broalternativene. I tabell 3.6 er  $\Delta C_{dev}$  satt lik 15 millimeter. Dette er ikke riktig. Siden minimumsoverdekningen er over 70 millimeter skal  $\Delta C_{dev}$  settes lik 20 millimeter slik som for de spennarmerte alternativene. Dette ble oppdaget på et sent tidspunkt, men det antas å utgjøre en svært liten forskjell i sluttresultatene.

### 8.3. Livsløpsvurderinger

Det ble på et sent tidspunkt oppdaget at spennarmeringsarealet for de to spennarmerte broene var så stort at den fulle kapasiteten ikke ble utnyttet. I samarbeid med veileder Terje Kanstad ble det bestemt at livsløpsvurderingene skulle undersøkes med fullt utnyttet kapasitet. Måten dette ble gjort på ble å multiplisere armeringsmengdene med utnyttelsesgraden som vist i tabellene 7.5 og 7.6. På denne måte reduseres utslippet av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter seg til et mer realistisk tall. Som vist i figur 8.1 er utslippene redusert sammenlignet med figur 7.24. Det endelige resultatet forholder seg uendret slik at den slakkarmerte B45 broen fortsatt er å foretrekke.



Figur 8.1: Oppdatert utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter med fullt utnyttet spennarmering

#### 8.4. Senteravstand for spennkabler

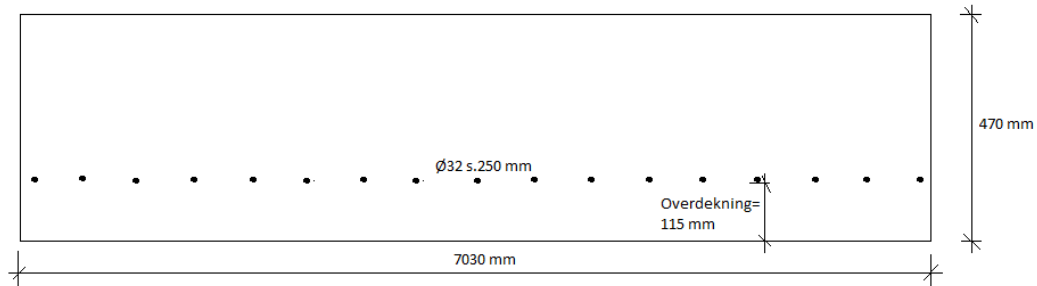
Det er ikke kontrollert for maksimal senteravstand mellom spennkablene i denne oppgaven. Dersom kabeldiameteren fører til store senteravstander kan dette løses ved å velge mindre kabeldiameter. Livsløpsvurderingene avhenger av spennkablenes totale vekt. Derfor vil ikke senteravstanden og kabeldiameteren påvirke resultatet så lenge armeringsarealet ikke endres.

#### 8.5. Påførte trafikklaster

I kapittel 3 diskuteres både lastmodell I og lastmodell II. Når Strauman 3 ble modellert i CSiBridge ble ikke lastmodell II definert. Når det ble bestemt at broplaten skulle dimensjoneres som en enveisplate var ikke dette lenger nødvendig. Opplagerbetingelsene sørger for at broplaten ikke trenger kapasitetskontroll for torsjon. Derfor er lastmodell I den eneste påførte trafikklaster som det var nødvendig å dimensjonere for.

## 9.0. Konklusjon

Denne rapportens forskerspørsmål er; "Hvilken broløsning er mest fordelaktig for nye Strauman 3 når det vurderes opp mot utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter og pris?". Resultatene viser at det er den slakk-armerte B45 broen (se i figur 9.1) som har lavest utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter samtidig som den også er å foretrekke økonomisk. Dermed kan denne også ses på som den mest fordelaktige løsningen for nye Strauman 3.



Figur 9.1: Endelig valg av broløsning, B45 slakkarmert

Som nevnt i kapittel 8.2 er det overdekningen som er avgjørende for dette resultatet. Overdekningen er lik for B90 og B45 broene. Resultatet av dette er høye tverrsnitt med stor kapasitet for begge betongtypene. Sementinnholdet utgjør derfor den største forskjellen prismessig og miljømessig. Derfor vil det beste alternativet for nye Strauman 3 være det slakkarmerte alternativet som inneholder minst sement.

## 10.0. Anbefalinger

### 10.1. Overdekning

Til videre arbeid anbefales det å undersøke om overdekningen til B90 broene kan reduseres. Dette kan gi miljømessige- og økonomiske gevinster dersom dette er mulig. Det kan ses på kravene Eurokoden stiller til overdekning for de ulike betongtypene. Labforsøk kan være med på å vise om denne påstanden er riktig eller ikke.

### 10.2. Lokasjon

Det vil også være en mulighet å se om resultatene endrer seg dersom lokasjonen er annerledes. Ved å undersøke broer med andre spennvidder i mindre marine miljøer ser kanskje livsløpsvurderingene annerledes ut. Da kan muligheten åpne seg for at noen av de andre broløsningene som er beskrevet i denne oppgaven kan gi lovende resultater.

### 10.3. Standardisering

Det vil være mulig å se på standardisering av brokonstruksjoner med spennvidder opp til ti meter. Disse broene bør også undersøkes i mindre marine miljø slik at livsløpsvurderingene ikke styres av overdekningskravene i like stor grad som for Strauman 3. På den måten kan broer med korte spennvidder standardiseres etter at det er funnet et godt alternativ sett fra et miljømessig perspektiv. Ved å gjøre dette er det mulig å oppnå store miljøbesparelser for de fleste brokonstruksjoner som skal bygges i fremtiden.

## 11.0. Referanser

- [1]: *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
- [2]: *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*, NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018
- [3]: Håndbok N400 Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner, [Online], 2015. [https://www.vegvesen.no/\\_attachment/865860/binary/1030718](https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718)
- [4]: *National addition to Eurocode 2- Design of concrete structures: spesific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPRFC)*, NF P 18-710, 16 April 2016
- [5]: Håndbok R412 Bruklassifisering, [Online], 2014.  
[https://www.vegvesen.no/\\_attachment/61486/binary/964011](https://www.vegvesen.no/_attachment/61486/binary/964011)
- [6]: S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*, 2. Utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2015.
- [7]: *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 2: Bruer*, NS-EN 1992-2:2005+NA:2010.
- [8]: Federal Highway Administration, "Ultra-High Performance Concrete," FHWA, Georgetown Pike, USA, FHWA-HRT-11-038, mars. 2011
- [9]: Google Maps, Øksnes, 2018. Hentet fra:  
<http://www.google.com/maps/@61.4541412,18.5670993,4.38z>. Lastet ned: 14.11.2018.
- [10]: H. Baumann, A. M. Tillman, *The Hitch Hiker`s Guide to LCA*, Polen: Studentlitteratur, 2015.
- [11]: A. Heimdal, I. L. Larsen, T. Norheim, "Standardisering av brokonstruksjoner for nasjonale hovedveier," Masteroppgave i konstruksjonsteknikk, Institutt for ingeniørvitenskap, Universitetet i Agder, Grimstad, 2017.
- [12]: *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner- Del 2: Trafikklast på bruer*, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
- [13]: *Konstruksjonslager Del 1: Generelle prosjekteringsregler*, NS-EN 1337-1:2000.
- [14]: *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-5: Allmenne laster: Termiske påvirkninger*, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008.
- [15]: D. A. Juvik, N. Al-Manasir, "Miljødeklarasjon – EPD Dynamon SX-23," Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Tyskland, EPD-EFC-20150091-IAG1-EN, 09.14.2015.
- [16]: D. A. Juvik, N. Al-Manasir, "Miljødeklarasjon – EPD Mapeair 25, Mapeair 25 1:3, Mapeair 25 1:9," Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Tyskland, EPD-EFC-20150086-IAG1-EN, 09.14.2015.

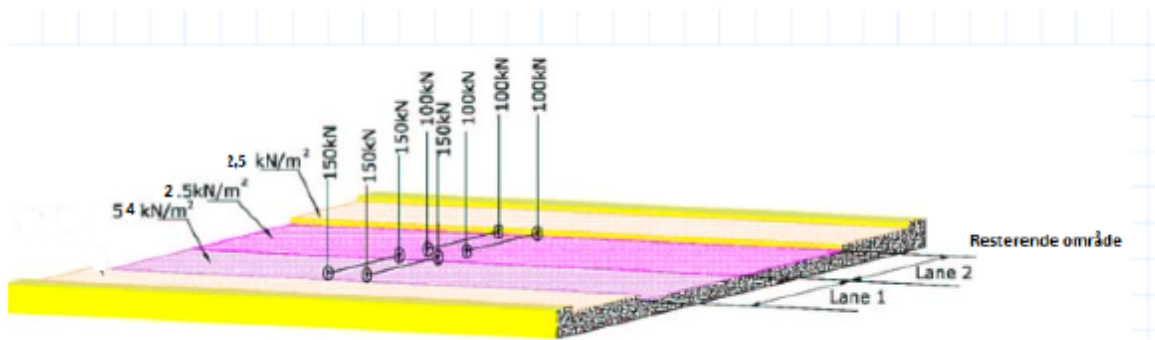
- [17]: D. A. Juvik, N. Al-Manasir, "Miljødeklarasjon – EPD Mapefast SA," Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Tyskland, EPD-EFC-20150087-IAG1-EN, 09.14.2015.
- [18]: E. Aaltvedt, T. Jepsen, "Ferdigbetong B45 MF40 16mm 200mm synkmål," Næringslivets Stiftelse for Miljødeklarasjoner, Norge, NEPD-1252-402-NO, 31.01.2017.
- [19]: A. M. Fet, M. M. Jenssen, "Ribbed reinforcement bars," The Norwegian EPD Foundation, Norge, NEPD-347-238-EN, 09.09.2015.
- [20]: Federal Highway Administration, "Accelerated Bridge Construction," FHWA, Georgetown Pike, USA, FHWA-HIF-12-013, november. 2011
- [21]: H. Johansen, "Beregningsveileder for etteroppspente betongbruer," SVV, Vegdirektoratet, Norge, Nr. 668, 10.01.2017.
- [22]: L. Hussein, L. Amleh, "Assessment of ultra-high performance fibre reinforced concrete-normal strength concrete or high strength concrete composite members in chloride environment," Resilient infrastructure, Ryerson University, Kanada, MAT-763-1, juni 1-4.2016.
- [23]: M. D. Lepech, V. Li, "Long Term Durability Performance of Engineered Cementitious Composites," Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, USA, (uten rapportnummer), 21.05.2015.
- [24]: E. Denarié, G. Habert, A. Šajna, "Recommendations for the use of UHPFRC in Composite Structural Members," ARCHES, (u.s), ARCHES-05-DE14, 27.11.2009.
- [25]: I. Larsen, R. O`Born, R. T. Thorstensen, I. G. Aasbakken, K. Vertes, "Determining the environmental benefits of UHPC as a bridge construction material," *ResearchGate*, (u.v), (u.h), 12, juni, 2017, 245 052096. doi: 10.1088/1757-899X/245/5/052096.
- [26]: E. Holsten Strand, A.K Kaldbekkdalen, "Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru," Masteroppgave innen konstruksjonsteknikk, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, 2014.
- [27]: S. Jacobsen *et al.*, *Concrete Technology*, 1. Utg. Trondheim: NTNU, 2016.
- [28]: T. Blankendaal, P. Schuurb, and H. Voordijk, "Reducing the environmental impact of concrete and asphalt: a scenario approach," Tech Rep. 2014, vol. 66 Tilgjengelig: [https://ac.els-cdn.com/S0959652613006756/1-s2.0-S0959652613006756-main.pdf?\\_tid=6984ac16-c3c0-11e7-bbd3-0000aacb362&acdnat=1510061863\\_4810a4c4b3373171f234058c849ddb74](https://ac.els-cdn.com/S0959652613006756/1-s2.0-S0959652613006756-main.pdf?_tid=6984ac16-c3c0-11e7-bbd3-0000aacb362&acdnat=1510061863_4810a4c4b3373171f234058c849ddb74).
- [29]: Z. Lounis, L. Daigle, "Towards sustainable design of highway bridges," NRC Publications Archive, Philadelphia, USA, 11-14 juli. 2010.



- [30]: G. Habert, D. Arribe, T. Dehove, L. Espinasse, R. L. Roy, "Reducing environmental impact by increasing the strength of concrete: quantification of the improvement to concrete bridges," *ScienceDirect*, vol. 35, (u.n), 12, nov. 2012, (u.a). Hentet fra doi: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2012.05.028>
- [31]: A. M. Fet, M. M. Jenssen, "Prestressed steel for reinforcement of concrete, PC Strand," The Norwegian EPD Foundation, Norge, NEPD-326-206-EN, 08.05.2015.
- [32]: M. Vold, "CEM II, Anleggsement FA (CEM II/A-V) og Standardsement FA (CEM II/B-M)," The Norwegian EPD Foundation, Norge, NEPD-24-202-NO, 16.04.2015.
- [33]: S. I. Rasmussen, personlig kommunikasjon, 1. feb 2019.
- [34]: Indiamart, *Elastomeric Bridge Bearing Pad*, (u.å), Hentet fra: <https://dir.indiamart.com/impcat/elastomeric-bridge-bearing.html?biz=10>  
Lastet ned: 14.05.2019.
- [35]: Ø. Mortensvik, personlig kommunikasjon, 27. feb. 2019.
- [36]: T. K. Bruaas, personlig kommunikasjon, 25. april, 2019.
- [37]: Computers and Structures, Inc. *CSI Knowledge Base*, 2013. Hentet fra: <https://wiki.csiamerica.com/display/csibridge>. Lastet ned: 15.04.2019.
- [38]: Bridge Design & Assessment, *Load Models & Groups to UK National Annex (BS EN 1991-2\_2003 + UK NA.)*, 2018. Hentet fra: [http://www.bridgedesign.org.uk/tutorial/tulm1\\_4.html](http://www.bridgedesign.org.uk/tutorial/tulm1_4.html). Lastet ned: 01.04.2019.
- [40]: *European Technical Approval, Post-tensioning kit for prestressing of structures*, ETA-08/0012, 2013.
- [41]: Ø. Engan, S. Nilsen, J. Braastad, M. Grevi Norman, *Ni samferdselsministere har latt denne broen forfalle*, 2017. Hentet fra: <https://www.vg.no/nyheter/innenriks/i/E0OPK/ni-samferdselsministere-har-latt-denne-broen-forfalle>. Lastet ned: 13.11.2018.
- [42]: J. Aamli, B. Nilsen, "Tilstandsanalyse av Strauman 3 for å avdekke årsaker som har fremmet hurtig nedbrytning," Masteroppgave i konstruksjonsteknikk, Institutt for ingeniørvitenskap, Universitetet i Agder, Grimstad, 2018.

# Vedlegg

## Vedlegg A: Beregninger av laster for spennarmert B90



| Kjørebane         | Akslinglast [kN]                 | Jevnt fordelt last [kN/m²]       |
|-------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Kjørebane 1       | $Q_{1k}^* = 300 \cdot 1,0 = 300$ | $q_{1k}^* = 9,0 \cdot 0,6 = 5,4$ |
| Kjørebane 2       | $Q_{2k}^* = 200 \cdot 1,0 = 200$ | $q_{2k}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$ |
| Resterende område | $Q_{rk}^* = 0 \cdot 1,0 = 0$     | $q_{rk}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$ |

Jevnt fordelt last

$$q_1 := 5.4 \frac{kN}{m^2} \cdot 3 m = 16.2 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 3 m = 7.5 \frac{kN}{m}$$

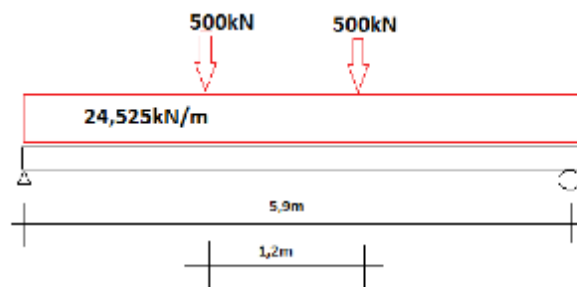
$$q_3 := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.33 m = 0.825 \frac{kN}{m}$$

$$q := q_1 + q_2 + q_3 = 24.525 \frac{kN}{m}$$

$$P_1 := 500 kN$$

$$P_2 := 500 kN$$

$$L := 5.9 m$$



$$FB := \frac{q \cdot \frac{L^2}{2} + P_1 \cdot \left(\frac{L}{2} - 0.6 m\right) + P_2 \cdot \left(\frac{L}{2} + 0.6 m\right)}{L} = 572.349 kN$$

$$M_{trafikk} := FB \cdot \frac{L}{2} - q \cdot \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} - P_1 \cdot 0.6 m = (1.282 \cdot 10^3) kN \cdot m$$

Opplagere for egenvekt

$$g_1 := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 7.03 \text{ m} \cdot 0.373 \text{ m} = 65.555 \frac{kN}{m} \quad \text{Egenvekt betongdekke}$$

$$g_2 := 3 \frac{kN}{m^2} \cdot 7.03 \text{ m} = 21.09 \frac{kN}{m} \quad \text{Egenvekt slitelag}$$

$$g_3 := 0.5 \frac{kN}{m} \cdot 2 = 1 \frac{kN}{m} \quad \text{Egenvekt rekkverk (2 sider)}$$

Moment i bruksgrense

$$M_{self,b} := \frac{(g_1 + g_2 + g_3) \cdot L^2}{8} = 381.364 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg A1: Spennarmering for B90

Beregning av nødvendig spennarmering for Strauman 3 B90

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{ck} := 90 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1700 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 44000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.36 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad \text{Etter låsetap}$$

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 0.007$$

$$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = (2.285 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Initiell oppspenningskraft}$$

Maks moment fra CSI Bridge:

$$M_{prestress} := 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} := 2220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_{1000} := 1000 \text{ mm}$$

$$d_{teoretisk} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.269 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 0.152 \text{ m}$$

$$M_{Rd} := M_{Ed}$$

$$b := 7030 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{p0} = 0.007$$

$$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$d := 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left( \frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon_{p0} \right)} = 1.018$$

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = (4.333 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad (3.14)$$

$$f_{ctm} := 5 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot 7030 \text{ mm} \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = (3.656 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{p,1} := 9 \cdot 1680 \text{ mm}^2 = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$a_s := \frac{f_{pd} \cdot A_{p,1} + f_{yd} \cdot A_{s,min}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.383 \quad (3.15)$$

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot a_s \cdot (1 - 0.4 \cdot a_s) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (3.721 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.13)$$



Moment på grunn av egenvekt:

$$M_g := 381 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Langtids E-modul

$$E_c := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} = (1.216 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Oppspenning:

$$P_{max} := A_{ptverr} \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Per kabel}$$

$$P_{max.tot} := P_{max} \cdot 9 = (2.177 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Kabel diameter:

$$\varnothing_p = 0.066 \text{ m}$$

Avstand fra tp  
spennarmering til tp i  
betong:

$$e_{uk} := y - UK_{overdekn} - \frac{\varnothing_p}{2} = 18.605 \text{ mm}$$

$$h := d + \frac{\varnothing_p}{2} + UK_{overdekn} = 0.363 \text{ m}$$

Andre arealmoment til  
tverrsnittet:

$$I_x := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (2.797 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$M_p := P_{max.tot} \cdot e_{uk} = 405.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning:  
Opptredende moment:

$$M_{t,1} := (-P_{max.tot} \cdot e_{uk}) + M_g = -24.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende spennkabel  
areal:

$$A_{p,1} := A_{ptverr} \cdot 9 = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

## Vedlegg A2: Tidsavhengige tap

Kryptall og svinntøyning Strauman 3 med B90 betong

$$t_0 := 7 \quad f_{cm} := 98$$

Normert kryptall

Setter luftfuktighet lik 70% for platen (HBN400 5.3.3.2.2)

$$RH := 70\%$$

Antar at hele bruplaten utsettes for luft

$$u := (2 \cdot 7030 \text{ mm}) + (2 \cdot 373 \text{ mm}) = (1.481 \cdot 10^4) \text{ mm} \quad \text{EK2-1-1:Tillegg B.1(1)}$$

$$A_c := (373 \text{ mm} \cdot 7030 \text{ mm}) = (2.622 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := 2 \frac{A_c}{u} = 354.206 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.486 \quad \alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.814 \quad \alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.598$$

$$\varphi_{RH} := \left( 1 + \frac{\left( 1 - \frac{RH}{100} \right)}{\left( 0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}} \right)} \right) \cdot \alpha_2 = 1.369$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 1.697 \quad \beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.635$$

Normert kryptall blir derfor:  $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.475$

Kryptall ved 28 døgn

$$t := 28$$

$$\beta_H := \min \left( \left( 1.5 \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} \cdot \left( 1 + (0.0012 \cdot RH)^{18} \right) \right) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 680.713$$

$$\beta_{c,28} := \left( \frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right)^{0.3} = 0.349$$

$$\varphi_{t,28} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,28} = 0.515$$

Kryptall ved 100 år

$$t := 36500 \quad \beta_{c,1} := \left( \frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right)^{0.3} = 0.994$$

$$\varphi_{t,100.1} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,1} = 1.467$$

Svinntøyning ved 100 år

$$t_s := 7$$

$$fck := 90$$

$$RH_0 := 100$$

$$k_h := 0.7085$$

Ved intrapolisering

$$t := 36500$$

$$fcmo := 10$$

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

Sementklasse N

$$\beta_{ds,t} := \frac{t-t_s}{(t-t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left( \frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}} = 0.993$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.55$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{fcm}{fcmo}} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.683 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyning på grunn av uttørking:

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds,t} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1.887 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.25})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 (fck - 10) \cdot 10^{-6} = 2 \cdot 10^{-4}$$

Autogen svinntøyning:

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 2 \cdot 10^{-4}$$

Total svinntøyning ved 100 år:

$$\epsilon_{cs,100} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 3.887 \cdot 10^{-4} \quad (3.19)$$

Kryptøyning ved tap av spennkraft:

Forenklet beregning:

$$E_{cm} := 44000 \text{ MPa}$$

$$t_0 := 7$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$\varphi := 2.619$$

$$f_{p0.1k} := 1600 \text{ MPa}$$

Betongens tverrsnittsareal:

$$A_c := (3.515 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal per kabel

$$A_{ptverr} := 1680 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent diameter

$$\varnothing_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_{ptverr}} = 65.58 \text{ mm}$$

Overdekning for over- og underkant

$$UK_{overdekn} := 130 \text{ mm}$$

$$OK_{overdekn} := 130 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt, avstand fra UK:

$$y := \frac{\left( d + \frac{\varnothing_p}{2} + UK_{overdekn} \right)}{2} = 0.181 \text{ m}$$

Tap av spennkraft velger å benytte forenklet metode for utregning

$$A_{p,tot} := (2.362 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \epsilon_{cs} := -4.101 \cdot 10^{-4} \quad E_s := 195000 \text{ MPa}$$

$$A_c := h \cdot b = (2.55 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \quad \rho_{1000} := 2.5$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_c} = 16.039$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 2.576 \text{ m}^2$$

$$C_{nom} := 130 \text{ mm}$$

$$d_1 := h - UK_{overdekn} - \frac{\emptyset_p}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$E_{cm} = (4.4 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$e_p := d - \frac{h}{2}$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.182 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pi} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = (1.36 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.731$$

$$t := 500000$$

$$\varphi = 2.619$$

$$Z_{cp} := y - C_{nom} = 51.395 \text{ mm}$$

$$N_t := -P_{max} \cdot 9 = -2.177 \cdot 10^4 \text{ kN}$$

$$I_t := I + A_c \cdot (y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (3.357 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 60.934 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$\eta_{kort} := \frac{E_p}{E_{cm}} = 4.432$$

$$A_{t,kort} := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.1} = (2.602 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_{t,kort} := \left(\frac{(\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.1} \cdot e_p}{A_{t,kort}}\right) = 0.371 \text{ mm}$$

$$M_{t,kort} := N_t \cdot (e_p - y_{t,kort}) + M_g = -16.003 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{c.t.kort} := \left(\frac{N_t}{A_{t,kort}}\right) - \left(\frac{M_{t,kort}}{I_t}\right) \cdot (e_p - y_{t,kort}) = -8.366 \text{ MPa}$$

Total tidsavhengig spenningsreduksjon:  
EK2 1-1-5-10-6 (5.46)

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\left( |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \left( \frac{E_p}{E_{cm}} \right) \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.kort}| \right)}{\left( 1 + \left( \frac{E_p}{E_{cm}} \right) \cdot \left( \frac{A_{p.1}}{A_c} \right) \cdot \left( 1 + \left( \frac{A_c}{I_t} \right) \cdot Z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) \right)} = 208.521 \text{ MPa}$$

$$P_{0.max} := 1440 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap:

$$\varepsilon_{tot2} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{P_{0.max}} \cdot 100 = 14.481 \quad \text{Prosent}$$

Oppspenningskraft per  
kabel:

$$\min(0.8 \cdot fpk, 0.9 \cdot fp0.1k) = (1.44 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$P_{0.red} := \min(0.8 \cdot fpk, 0.9 \cdot fp0.1k) - \Delta\sigma_{p.c.s.r} = (1.231 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Reduksjon av moment pga  
spennkraft

$$M_{p.red} := P_{0.red} \cdot A_{p.1} \cdot e_{uk} = 346.422 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tap av moment pga spennkraft som et resultat av Kryp, Svinn og Relaksasjon

$$M_{KSR} := M_p - M_{p.red} = 58.658 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg A3: Temperaturlast



Verifikasjon av temperaturlast

$$\Delta T_{m,heat} := 15$$

$$\alpha_T := 10^{-5}$$

$$E := 44000 \frac{N}{mm^2}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$EI := E \cdot I = (1.477 \cdot 10^7) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\Delta T_g := \frac{\Delta T_{m,heat}}{2} = 7.5$$

$$\varepsilon_0 := \alpha_T \cdot \Delta T_g = 7.5 \cdot 10^{-5}$$

Krumning blir da:

$$k_{om} := \frac{\varepsilon_0}{h} = (4.135 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

Totalt moment  $M_0$

$$M_0 := E \cdot I \cdot k_{om} = (6.107 \cdot 10^3) \frac{60000}{59999} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg A4: Skjærkrefter

Skjærkraftkapasitet for spennarmert B90

$$b = 7.03 \text{ m}$$

$$z := 0.85 \cdot d = 170 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} := 5.0 \text{ MPa}$$

$$A_c = (2.55 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} := 1530 \text{ kN}$$

Verdi hentet fra CSI Bridge

Velger å sette inn slakkarmering i henhold til minimumskravet

$$N_{Ed} := 19042 \text{ kN}$$

$$A_{p.1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = (3.656 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 := \frac{A_{p.1} + A_{s.min}}{b \cdot d} = 0.013$$

$$\rho_1 := 0.013$$

Skal være mindre eller lik 0.02

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2$$

Skal være mindre enn 2.0, dvs OK

$$k_1 := 0.15$$

$$k_2 := 0.18$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$f_{ck} := 90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 7.466 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp1} := 5.1 \text{ MPa}$$

Skal være mindre enn  
0.2 \* f<sub>cd</sub> = 5.1 MPa, ikke ok!

$$V_{Rd,c} := \left( \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{N} \right)^3 + k_1 \cdot \sigma_{cp1} \right) = 1.939 \text{ MPa} \quad (3.12)$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^3 \cdot f_{ck}^1 \cdot \left( \frac{N}{mm^2} \right)^{0.5} = 0.939 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 2.059 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering:

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) \cdot b \cdot d = (2.895 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kontroll:

$$K_{kontroll.skjærstrekk} := \text{if}(V_{Rd.c} > V_{Ed}, \text{"Ikke behov for skjærarm"}, \text{"Behov for skjærarm"})$$

$$K_{kontroll.skjærstrekk} = \text{"Ikke behov for skjærarm"}$$

Kontroll av skjærtrykkapasitet:

$$v_1 := 0.6 \qquad \tan\phi := 1 \qquad \cot\phi := 1.0$$

$$z := 0.9 \cdot d = 180 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,max} := v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{1}{\cot\phi + \tan\phi} = (1.936 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$K_{kontroll.skjærtrykk} := \text{if}(V_{Rd,max} > V_{Ed}, \text{“Ikke behov for skjærarm”}, \text{“Behov for skjærarm”})$$

$$K_{kontroll.skjærtrykk} = \text{“Ikke behov for skjærarm”}$$

## Vedlegg A5: Torsjon

Torsjonskapasitet i henhold til EK2-

$$f_{ck} = 90 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 434.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 7.466 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} := 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 2.134$$

$$0.25 \cdot f_{cd} = 12.75 \text{ MPa}$$

$$0.5 \cdot f_{cd} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$T_{Ed} := 1647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1.0 \cdot f_{cd} = 51 \text{ MPa}$$

$$b := 7030 \text{ mm}$$

$$h = 0.363 \text{ m}$$

$$A_{torsjon} := b \cdot h = (2.55 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Ytre omkrets av tverrsnittet:

$$u := 2 \cdot (b + h) = (1.479 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Effektiv veggtykkelse:

$$t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u} = 172.493 \text{ mm}$$

Torsjonskapasitet for trykkbrudd:

$$f_{ck} := 90$$

$$A_k := (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = (1.305 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.384$$

$$\theta := 45^\circ$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = (9.407 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.17)$$

$$V_{Rd,max} = (1.936 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = (1.53 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.254 \quad \text{ihht EK2-1-1:6.3.2(4) formel} \quad (3.16)$$

Trykkapasiteten er derfor tilstrekkelig siden det er mindre enn 1.0

## Vedlegg A6: Spenningsbegrensninger



Generelle input

$$h = 0.363 \text{ m}$$

$$b = 7030 \text{ mm} \quad E_p = (1.95 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$E_c := 44000 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{100} := 2.619 \quad E_{cm} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{100}} = (1.216 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 16.039$$

Betongen

$$f_{ck} := 90 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = 51 \text{ MPa}$$

$$A_c = (2.55 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_c := \frac{h}{2} = 181.395 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cs} := 4.101 \cdot 10^{-4}$$

$$I_{c,x} := \frac{b \cdot h^3}{12} = (2.797 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Slakkarmering

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

Spennarmering

$$f_{p0.1k} = (1.6 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = (1.86 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} := 1360 \text{ MPa}$$

$$A_{p,1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$P_{max} = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$C_{nom} = 130 \text{ mm}$$

$$n_{k, felt} := 9$$

Overdekning slakkarm.

$$C_{nom, uk} := 115 \text{ mm}$$

$$C_{min, dur} := 35 \text{ mm}$$

$$d_{slakk, uk} := h - C_{nom, uk} - \frac{25}{2} \text{ mm} = 235.29 \text{ mm}$$

Effektiv høyde til spennarmering

$$d = 0.2 \text{ m}$$

$$d_{\text{middel.uk}} := \frac{(d_{\text{stakk.uk}} + d)}{2} = 217.645 \text{ mm}$$

Spenningsbegrensning

Karakteristisk lastkombinasjon

$$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12} = (1.05 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

Spennarm i felt

$$A_{p,1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\eta = 16.039$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,1} = (2.778 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Avstand fra tpb til arm:

$$e_{p,\text{felt}} := d_{\text{middel.uk}} - y = 36.25 \text{ mm}$$

Beliggenhet av tp

$$y_t := \frac{((\eta - 1) \cdot A_{p,1} \cdot e_{p,\text{felt}})}{A_t} = 2.967 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om tp:

$$I_t := I_x + A_c \cdot (y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,1} \cdot (e_{p,\text{felt}} - y_t)^2 = (2.825 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Opptredende moment og aksialkraft som virker i snittet, hentet fra CSI Bridge!

Karakteristisk lastkombinasjon

$$N_{\text{felt.kar}} := -17144 \text{ kN}$$

$$M_{\text{felt.kar}} := 1342 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tillatte spenninger:  $\sigma_{c.tillatt} := 0.6 \cdot f_{ck} = 54 \text{ MPa}$  (3.20)

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.kar} := \left( \frac{N_{felt.kar}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.kar}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = 2.305 \text{ MPa}$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.kar} := \left( \frac{N_{felt.kar}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.kar}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -14.931 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen

$$K_{trykk.felt} := \text{if}(\sigma_{c.ok.kar} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$K_{strekk.felt} := \text{if}(\sigma_{c.uk.kar} \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Oppsummering: siden det er trykkspenning i hele tverrsnittet og denne er lavere enn  $f_{ck}$  trenger det ikke å beregnes for Stadium II for karakteristisk lastkombinasjon. Kontroll for spenningsbegrensning er ok!

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Stadium I, urisset betong.

$$N_{felt.perm} := -17715 \text{ kN}$$

$$M_{felt.perm} := 678 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Underkant av tverrsnittet:

Betongspenninger:

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = -2.095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -10.802 \text{ MPa}$$

Tillatte spenninger:  $\sigma_{c.tillatt.perm} := 0.45 \cdot f_{ck} = 40.5 \text{ MPa}$  (3.21)

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

$$K_{trykk.felt.perm} := \text{if} (\sigma_{c.ok.perm} \leq \sigma_{c.tillatt.perm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$K_{streck.felt.perm} := \text{if} (\sigma_{c.uk.perm} \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Oppsummering: siden det er trykkspenning i hele tverrsnittet og denne er lavere enn  $f_{ck}$  trenger det ikke å beregnes for Stadium II for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Kontroll for spenningsbegrensning er ok!

Ofte forekommende lastkombinasjon:

Stadium I, urisset betong.

$$N_{felt.ofte} := -17670.9 \text{ kN}$$

$$M_{felt.ofte} := 935 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenninger:

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.ofte} := \left( \frac{N_{felt.ofte}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.ofte}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = -0.455 \text{ MPa}$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.ofte} := \left( \frac{N_{felt.ofte}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.ofte}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -12.464 \text{ MPa}$$

Tillatte spenninger:

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

$$K_{trykk.felt.ofte} := \text{if} (|\sigma_{c.ok.ofte}| \leq |\sigma_{c.ok.ofte}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$K_{streck.felt.ofte} := \text{if} (\sigma_{c.ok.ofte} \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Konklusjon:

Oppsummering: siden det er trykkspenning i hele tverrsnittet og denne er lavere enn fck trenger det ikke å beregnes for Stadium II for ofte forekommende lastkombinasjon. Kontroll for spenningsbegrensning er ok!

## Vedlegg A7: Rissviddebegrensninger

Rissviddebegrensning

$$A_{p.1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$E_s := 195000 \text{ MPa}$$

$$C_{nom.ok} := 130 \text{ mm}$$

$$E_{cm} := 44000 \text{ MPa}$$

$$C_{nom.uk} := 130 \text{ mm}$$

$$C_{min.dur.ok} := 100 \text{ mm}$$

$$C_{min.dur.uk} := 100 \text{ mm}$$

Generell input

Største stangdiameter:

$$\varnothing_s := 25 \text{ mm}$$

 Ekvivalent diameter for spennkabler:  
 Forhold:

$$\varnothing_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_{ptverr}} = 65.58 \text{ mm}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 4.432$$

Faktor i overkant:

$$k_{c.ok} := \frac{C_{nom.ok}}{C_{min.dur.ok}} = 1.3 \quad (3.25)$$

Faktor i underkant

$$k_{c.uk} := \frac{C_{nom.uk}}{C_{min.dur.uk}} = 1.3 \quad (3.25)$$

 Forhold mellom heftfasthet  
 for spennstål og  
 armeringsstål:

$$\xi := 0.15$$

Justert heftfasthetsforhold:

$$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} = 0.239$$

 Faktor avhengig av lastens  
 varighet:

$$k_t := 0.4$$

Beregning av rissvidder:

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Slakkarmering:

Grenseverdi for overkant:

$$W_{max.ok.perm} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_{c.ok} = 0.39 \text{ mm}$$

Grenseverdi for underkant:

$$W_{max.uk.perm} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_{c.uk} = 0.39 \text{ mm}$$

Spennarmering:

Grenseverdi for overkant:

$$W_{max.ok.spenn.perm} = \text{trykkavlastning}$$

Trykksonen i tversnittet:

$$\sigma_{c.uk.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = -2.095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -10.802 \text{ MPa}$$

Antar at spenningsfordelingen er lineær over tversnittet og vi har derfor trykk i hele tversnittet som det går frem av verdiene over. Det er derfor ikke nødvendig med rissviddekontroll for denne løsningen.



## Vedlegg A8: Nedbøyningsbegrensninger

Nedbøyningsberegninger: B90

$$h := 363 \text{ mm}$$

Trafikkklaster:

$$P := 500 \text{ kN} \quad \text{kjørebane 1 og kjørebane 2}$$

$$q := 24.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad b := 7030 \text{ mm}$$

$$L := 5.9 \text{ m} \quad I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.028 \text{ m}^4$$

Bøystivhet:

$$E := 44000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a_{PL} := 2.35 \text{ m} \quad \text{Avstand fra opplager til punktlasten}$$

Nedbøyning på grunn av trafikklast

$$\delta_1 := \frac{P \cdot a_{PL}}{24 \cdot (E \cdot I)} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot (a_{PL})^2) = 3.27 \text{ mm}$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.31 \text{ mm}$$

Den totale nedbøyningen fra trafikklast blir da:

$$\delta_{trafikk} := \delta_1 + \delta_2 = 3.58 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av egenvekt:

$$g_{egen} := 87.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{egen} \cdot L^4}{E \cdot I} = 1.122 \text{ mm}$$

Hvor den største tillatte nedbøyningen er:

$$\delta_{max} := \frac{L}{350} = 16.857 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av forspenning:

$$P_{max} := 1440 \text{ MPa} \cdot 1680 \text{ mm}^2 = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{max.1} := P_{max} \cdot 9 = (2.177 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$e_{uk} := 18.605 \text{ mm}$$

$$q_{forspenning} := -\frac{8 \cdot P_{max.1} \cdot e_{uk}}{L^2} = -93.096 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

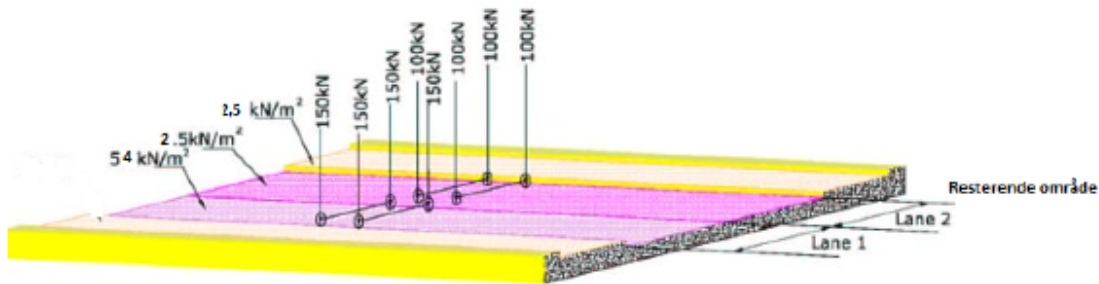
Total nedbøyning:

$$\delta_{forspenning} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{forspenning} \cdot L^4}{E \cdot I} = -1.191 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta_{trafikk} + \delta_{egenvekt} + \delta_{forspenning} = 3.51 \text{ mm}$$

$$\omega_{kontroll} := \text{if} (\delta_{tot} < \delta_{max}, \text{“Nedbøyning Ok”}, \text{“Nedbøyning ikke OK”}) = \text{“Nedbøyning Ok”}$$

## Vedlegg B: Beregning av laster for spennarmert B45



| Kjørebane         | Akslinglast [kN]                 | Jevnt fordelt last [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-------------------|----------------------------------|---|
| Kjørebane 1       | $Q_{1k}^* = 300 \cdot 1,0 = 300$ | $q_{1k}^* = 9,0 \cdot 0,6 = 5,4$        |
| Kjørebane 2       | $Q_{2k}^* = 200 \cdot 1,0 = 200$ | $q_{2k}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |
| Resterende område | $Q_{rk}^* = 0 \cdot 1,0 = 0$     | $q_{rk}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |

Jevnt fordelt last

$$q_1 := 5,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

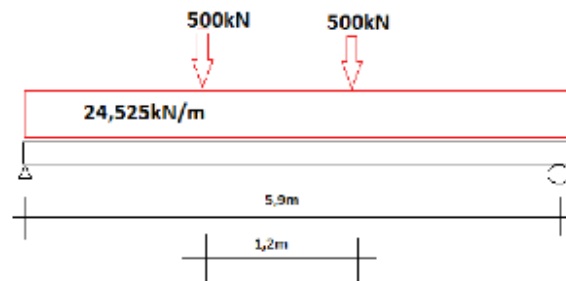
$$q_3 := 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,33 \text{ m} = 0,825 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := q_1 + q_2 + q_3 = 24,525 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_1 := 500 \text{ kN}$$

$$P_2 := 500 \text{ kN}$$

$$L := 5,9 \text{ m}$$



$$FB := \frac{q \cdot \frac{L^2}{2} + P_1 \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,6 \text{ m}\right) + P_2 \cdot \left(\frac{L}{2} + 0,6 \text{ m}\right)}{L} = 572,349 \text{ kN}$$

$$M_{\text{trafikk}} := FB \cdot \frac{L}{2} - q \cdot \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} - P_1 \cdot 0,6 \text{ m} = (1,282 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagere for egenvekt

$$g_1 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 7.03 \text{ m} \cdot 0.383 \text{ m} = 67.312 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt betongdekke}$$

$$g_2 := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7.03 \text{ m} = 21.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt slitelag}$$

$$g_3 := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt rekkverk (2 sider)}$$

Moment i bruksgrense

$$M_{self,b} := \frac{(g_1 + g_2 + g_3) \cdot L^2}{8} = 389.012 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg B1: Spennarmering for B45

Beregning av nødvendig spennarmering for Strauman 3 B45

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 25.5 \text{ MPa} \quad f_{pk} := 1700 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.36 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad \text{Etter låsetap}$$

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 0.007$$

$$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = (2.285 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Initiell oppspenningskraft}$$

Maks moment fra CSI Bridge:

$$M_{prestress} := 200 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed} := 2234 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad b_{1000} := 1000 \text{ mm}$$

$$d_{teoretisk} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.269 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 0.215 \text{ m} \quad M_{Rd} := M_{Ed} \quad b := 7030 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{p0} = 0.007$$

$$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$d := 220 \text{ mm}$$

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left( \frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon_{p0} \right)} = 1.018$$

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = (2.383 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad (3.14)$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot 7030 \text{ mm} \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = (3.056 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$



$$A_{p,1} := 9 \cdot 1680 \text{ mm}^2 = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$a_s := \frac{f_{pd} \cdot A_{p,1} + f_{yd} \cdot A_{s,min}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.688 \quad (3.15)$$

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot a_s \cdot (1 - 0.4 \cdot a_s) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (3.461 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.13)$$

Moment på grunn av egenvekt:

$$M_g := 389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Langtids E-modul

$$E_c := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} = (9.947 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Oppspenning:

$$P_{max} := A_{ptverr} \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Per kabel}$$

$$P_{max.tot} := P_{max} \cdot 9 = (2.177 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Kabel diameter:

$$\varnothing_p = 0.066 \text{ m}$$

Avstand fra tp  
spennarmering til tp i  
betong:

$$e_{uk} := y - UK_{overdekn} - \frac{\varnothing_p}{2} = 28.605 \text{ mm}$$

$$h := d + \frac{\varnothing_p}{2} + UK_{overdekn} = 0.383 \text{ m}$$

Andre arealmoment til  
tverrsnittet:

$$I_x := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (3.286 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$M_p := P_{max.tot} \cdot e_{uk} = 622.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning:  
Opptredende momen:t

$$M_{t.1} := (-P_{max.tot} \cdot e_{uk}) + M_g = -233.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende spennkabel  
areal:

$$A_{p.1} := A_{ptverr} \cdot 9 = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

## Vedlegg B2: Tidsavhengige tap

Kryptall og svinntøyning Strauman 3 med B45 betong

$$t_0 := 7 \quad f_{cm} := 53$$

Normert kryptall

Setter luftfuktighet lik 70% for platen (HBN400 5.3.3.2.2)

$$RH := 70\%$$

Antar at hele bruplaten utsettes for luft

$$u := (2 \cdot 7030 \text{ mm}) + (2 \cdot 373 \text{ mm}) = (1.481 \cdot 10^4) \text{ mm} \quad \text{EK2-1-1:Tillegg B.1(1)}$$

$$A_c := (373 \text{ mm} \cdot 7030 \text{ mm}) = (2.622 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := 2 \frac{A_c}{u} = 354.206 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad \alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\varphi_{RH} := \left( 1 + \left( \alpha_1 \cdot \frac{\left( 1 - \frac{RH}{100} \right)}{\left( 0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}} \right)} \right) \right) \cdot \alpha_2 = 1.886$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308 \quad \beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.635$$

Normert kryptall blir derfor:  $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2.763$

Kryptall ved 28 døgn

$$t := 28$$

$$\beta_H := \min \left( \left( 1.5 \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} \cdot \left( 1 + (0.0012 \cdot RH)^{18} \right) \right) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 734.469$$

$$\beta_{c,28} := \left( \frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right)^{0.3} = 0.341$$

$$\varphi_{t,28} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,28} = 0.943$$

Kryptall ved 100 år

$$t := 36500 \quad \beta_{c,1} := \left( \frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right)^{0.3} = 0.994$$

$$\varphi_{t,100.1} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,1} = 2.746$$

Svinntøyning ved 100 år

$$t_s := 7$$

$$f_{ck} := 45$$

$$RH_0 := 100$$

$$k_h := 0.7085$$

Ved intrapolisering

$$t := 36500$$

$$f_{cmo} := 10$$

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

Sementklasse N

$$\beta_{ds,t} := \frac{t-t_s}{(t-t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left( \frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}} = 0.993$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.55$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.603 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyning på grunn av uttørking:

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds,t} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.238 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.25})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Autogen svinntøyning:

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Total svinntøyning ved 100 år:

$$\epsilon_{cs,100} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 4.113 \cdot 10^{-4} \quad (3.19)$$

Kryptøyning ved tap av spennkraft:

Forenklet beregning:

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$t_0 := 7$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$\varphi := 2.619$$

$$f_{p0.1k} := 1600 \text{ MPa}$$

Betongens tverrsnittsareal:

$$A_c := (3.515 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal per kabel

$$A_{ptverr} := 1680 \text{ mm}^2$$

Ekvivalent diameter

$$\varnothing_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_{ptverr}} = 65.58 \text{ mm}$$

Overdekning for over- og underkant

$$UK_{overdekn} := 130 \text{ mm}$$

$$OK_{overdekn} := 130 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt, avstand fra UK:

$$y := \frac{\left( d + \frac{\varnothing_p}{2} + UK_{overdekn} \right)}{2} = 0.191 \text{ m}$$

Tap av spennkraft velger å benytte forenklet metode for utregning

$$A_{p,tot} := (2.362 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \epsilon_{cs} := -4.101 \cdot 10^{-4} \quad E_s := 195000 \text{ MPa}$$

$$A_c := h \cdot b = (2.691 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \quad \rho_{1000} := 2.5$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_c} = 19.603$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 2.722 \text{ m}^2$$

$$C_{nom} := 130 \text{ mm}$$

$$d_1 := h - UK_{overdekn} - \frac{\emptyset_p}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$e_p := d - \frac{h}{2}$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.328 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pi} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = (1.36 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.731$$

$$t := 500000$$

$$\varphi = 2.619$$

$$Z_{cp} := y - C_{nom} = 61.395 \text{ mm}$$

$$N_t := -P_{max} \cdot 9 = -2.177 \cdot 10^4 \text{ kN}$$

$$I_t := I + A_c \cdot (y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (3.943 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 60.934 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$\eta_{kort} := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417$$

$$A_{t,kort} := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p,1} = (2.758 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_{t,kort} := \left( \frac{(\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p,1} \cdot e_p}{A_{t,kort}} \right) = 0.693 \text{ mm}$$

$$M_{t,kort} := N_t \cdot (e_p - y_{t,kort}) + M_g = -218.727 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{c,t,kort} := \left( \frac{N_t}{A_{t,kort}} \right) - \left( \frac{M_{t,kort}}{I_t} \right) \cdot (e_p - y_{t,kort}) = -7.88 \text{ MPa}$$

Total tidsavhengig spenningsreduksjon:  
EK2 1-1-5-10-6 (5.46)

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\left( |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \left( \frac{E_p}{E_{cm}} \right) \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.kort}| \right)}{\left( 1 + \left( \frac{E_p}{E_{cm}} \right) \cdot \left( \frac{A_{p.1}}{A_c} \right) \cdot \left( 1 + \left( \frac{A_c}{I_t} \right) \cdot Z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) \right)} = 219.307 \text{ MPa}$$

$$P_{0,max} := 1440 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap:

$$\varepsilon_{tot2} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{P_{0,max}} \cdot 100 = 15.23 \quad \text{Prosent}$$

Oppspenningskraft per  
kabel:

$$\min(0.8 \cdot fpk, 0.9 \cdot fp0.1k) = (1.44 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$P_{0,red} := \min(0.8 \cdot fpk, 0.9 \cdot fp0.1k) - \Delta\sigma_{p.c.s.r} = (1.221 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Reduksjon av moment pga  
spennkraft

$$M_{p,red} := P_{0,red} \cdot A_{p.1} \cdot e_{uk} = 527.957 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tap av moment pga spennkraft som et resultat av Kryp, Svinn og Relaksasjon

$$M_{KSR} := M_p - M_{p,red} = 94.852 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



## Vedlegg B3: Temperaturlast

Verifikasjon av temperaturlast

$$\Delta T_{m,heat} := 15$$

$$\alpha_T := 10^{-5}$$

$$E := 44000 \frac{N}{mm^2}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$EI := E \cdot I = (1.735 \cdot 10^7) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\Delta T_g := \frac{\Delta T_{m,heat}}{2} = 7.5$$

$$\varepsilon_0 := \alpha_T \cdot \Delta T_g = 7.5 \cdot 10^{-5}$$

Krumning blir da:

$$k_{om} := \frac{\varepsilon_0}{\frac{h}{2}} = (3.919 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

Totalt moment  $M_0$

$$M_0 := E \cdot I \cdot k_{om} = (6.799 \cdot 10^3) \frac{60000}{59999} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg B4: Skjærkrefter

Skjærkraftkapasitet for spennarmert B45

$$b = 7.03 \text{ m} \qquad z := 0.85 \cdot d = 187 \text{ mm} \qquad f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$A_c = (2.691 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \qquad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} := 1627 \text{ kN} \qquad \text{Verdi hentet fra CSI Bridge}$$

Velger å sette inn slakkarmering i henhold til minimumskravet

$$N_{Ed} := 19042 \text{ kN}$$

$$A_{p.1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = (3.056 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 := \frac{A_{p.1} + A_{s.min}}{b \cdot d} = 0.012 \qquad \rho_1 := 0.012 \qquad \text{Skal være mindre eller lik 0.02}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.953 \qquad \text{Skal være mindre enn 2.0, dvs OK}$$

$$k_1 := 0.15 \qquad k_2 := 0.18 \qquad \gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \qquad f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 7.076 \text{ MPa} \qquad \sigma_{cp1} := 5.1 \text{ MPa} \qquad \text{Skal være mindre enn } 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \text{ MPa, ikke ok!}$$

$$V_{Rd,c} := \left( \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp1} \right) = 1.651 \text{ MPa} \qquad (3.12)$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^3 \cdot f_{ck}^2 \cdot \left( \frac{N}{mm^2} \right)^{0.5} = 0.641 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 1.702 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmring:

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) \cdot b \cdot d = (2.633 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kontroll:

$$K_{kontroll.skjærstrekk} := \text{if}(V_{Rd.c} > V_{Ed}, \text{“Ikke behov for skjærarm”}, \text{“Behov for skjærarm”})$$

$$K_{kontroll.skjærstrekk} = \text{“Ikke behov for skjærarm”}$$

Kontroll av skjærtrykkapasitet:

$$v_1 := 0.6$$

$$\tan\phi := 1$$

$$\cot\phi := 1.0$$

$$z := 0.9 \cdot d = 198 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,max} := v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{1}{\cot\phi + \tan\phi} = (1.065 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$K_{kontroll.skjærtrykk} := \text{if}(V_{Rd,max} > V_{Ed}, \text{"Ikke behov for skjærarm"}, \text{"Behov for skjærarm"})$$

$$K_{kontroll.skjærtrykk} = \text{"Ikke behov for skjærarm"}$$

## Vedlegg B5: Torsjon

Torsjonskapasitet i henhold til EK2-

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 434.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 7.076 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} := 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 1.806$$

$$0.25 \cdot f_{cd} = 6.375 \text{ MPa}$$

$$0.5 \cdot f_{cd} = 12.75 \text{ MPa}$$

$$T_{Ed} := 1647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1.0 \cdot f_{cd} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$b = 7030 \text{ mm}$$

$$h = 0.383 \text{ m}$$

$$A_{torsjon} := b \cdot h = (2.691 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Ytre omkrets av tverrsnittet:

$$u := 2 \cdot (b + h) = (1.483 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Effektiv veggtykkelse:

$$t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u} = 181.512 \text{ mm}$$

Torsjonskapasitet for trykkbrudd:

$$f_{ck} := 45$$

$$A_k := (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = (1.378 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.492$$

$$\theta := 45^\circ$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = (5.67 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.17)$$

$$V_{Rd,max} = (1.065 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = (1.627 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.443 \quad (3.16) \quad \text{ihht EK2-1-1:6.3.2(4) formel}$$

Trykkapasiteten er derfor tilstrekkelig siden det er mindre enn 1.0



## Vedlegg B6: Spenningsbegrensninger

Generelle input

$$h = 0.383 \text{ m}$$

$$b := 7030 \text{ mm} \quad E_p = (1.95 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$E_c := 36000 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{100} := 2.619 \quad E_{cm} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{100}} = (9.947 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 19.603$$

Betongen

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$A_c = (2.691 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_c := \frac{h}{2} = 191.395 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cs} := 4.101 \cdot 10^{-4}$$

$$I_{c,x} := \frac{b \cdot h^3}{12} = (3.286 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Slakkarmering

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

Spennarmering

$$f_{p0.1k} = (1.6 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = (1.86 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} := 1360 \text{ MPa}$$

$$A_{p,1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$P_{max} = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$C_{nom} = 130 \text{ mm}$$

$$n_{k, felt} := 9$$

Overdekning slakkarm.

$$C_{nom, uk} := 115 \text{ mm} \quad C_{min, dur} := 35 \text{ mm} \quad d_{slakk, uk} := h - C_{nom, uk} - \frac{25}{2} \text{ mm} = 255.29 \text{ mm}$$

Effektiv høyde til spennarmering

$$d = 0.22 \text{ m}$$

$$d_{\text{middel.uk}} := \frac{(d_{\text{stakk.uk}} + d)}{2} = 237.645 \text{ mm}$$

Spenningsbegrensning

Karakteristisk lastkombinasjon

$$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12} = (1.108 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

Spennarm i felt

$$A_{p.1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\eta = 19.603$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p.1} = (2.972 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Avstand fra tpb til arm:

$$e_{p.felt} := d_{\text{middel.uk}} - y = 46.25 \text{ mm}$$

Beliggenhet av tp

$$y_t := \frac{((\eta - 1) \cdot A_{p.1} \cdot e_{p.felt})}{A_t} = 4.377 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om tp:

$$I_t := I_x + A_c \cdot (y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.1} \cdot (e_{p.felt} - y_t)^2 = (3.34 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Opptredende moment og aksialkraft som virker i snittet, hentet fra CSi Bridge!

Karakteristisk lastkombinasjon

$$N_{\text{felt.kar}} := -17144 \text{ kN}$$

$$M_{\text{felt.kar}} := 1172 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tillatte spenninger:  $\sigma_{c.tillatt} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$  (3.20)

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.kar} := \left( \frac{N_{felt.kar}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.kar}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = 0.794 \text{ MPa}$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.kar} := \left( \frac{N_{felt.kar}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.kar}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -12.637 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen

$$K_{trykk.felt} := \text{if} (\sigma_{c.ok.kar} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$K_{strek.felt} := \text{if} (\sigma_{c.uk.kar} \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Oppsummering: siden det er trykkspenning i hele tverrsnittet og denne er lavere enn  $f_{ck}$  trenger det ikke å beregnes for Stadium II for karakteristisk lastkombinasjon. Kontroll for spenningsbegrensning er ok!

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Stadium I, urisset betong.

$$N_{felt.perm} := -17715 \text{ kN}$$

$$M_{felt.perm} := 504 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Underkant av tverrsnittet:  
Betongspenninger:

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = -3.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -8.914 \text{ MPa}$$

Tillatte spenninger:  $\sigma_{c.tillatt.perm} := 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$  (3.21)

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

$$K_{trykk.felt.perm} := \text{if} (\sigma_{c.ok.perm} \leq \sigma_{c.tillatt.perm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$K_{streck.felt.perm} := \text{if} (\sigma_{c.uk.perm} \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Oppsummering: siden det er trykkspenning i hele tverrsnittet og denne er lavere enn  $f_{ck}$  trenger det ikke å beregnes for Stadium II for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Kontroll for spenningsbegrensning er ok!

Ofte forekommende lastkombinasjon:

Stadium I, urisset betong.

$$N_{felt.ofte} := -17670.9 \text{ kN}$$

$$M_{felt.ofte} := 762 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenninger:

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.ofte} := \left( \frac{N_{felt.ofte}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.ofte}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = -1.679 \text{ MPa}$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.ofte} := \left( \frac{N_{felt.ofte}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.ofte}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -10.411 \text{ MPa}$$

Tillatte spenninger:

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

$$K_{trykk.felt.ofte} := \text{if} (|\sigma_{c.ok.ofte}| \leq |\sigma_{c.ok.ofte}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$K_{strek.felt.ofte} := \text{if} (\sigma_{c.uk.ofte} \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Konklusjon:

Oppsummering: siden det er trykkspenning i hele tverrsnittet og denne er lavere enn  $f_{ck}$  trenger det ikke å beregnes for Stadium II for ofte forekommende lastkombinasjon. Kontroll for spenningsbegrensning er ok!

## Vedlegg B7: Rissviddebegrensninger

Rissviddebegrensning

$$A_{p.1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$E_s := 195000 \text{ MPa}$$

$$C_{nom.ok} := 130 \text{ mm}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$C_{nom.uk} := 130 \text{ mm}$$

$$C_{min.dur.ok} := 100 \text{ mm}$$

$$C_{min.dur.uk} := 100 \text{ mm}$$

Generell input

Største stangdiameter:

$$\varnothing_s := 25 \text{ mm}$$

Ekvivalent diameter for spennkabler:  
Forhold:

$$\varnothing_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_{ptverr}} = 65.58 \text{ mm}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.417$$

Faktor i overkant:

$$k_{c.ok} := \frac{C_{nom.ok}}{C_{min.dur.ok}} = 1.3 \quad (3.25)$$

Faktor i underkant

$$k_{c.uk} := \frac{C_{nom.uk}}{C_{min.dur.uk}} = 1.3 \quad (3.25)$$

Forhold mellom heftfasthet  
for spennstål og  
armeringsstål:

$$\xi := 0.15$$

Justert heftfasthetsforhold:

$$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} = 0.239$$

Faktor avhengig av lastens  
varighet:

$$k_t := 0.4$$



Beregning av rissvidder:

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Slakkarmering:

Grenseverdi for overkant:

$$W_{max.ok.perm} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_{c.ok} = 0.39 \text{ mm}$$

Grenseverdi for underkant:

$$W_{max.uk.perm} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_{c.uk} = 0.39 \text{ mm}$$

Spennarmering:

Grenseverdi for overkant:

$$W_{max.ok.spenn.perm} = \text{trykkavlastning}$$

Trykksonen i tversnittet:

$$\sigma_{c.uk.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (y - y_t) = -3.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.perm} := \left( \frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left( \frac{M_{felt.perm}}{I_t} \right) \cdot (-y - y_t) = -8.914 \text{ MPa}$$

Antar at spenningsfordelingen er lineær over tverrsnittet og vi har derfor trykk i hele tverrsnittet som det går frem av verdiene over. Det er derfor ikke nødvendig med rissviddekontroll for denne løsningen.

## Vedlegg B8: Nedbøyningsbegrensninger

Nedbøyningsberegninger: B45

$$h := 383 \text{ mm}$$

Trafikklaster:

$$P := 500 \text{ kN} \quad \text{kjørebane 1 og kjørebane 2}$$

$$q := 24.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$b := 7030 \text{ mm}$$

$$L := 5.9 \text{ m}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.033 \text{ m}^4$$

Bøystivhet:

$$E := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a_{PL} := 2.35 \text{ m}$$

Avstand fra opplager til punktlasten

Nedbøyning på grunn av trafikklast

$$\delta_1 := \frac{P \cdot a_{PL}}{24 \cdot (E \cdot I)} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot (a_{PL})^2) = 3.402 \text{ mm}$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.323 \text{ mm}$$

Den totale nedbøyningen fra trafikklast blir da:

$$\delta_{trafikk} := \delta_1 + \delta_2 = 3.725 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av egenvekt:

$$g_{egen} := 89.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{egen} \cdot L^4}{E \cdot I} = 1.19 \text{ mm}$$

Hvor den største tillatte nedbøyningen er:

$$\delta_{max} := \frac{L}{350} = 16.857 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av forspenning:

$$P_{max} := 1440 \text{ MPa} \cdot 1680 \text{ mm}^2 = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{max.1} := P_{max} \cdot 9 = (2.177 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$e_{uk} := 18.605 \text{ mm}$$

$$q_{forspenning} := -\frac{8 \cdot P_{max.1} \cdot e_{uk}}{L^2} = -93.096 \frac{kN}{m}$$

Total nedbøyning:

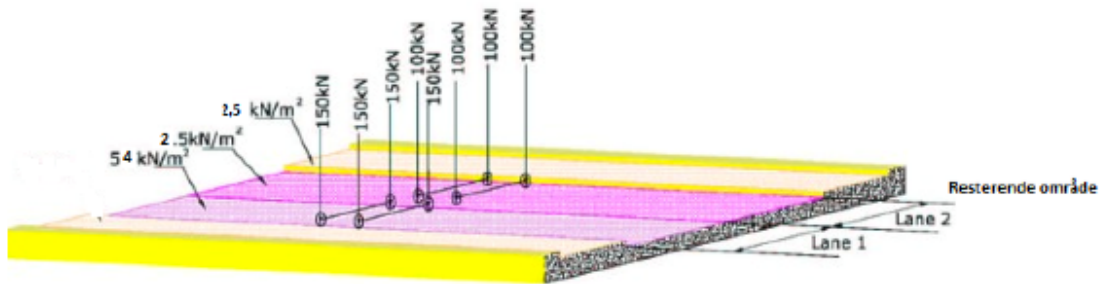
$$\delta_{forspenning} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{forspenning} \cdot L^4}{E \cdot I} = -1.24 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta_{trafikk} + \delta_{egenvekt} + \delta_{forspenning} = 3.676 \text{ mm}$$

$$\omega_{kontroll} := \text{if} (\delta_{tot} < \delta_{max}, \text{"Nedbøyning Ok"}, \text{"Nedbøyning ikke OK"}) = \text{"Nedbøyning Ok"}$$

## Vedlegg C: Slakkarmert B90

## Vedlegg C1: Generelle input



| Kjørebane         | Akslinglast [kN]                 | Jevnt fordelt last [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-------------------|----------------------------------|---|
| Kjørebane 1       | $Q_{1k}^* = 300 \cdot 1,0 = 300$ | $q_{1k}^* = 9,0 \cdot 0,6 = 5,4$        |
| Kjørebane 2       | $Q_{2k}^* = 200 \cdot 1,0 = 200$ | $q_{2k}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |
| Resterende område | $Q_{rk}^* = 0 \cdot 1,0 = 0$     | $q_{rk}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |

Jevnt fordelt last

$$q_1 := 5,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

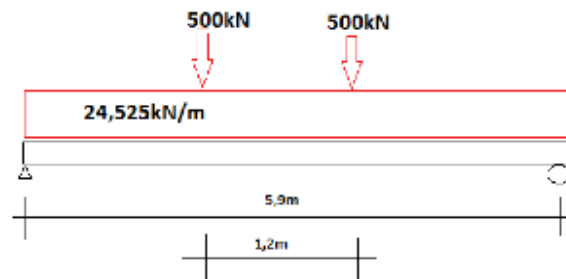
$$q_3 := 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,33 \text{ m} = 0,825 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := q_1 + q_2 + q_3 = 24,525 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_1 := 500 \text{ kN}$$

$$P_2 := 500 \text{ kN}$$

$$L := 5,9 \text{ m}$$



$$FB := \frac{q \cdot \frac{L^2}{2} + P_1 \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,6 \text{ m}\right) + P_2 \cdot \left(\frac{L}{2} + 0,6 \text{ m}\right)}{L} = 572,349 \text{ kN}$$

$$M_{\text{trafikk}} := FB \cdot \frac{L}{2} - q \cdot \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} - P_1 \cdot 0,6 \text{ m} = (1,282 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagere for egenvekt

$$g_1 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 7.03 \text{ m} \cdot 0.456 \text{ m} = 80.142 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt betongdekke

$$g_2 := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7.03 \text{ m} = 21.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt slitelag, obs:  
denne er satt over hele  
bredden i CSI

$$g_3 := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt rekkverk (2 sider)

Moment i bruksgrense

$$M_{self,b} := \frac{(g_1 + g_2 + g_3) \cdot L^2}{8} = 444.837 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



## Dimensjonering av bru

## Beregning av armeringskrav

## Materialegenskaper for Strauman 3

Betong: B90

$$f_{ck} := 90 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 5.0 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

## Forutsetninger

Valg av lengdearmering:

$$\phi_l := 32 \text{ mm}$$

$$A_{32} := \pi \cdot \frac{\phi_l^2}{4} = 804.248 \text{ mm}^2$$

Valg av bøylearmering

$$\phi_b := 20 \text{ mm}$$

$$A_{20} := \pi \cdot \frac{\phi_b^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Nominell overdekning

$$C_{min,dur} := 100 \text{ mm} \quad \text{tabell NA.4.4.N}$$

$$\Delta C_{dur,\gamma} := 10 \text{ mm}$$

$$C_{min,b} := \max(\phi_l, 10 \text{ mm}) = 32 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 15 \text{ mm}$$

$$C_{min} := \max(C_{min,b}, C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma}, 10 \text{ mm}) = 110 \text{ mm}$$

$$C_{nom,ok} := C_{min,dur} + \Delta C_{dev} + \Delta C_{dur,\gamma} = 125 \text{ mm}$$

$$C_{nom,uk} := C_{min,dur} + \Delta C_{dev} = 115 \text{ mm}$$

### Krav til lengdearmering for Strauman 3

Tverrsnitt:  $b := 7030 \text{ mm}$

Bestemmelse av effektivhøyden  $d$ :

$M_{Ed} := 2300 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Se Excel og/eller CSI-bridge for bestemmelse av moment

$K := 0.161$   $b_p := 1000 \text{ mm}$

$d_{teoretisk} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{K \cdot f_{cd} \cdot b}} = 199.613 \text{ mm}$

Velger å legge inn overdekning i effektivhøyden for å ta høyde for det strenge overdekningskravet.

$d := 200 \text{ mm} + C_{nom.ok} = 0.325 \text{ m}$

Kapasitet

$h := d + C_{nom.uk} + \frac{\phi_t}{2} = 456 \text{ mm}$

$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (6.097 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Minimum lengdearmering i underkant

$A_{s,min.uk} := \max\left(0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = (5.94 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Antall stenger:  $n_{uk} := \frac{A_{s,min.uk}}{A_{32}} = 7.386$   $n_{uk} := 8$

Maksimal avstand mellom stenger

$a := \frac{b - 2 \cdot C_{nom.uk} - 2 \cdot \phi_b - 2 \cdot n_{uk} \cdot \phi_t}{n_{uk} - 1} = 892.571 \text{ mm}$

Maksimal mulig senteravstand

$s := a + \phi_t = 924.571 \text{ mm}$

Krav til senteravstand

$S_{max} := 200 \text{ mm}$   $S_{normal} := 150 \text{ mm}$

Mengdekrav til skjærarmering

Minste skjærarmeringsareal

$$\rho_{w.min} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.002$$

Vinkel mellom lengdeakse og skjærarmering

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Forutsetter minimal lengdearmering i overkant og underkant

$$d' := C_{nom.ok} + \phi_b + \frac{\phi_l}{2} = 161 \text{ mm}$$

$$h' := d - d' = 164 \text{ mm}$$

Største senteravstand

$$S_{l,max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 98.4 \text{ mm}$$

Største senteravstand oppbøyde stenger

$$S_{b,max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 98.4 \text{ mm}$$

Største senteravstand i tverretning

$$S_{l,max} := \min(h', 600 \text{ mm}) = 164 \text{ mm}$$

## Dimensjonering av Strauman 3 Slakkarmert B90

Strauman 3 dimensjoneres for moment, skjær og torsjon

Betong: B90  $f_{ck} := 90 \text{ MPa}$   $\gamma_c := 1.5$   $\alpha_{cc} := 0.85$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 5.0 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

## Armeringsdata

Bøylearmering:  $\phi_b := 20 \text{ mm}$   $A_{20} = 314.159 \text{ mm}^2$

Hovedarmering  $\phi_l = 32 \text{ mm}$

Overdekning  $C_{nom,uk} = 115 \text{ mm}$

Effektivhøyde  $d = 325 \text{ mm}$

Nødvendig strekkarmering  $A_{s,32} := 804 \text{ mm}^2$

$$Z := 0.835 \cdot d = 271.375 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot Z} = (1.949 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Antall stenger  $n := \frac{A_s}{A_{s,32}} = 24.245$   $n := 25$

Senteravstand  $S := \frac{b}{n} = 281.2 \text{ mm}$

Krav til maksimal senteravstand

$$S_{max} := \min(2 \cdot h_s, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm} \quad h_s := d + C_{nom.uk} + \frac{\phi_l}{2} = 0.456 \text{ m}$$

Velger Ø32s250mm

Svinn og fordelings armering

$$A_{s.svinn} := 0.2 \cdot A_s = (3.899 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Må settes større eller lik}$$

$$\phi_{svinn} := 20 \text{ mm}$$

$$A_{svinn} := \pi \cdot \frac{(\phi_{svinn})^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n_{svinn} := \frac{A_{s.svinn}}{A_{svinn}} = 12.41$$

$$S_{svinn} := \frac{b}{n_{svinn}} = 566.486 \text{ mm}$$

Velger svinn og fordelingsarm til Ø20s560mm

## Vedlegg C2: Skjær

Skjærdimensjonering  $V_{Ed} := 1603 \text{ kN}$

Materialdata

Betong: B90  $f_{ck} := 90 \text{ MPa}$   $\gamma_c := 1.5$   $\alpha_{cc} := 0.85$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 5.0 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC  $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$   $\gamma_s := 1.15$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

De dimensjonerende skjærkreftene er lokalisert ved opplegg

Dimensjonerende skjærkapasitet uten skjærarmoring  $A_{st} := A_{s,32} \cdot n = (2.01 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

$$k := \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{\text{mm}}}}, 2 \right) = 1.784$$

$$k_1 := 0.15 \quad k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

Minste skjærkapasitet knyttet til hovedstrekbrudd

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^2 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.792$$

$$v_{min} := 0.468 \text{ MPa}$$

Armeringsforhold

$$\rho_{L,1} := \min \left( \frac{A_{st}}{b \cdot d}, 0.02 \right) = 0.009$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot b \cdot d = (1.069 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad f_{ck_1} := 90$$

$$V_{Rd,c1} := \left( C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{L,1} \cdot f_{ck_1})^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \text{ MPa} = (2.101 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (3.12)$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c.min}) = (2.101 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$K_{kontroll.skjærstrekk} := \text{if}(V_{Rd.c} > V_{Ed}, \text{“Ikke behov for skjærarm”}, \text{“Behov for skjærarm”})$

$K_{kontroll.skjærstrekk} = \text{“Ikke behov for skjærarm”}$



## Vedlegg C3: Torsjon

## Torsjonsdimensjonering

## Materialdata

Betong: B90

$$f_{ck} := 90 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 5.0 \text{ MPa} \quad f_{ctk_{0.05}} := 3.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ctk_{0.05}}}{\gamma_c} = 1.983 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

Bredde

$$b = (7.03 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Høyde

$$h_s = 456 \text{ mm}$$

Areal

$$A := b \cdot h_s = (3.206 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Omkrets

$$u := 2 \cdot (b + h_s) = (1.497 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Effektiv veggtykkelse

$$t_{eff.slakk} := \max \left( \frac{A}{u}, 2 \cdot \left( C_{nom.uk} + \phi_b + \frac{\phi_l}{2} \right) \right)$$

$$t_{eff.slakk} = 302 \text{ mm}$$

Effektiv areal inkludert hulrom

$$A_{k.s} := (h_s - t_{eff.slakk}) \cdot (b - t_{eff.slakk}) = (1.036 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Effektiv omkrets

$$u_{k.s} := 2 \cdot (h_s - t_{eff.slakk}) + 2 \cdot (b - t_{eff.slakk}) = (1.376 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

### Kapasitetskontroll for torsjon

Dimensjonerende torsjonskapasitet

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.384 \quad \theta := 45^\circ \quad \alpha_{cw} := 1$$

$$A_{torsjon} := b \cdot h_S = (3.206 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u} = 214.112 \text{ mm}$$

$$A_{k.2} := (b - t_{ef}) \cdot (h_S - t_{ef}) = (1.649 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_{k.s} \cdot t_{eff,slakk} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = (6.128 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.17)$$

Torsjonsmoment som gir opprissing

$$T_{Rd,c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_{k.2} \cdot t_{ef} = (1.4 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{Ed} := 1647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Kapasitetskontroll for kombinert effekt av skjærkraft og torsjon

Total torsjonskapasitet  $T_{Rd,max} = (6.128 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende skjærkraft  $V_{Ed} = (1.603 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Indre momentarm  $Z = 271.375 \text{ mm}$

Skjærkapasitet  $V_{Rd,max} = (1.205 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Kapasitetskrav

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.402 \quad \ll 1.0 \quad (3.16)$$

## Vedlegg C4: Rissviddebegrensning

## Riss og rissviddekontroll

Tverrsnittsdata:

$$b := 7030 \text{ mm}$$

$$h_S := 456 \text{ mm}$$

Betong B90

$$E_{cm} := 44000 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 5.0 \text{ MPa}$$

$$E_c := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{0bru}} = (2.437 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Armeringsdata B500NC:

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

lengdearmering i strekksone:

$$A_{s,tot} = (2.059 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$C_{nom.uk} = 115 \text{ mm}$$

$$d = 325 \text{ mm}$$

Dimensjonerende moment

$$\eta := \frac{E_s}{E_c} = 8.206$$

$$A_c := b \cdot h_S = (3.206 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\alpha d := \frac{(A_c \cdot 0.5 \cdot h_S + \eta \cdot A_{s,tot} \cdot d)}{A_c + \eta \cdot A_{s,tot}} = 0.233 \text{ m}$$

$$I_{st} := A_{s,tot} \cdot (d - \alpha d)^2 = (1.748 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{cl} := \frac{(b \cdot h_S^3)}{12} + b \cdot h_S \cdot \left( \alpha d - \frac{h_S}{2} \right)^2 = 0.056 \text{ m}^4$$

$$M_{riss} := \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{st}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = (1.279 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Beregning av bøyestivhet

Forholdstall

$$\rho := \frac{A_{s,tot}}{b \cdot d} = 0.009$$

$$\eta = 8.206$$

$$f := 0$$

$$\mu' := 0$$

Rektanulært  
tverrsnitt

Ingen trykkarmering

$$A := \eta \cdot (\rho - \mu') + f = 0.074$$

$$B := 0 \quad \text{Spesialtilfelle for rektangulær plate}$$

$$\alpha := \sqrt{A^2 + 2 \cdot A - 2 \cdot B} - A = 0.318$$

$$\text{Nøytralakse} \quad \chi := \alpha d = 232.857 \text{ mm}$$

Betongens treghetsmoment

$$I_{\beta\beta} := \frac{b \cdot (\alpha d)^3}{12} + b \cdot \alpha d \cdot \left(\frac{\alpha d}{2}\right)^2 = (2.959 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Armeringens treghetsmoment

$$I_s := A_{s,tot} \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = (1.013 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet

$$EI := E_c \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s = (9.237 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Armeringsspenning

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{riss}}{EI} \cdot (d - \chi) = 25.509 \text{ MPa}$$

Beregning av rissvidde etter EC2 avsnitt 7.3.4

Effektivt betongareal i strekksone

$$h_{c,eff1} := \min \left( 2.5 \cdot (h_S - d), \left( \frac{h - \chi}{3} \right), \frac{h_S}{2} \right) = 74.381 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := \max (h_{c,eff1}, (h_S - d) + 1.5 \cdot \phi_l) = 179 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b_p = (1.79 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\text{Forholdstall} \quad \rho_{p,eff} := \frac{A_{s,tot}}{A_{c,eff}} = 0.115 \quad \alpha_\epsilon := \frac{E_s}{E_{cm}} = 4.545$$

$$\text{Faktor for lastens varighet} \quad k_t := 0.4 \quad \text{langvarig belastning}$$

Midlere tøyingsdifferanse

$$A := \max \left( \left( \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 - \alpha_\epsilon \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \right), 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 8.607 \cdot 10^{-5}$$

Avstand mellom armering i strekksonen

Krav

$$S_{\text{litet}} := 5 \cdot \left( C_{\text{nom.uk}} + \frac{\phi_l}{2} \right) = 655 \text{ mm}$$

Bruker linging 7.11 i EC2

|                |                                |
|----------------|--------------------------------|
| $k_1 := 0.8$   | tar høyde for heftegenskaper   |
| $k_2 := 0.5$   | tar høyde for tøyingsfordeling |
| $k_3 := 3.4$   | tatt fra N.A. 7.3.4            |
| $k_4 := 0.425$ | tatt fra N.A. 7.3.4            |

$$S_{r,max} := k_3 \cdot C_{\text{nom.uk}} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi_l}{\rho_{p,eff}} = 769.292 \text{ mm}$$

Risssidde og risssiddekontroll

$$k_c := \frac{C_{\text{nom.uk}}}{C_{\text{min.dur}}} = 1.15 \quad (3.25) \quad k_c \leq 1.3 \quad k_c := 1.3$$

$$w_{k,max} := 0.30 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$$

$$w_k := S_{r,max} \cdot A = 0.066 \text{ mm} \quad w_{k,max} < 0.39$$

$$K_{\text{kontroll,riss}} := \text{if} (w_k \leq w_{k,max}, \text{“Risssidde OK”}, \text{“Risssidde Ikke OK”}) = \text{“Risssidde OK”}$$

## Vedlegg C6: Nedbøyningsbegrensning



Nedbøyningsberegninger:

Trafikklast:  $P := 500 \text{ kN}$  kjørebane 1 og kjørebane 2

$$q := 24.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L := 5.9 \text{ m}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (5.555 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet:

$$E := 44000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a_{PL} := 2.35 \text{ m}$$

Avstand fra opplager til punktlasten

Nedbøyning på grunn av trafikklast

$$\delta_1 := \frac{P \cdot a_{PL}}{24 \cdot (E \cdot I)} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot (a_{PL})^2) = 1.649 \text{ mm}$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.157 \text{ mm}$$

Den totale nedbøyningen fra trafikklast blir da:

$$\delta_{trafikk} := \delta_1 + \delta_2 = 1.806 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av egenvekt:

$$g_{egen} := 102 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{egen} \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.658 \text{ mm}$$

Hvor den største tillatte nedbøyningen er:

$$\delta_{max} := \frac{L}{350} = 16.857 \text{ mm}$$

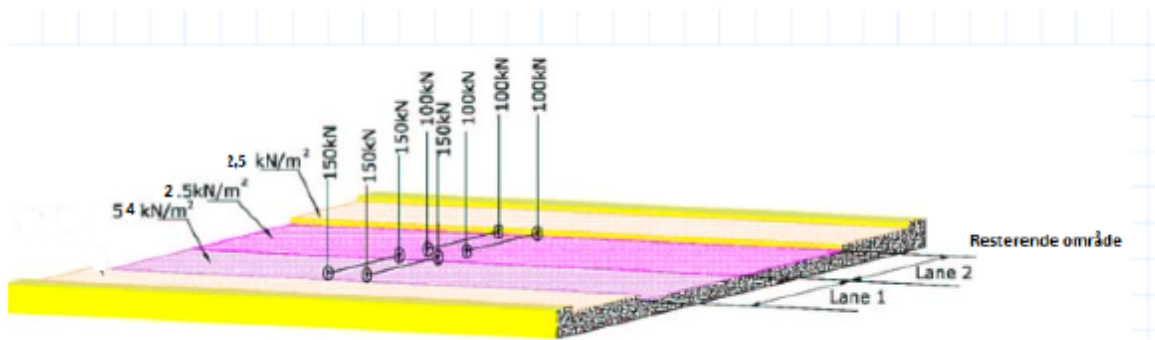
Total nedbøyning:

$$\delta_{tot} := \delta_{trafikk} + \delta_{egenvekt} = 2.464 \text{ mm}$$

$$\omega_{kontroll} := \text{if}(\delta_{tot} < \delta_{max}, \text{"Nedbøyning Ok"}, \text{"Nedbøyning ikke OK"}) = \text{"Nedbøyning Ok"}$$

## Vedlegg D: Slakkarmert B45

## Vedlegg D1: Generell input



| Kjørebane         | Akslinglast [kN]                 | Jevnt fordelt last [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-------------------|----------------------------------|---|
| Kjørebane 1       | $Q_{1k}^* = 300 \cdot 1,0 = 300$ | $q_{1k}^* = 9,0 \cdot 0,6 = 5,4$        |
| Kjørebane 2       | $Q_{2k}^* = 200 \cdot 1,0 = 200$ | $q_{2k}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |
| Resterende område | $Q_{rk}^* = 0 \cdot 1,0 = 0$     | $q_{rk}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |

Jevnt fordelt last

$$q_1 := 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 16.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

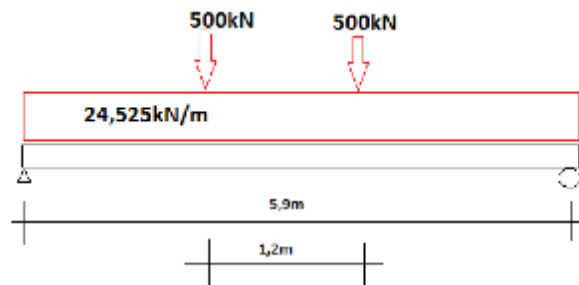
$$q_3 := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.33 \text{ m} = 0.825 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := q_1 + q_2 + q_3 = 24.525 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_1 := 500 \text{ kN}$$

$$P_2 := 500 \text{ kN}$$

$$L := 5.9 \text{ m}$$



$$FB := \frac{q \cdot \frac{L^2}{2} + P_1 \cdot \left(\frac{L}{2} - 0.6 \text{ m}\right) + P_2 \cdot \left(\frac{L}{2} + 0.6 \text{ m}\right)}{L} = 572.349 \text{ kN}$$

$$M_{\text{trafikk}} := FB \cdot \frac{L}{2} - q \cdot \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} - P_1 \cdot 0.6 \text{ m} = (1.282 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagere for egenvekt

$$g_1 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 7.03 \text{ m} \cdot 0.456 \text{ m} = 80.142 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt betongdekke

$$g_2 := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7.03 \text{ m} = 21.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt slitelag, obs:  
denne er satt over hele  
bredden i CSI

$$g_3 := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt rekkverk (2 sider)

Moment i bruksgrense

$$M_{self,b} := \frac{(g_1 + g_2 + g_3) \cdot L^2}{8} = 444.837 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Dimensjonering av bru

## Beregning av armeringskrav

## Materialegenskaper for Strauman 3

Betong: B45

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

## Forutsetninger

Valg av lengdearmering:

$$\phi_l := 32 \text{ mm}$$

$$A_{32} := \pi \cdot \frac{\phi_l^2}{4} = 804.248 \text{ mm}^2$$

Valg av bøylearmering

$$\phi_b := 20 \text{ mm}$$

$$A_{20} := \pi \cdot \frac{\phi_b^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Nominell overdekning

$$C_{min.dur} := 100 \text{ mm} \quad \text{tabell NA.4.4.N}$$

$$\Delta C_{dur.\gamma} := 10 \text{ mm}$$

$$C_{minb} := \max(\phi_l, 10 \text{ mm}) = 32 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 15 \text{ mm}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{min.dur} + \Delta C_{dur.\gamma}, 10 \text{ mm}) = 110 \text{ mm}$$

$$C_{nom.ok} := C_{min.dur} + \Delta C_{dev} + \Delta C_{dur.\gamma} = 125 \text{ mm}$$

$$C_{nom.uk} := C_{min.dur} + \Delta C_{dev} = 115 \text{ mm}$$

### Krav til lengdearmring for Strauman 3

Tverrsnitt:  $b := 7030 \text{ mm}$

Bestemmelse av effektivhøyden  $d$ :

$M_{Ed} := 2200 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$  Se Excel og/eller CSI-bridge for bestemmelse av moment

$K := 0.275$   $b_p := 1000 \text{ mm}$

$d_{teoretisk} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{K \cdot f_{cd} \cdot b}} = 211.25 \text{ mm}$

Velger å legge inn overdekning i effektivhøyden for å ta høyde for det strenge overdekningskravet.

$d := C_{nom.ok} + d_{teoretisk} = 0.336 \text{ m}$

$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (5.574 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$   $h := d + C_{nom.uk} + \frac{\phi_l}{2} = 467.25 \text{ mm}$

Minimum lengdearmring i underkant

$A_{s,min.uk} := \max\left(0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = (4.671 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Antall stenger:  $n_{uk} := \frac{A_{s,min.uk}}{A_{32}} = 5.808$   $n_{uk} := 6$

Maksimal avstand mellom stenger

$a := \frac{b - 2 \cdot C_{nom.uk} - 2 \cdot \phi_b - 2 \cdot n_{uk} \cdot \phi_l}{n_{uk} - 1} = (1.275 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Maksimal mulig senteravstand

$s := a + \phi_l = (1.307 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Krav til senteravstand

$S_{max} := 200 \text{ mm}$   $S_{normal} := 150 \text{ mm}$

Mengdekrav til skjærarmering

Minste skjærarmeringsareal

$$\rho_{w,\min} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.001$$

Vinkel mellom lengdeakse og skjærarmering

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Forutsetter minimal lengdearmering i overkant og underkant

$$d' := C_{\text{nom.ok}} + \phi_b + \frac{\phi_t}{2} = 161 \text{ mm}$$

$$h' := d - d' = 175.25 \text{ mm}$$

Største senteravstand

$$S_{l,\max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 105.15 \text{ mm}$$

Største senteravstand oppbøyde stenger

$$S_{b,\max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 105.15 \text{ mm}$$

Største senteravstand i tverretning

$$S_{l,\max} := \min(h', 600 \text{ mm}) = 175.25 \text{ mm}$$



## Dimensjonering av Strauman 3 Slakkarmert B45

Strauman 3 dimensjoneres for moment, skjær og torsjon

Betong: B45  $f_{ck} := 45 \text{ MPa}$   $\gamma_c := 1.5$   $\alpha_{cc} := 0.85$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

## Armeringsdata

Bøylearmering:  $\phi_b := 20 \text{ mm}$   $A_{20} = 314.159 \text{ mm}^2$

Hovedarmering  $\phi_l = 32 \text{ mm}$

Overdekning  $C_{nom,uk} = 115 \text{ mm}$

Effektivhøyde  $d = 336.25 \text{ mm}$

$$A_{s,32} := 804 \text{ mm}^2$$

Nødvendig strekkarmering

$$Z := 0.835 \cdot d = 280.769 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot Z} = (1.802 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Antall stenger  $n := \frac{A_s}{A_{s,32}} = 22.415$   $n := 23$

Senteravstand  $S := \frac{b}{n} = 305.652 \text{ mm}$

Krav til maksimal senteravstand

$$S_{max} := \min(2 \cdot h_S, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

$$h_S := d + C_{nom.uk} + \frac{\phi_l}{2} = 0.467 \text{ m}$$

Velger Ø32s250mm

Svinn og fordelings armering

$$A_{s.svinn} := 0.2 \cdot A_s = (3.604 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Må settes større eller lik}$$

$$\phi_{svinn} := 20 \text{ mm}$$

$$A_{svinn} := \pi \cdot \frac{(\phi_{svinn})^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n_{svinn} := \frac{A_{s.svinn}}{A_{svinn}} = 11.473$$

$$S_{svinn} := \frac{b}{n_{svinn}} = 612.737 \text{ mm}$$

Velger svinn og fordelingsarm Ø20s610mm

## Vedlegg D2: Skjær

Skjærdimensjonering  $V_{Ed} := 1610 \text{ kN}$

Materialdata

Betong: B45  $f_{ck} := 45 \text{ MPa}$   $\gamma_c := 1.5$   $\alpha_{cc} := 0.85$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC  $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$   $\gamma_s := 1.15$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

De dimensjonerende skjærkreftene er lokalisert ved opplegg

Dimensjonerende skjærkapasitet uten skjærarmering  $A_{st} := A_{s,32} \cdot n = (1.849 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

$$k := \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2 \right) = 1.771$$

$$k_1 := 0.15 \quad k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

Minste skjærkapasitet knyttet til hovedstrekkbrudd

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^2 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^2 = 0.553$$

$$v_{min} := 0.468 \text{ MPa}$$

Armeringsforhold

$$\rho_{L,1} := \min \left( \frac{A_{st}}{b \cdot d}, 0.02 \right) = 0.008$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot b \cdot d = (1.106 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad f_{ck_1} := 45$$

$$V_{Rd,c1} := \left( C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{L,1} \cdot f_{ck_1})^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \text{ MPa} = (1.647 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (3.12)$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c.min}) = (1.647 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$K_{kontroll.skjærstrekk} := \text{if}(V_{Rd.c} > V_{Ed}, \text{"Ikke behov for skjærarm"}, \text{"Behov for skjærarm"})$

$K_{kontroll.skjærstrekk} = \text{"Ikke behov for skjærarm"}$

## Vedlegg D3: Torsjon

## Torsjonsdimensjonering

## Materialdata

Betong: B45

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa} \quad f_{ctk_{0.05}} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ctk_{0.05}}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa} = 434.783 \text{ MPa}$$

Bredde

$$b = (7.03 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Høyde

$$h_s = 467.25 \text{ mm}$$

Areal

$$A := b \cdot h_s = (3.285 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Omkrets

$$u := 2 \cdot (b + h_s) = (1.499 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Effektiv veggtykkelse

$$t_{eff.slakk} := \max \left( \frac{A}{u}, 2 \cdot \left( C_{nom.uk} + \phi_b + \frac{\phi_l}{2} \right) \right)$$

$$t_{eff.slakk} = 302 \text{ mm}$$

Effektiv areal inkludert hulrom

$$A_{k,s} := (h_s - t_{eff.slakk}) \cdot (b - t_{eff.slakk}) = (1.112 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Effektiv omkrets

$$u_{k,s} := 2 \cdot (h_s - t_{eff.slakk}) + 2 \cdot (b - t_{eff.slakk}) = (1.379 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

asitetskontroll for torsjon

Dimensjonerende torsjonskapasitet

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.492 \quad \theta := 45^\circ \quad \alpha_{cw} := 1$$

$$I_{torsjon} := b \cdot h_s = (3.285 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u} = 219.065 \text{ mm}$$

$$I_{k,2} := (b - t_{ef}) \cdot (h_s - t_{ef}) = (1.69 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_{k,s} \cdot t_{eff,slakk} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = (4.213 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.17)$$

Torsjonsmoment som gir opprissing

$$T_{Rd,c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_{k,2} \cdot t_{ef} = (1.133 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{Ed} := 1647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitetskontroll for kombinert effekt av skjærkraft og torsjon

Total torsjonskapasitet  $T_{Rd,max} = (4.213 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende skjærkraft  $V_{Ed} = (1.61 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Indre momentarm  $Z = 280.769 \text{ mm}$

Skjærkapasitet  $V_{Rd,max} = (7.717 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Kapasitetskrav

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.6 \quad \parallel < 1.0 \quad (3.16)$$

Kapasiteten er tilstrekkelig



## Vedlegg D4: Rissviddebegrensning

## Riss og rissviddekontroll

Tverrsnittsdata:

$$b := 7030 \text{ mm}$$

$$h_s := 467.25 \text{ mm}$$

Betong B45

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$E_c := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{0bru}} = (1.517 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Armeringsdata B500NC:

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

lengdearmering i strekksone:

$$A_{s,tot} = (1.909 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$C_{nom.uk} = 115 \text{ mm}$$

$$d = 336.25 \text{ mm}$$

Dimensjonerende moment

$$\eta := \frac{E_s}{E_c} = 13.184$$

$$A_c := b \cdot h_s = (3.285 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\alpha d := \frac{(A_c \cdot 0.5 \cdot h_s + \eta \cdot A_{s,tot} \cdot d)}{A_c + \eta \cdot A_{s,tot}} = 0.241 \text{ m}$$

$$I_{st} := A_{s,tot} \cdot (d - \alpha d)^2 = (1.735 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{cl} := \frac{(b \cdot h_s^3)}{12} + b \cdot h_s \cdot \left( \alpha d - \frac{h_s}{2} \right)^2 = 0.06 \text{ m}^4$$

$$M_{riss} := \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{st}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = (1.045 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Beregning av bøyestivhet

Forholdstall

$$\rho := \frac{A_{s,tot}}{b \cdot d} = 0.008$$

$$\eta = 13.184$$

$$f := 0$$

$$\mu' := 0$$

Rektanulært  
tverrsnitt

Ingen trykkarmering

$$A := \eta \cdot (\rho - \mu') + f = 0.106$$

$$B := 0 \quad \text{Spesialtilfelle for rektangulær plate}$$

$$\alpha := \sqrt{A^2 + 2 \cdot A - 2 \cdot B} - A = 0.367$$

$$\text{Nøytralakse} \quad \chi := \alpha d = 240.93 \text{ mm}$$

Betongens treghetsmoment

$$I_{\beta\beta} := \frac{b \cdot (\alpha d)^3}{12} + b \cdot \alpha d \cdot \left(\frac{\alpha d}{2}\right)^2 = (3.277 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Armeringens treghetsmoment

$$I_s := A_{s,tot} \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = (8.647 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet

$$EI := E_c \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s = (6.701 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Armeringsspenning

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{riss}}{EI} \cdot (d - \chi) = 29.724 \text{ MPa}$$

Beregning av rissvidde etter EC2 avsnitt 7.3.4

Effektivt betongareal i strekksone

$$h_{c,eff1} := \min \left( 2.5 \cdot (h_s - d), \left( \frac{h - \chi}{3} \right), \frac{h_s}{2} \right) = 75.44 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := \max (h_{c,eff1}, (h_s - d) + 1.5 \cdot \phi_l) = 179 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b_p = (1.79 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Forholdstall

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,tot}}{A_{c,eff}} = 0.107 \quad \alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

Faktor for lastens varighet

$$k_t := 0.4 \quad \text{langvarig belastning}$$

Midlere tøyingsdifferanse

$$A := \max \left( \left( \frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} \cdot (1 - \alpha_\varepsilon \cdot \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff} \cdot E_s} \right), 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 1.196 \cdot 10^{-4}$$

Avstand mellom armering i strekksonen

Krav

$$S_{\text{litens}} := 5 \cdot \left( C_{nom.uk} + \frac{\phi_l}{2} \right) = 655 \text{ mm}$$

Bruker linging 7.11 i EC2

|                |                                |
|----------------|--------------------------------|
| $k_1 := 0.8$   | tar høyde for heftegenskaper   |
| $k_2 := 0.5$   | tar høyde for tøyingsfordeling |
| $k_3 := 3.4$   | tatt fra N.A. 7.3.4            |
| $k_4 := 0.425$ | tatt fra N.A. 7.3.4            |

$$S_{r,max} := k_3 \cdot C_{nom.uk} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi_l}{\rho_{p,eff}} = 798.98 \text{ mm}$$

Rissvidde og rissviddekontroll

$$k_c := \frac{C_{nom.uk}}{C_{min.dur}} = 1.15 \quad (3.25) \quad k_c \leq 1.3 \quad k_c := 1.3$$

$$w_{k,max} := 0.30 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$$

$$w_k := S_{r,max} \cdot A = 0.096 \text{ mm} \quad w_{k,max} < 0.39$$

$$K_{kontroll.riss} := \text{if}(w_k \leq w_{k,max}, \text{“Rissvidde OK”}, \text{“Rissvidde Ikke OK”}) = \text{“Rissvidde OK”}$$

## Vedlegg D5: Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyningsberegninger:

|                 |   |  |
|-----------------|---|--|
| Trafikkklaster: | $P := 500 \text{ kN}$                     | kjørebane 1 og kjørebane 2   |
|                 | $q := 24.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   |  |
|                 | $L := 5.9 \text{ m}$                      | $I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (5.976 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$ |
| Bøyestivhet:    | $E := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ |  |
|                 | $a_{PL} := 2.35 \text{ m}$                | Avstand fra opplager til punktlasten                               |

Nedbøyning på grunn av trafikklast

$$\delta_1 := \frac{P \cdot a_{PL}}{24 \cdot (E \cdot I)} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot (a_{PL})^2) = 1.874 \text{ mm}$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.178 \text{ mm}$$

Den totale nedbøyningen fra trafikklast blir da:

$$\delta_{trafikk} := \delta_1 + \delta_2 = 2.052 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av egenvekt:

$$g_{egen} := 104 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{egen} \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.763 \text{ mm}$$

Hvor den største tillatte nedbøyningen er:

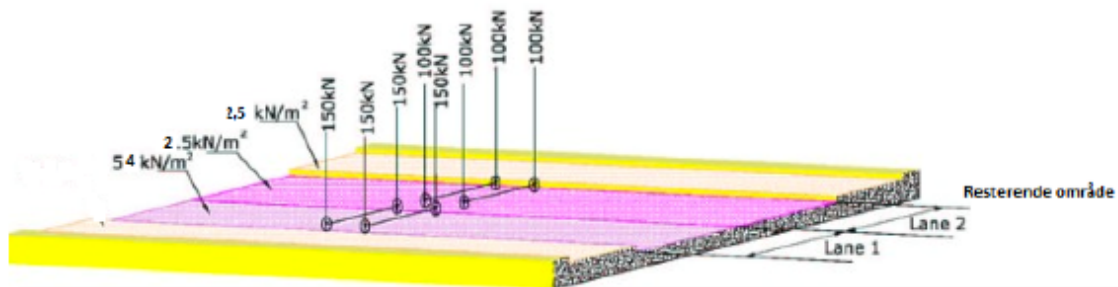
$$\delta_{max} := \frac{L}{350} = 16.857 \text{ mm}$$

Total nedbøyning:

$$\delta_{tot} := \delta_{trafikk} + \delta_{egenvekt} = 2.814 \text{ mm}$$

$$\omega_{kontroll} := \text{if} (\delta_{tot} < \delta_{max}, \text{"Nedbøyning Ok"}, \text{"Nedbøyning ikke OK"}) = \text{"Nedbøyning Ok"}$$

## Vedlegg E: Forenklete beregninger for UHPC



| Kjørebane         | Akslinglast [kN]                 | Jevnt fordelt last [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-------------------|----------------------------------|---|
| Kjørebane 1       | $Q_{1k}^* = 300 \cdot 1,0 = 300$ | $q_{1k}^* = 9,0 \cdot 0,6 = 5,4$        |
| Kjørebane 2       | $Q_{2k}^* = 200 \cdot 1,0 = 200$ | $q_{2k}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |
| Resterende område | $Q_{rk}^* = 0 \cdot 1,0 = 0$     | $q_{rk}^* = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$        |

Jevnt fordelt last

$$q_1 := 5,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

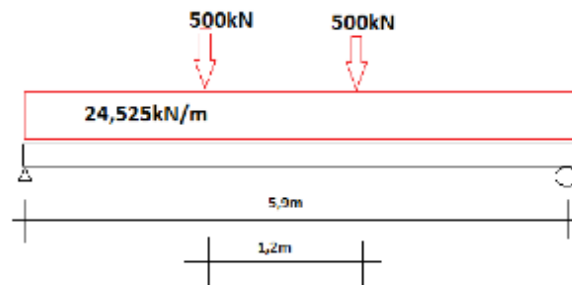
$$q_3 := 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,33 \text{ m} = 0,825 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := q_1 + q_2 + q_3 = 24,525 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_1 := 500 \text{ kN}$$

$$P_2 := 500 \text{ kN}$$

$$L := 5,9 \text{ m}$$



$$FB := \frac{q \cdot \frac{L^2}{2} + P_1 \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,6 \text{ m}\right) + P_2 \cdot \left(\frac{L}{2} + 0,6 \text{ m}\right)}{L} = 572,349 \text{ kN}$$

$$M_{\text{trafikk}} := FB \cdot \frac{L}{2} - q \cdot \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} - P_1 \cdot 0,6 \text{ m} = (1,282 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Opplagere for egenvekt

$$g_1 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 7.03 \text{ m} \cdot 0.210 \text{ m} = 36.908 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt betongdekke}$$

$$g_2 := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7.03 \text{ m} = 21.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt slitelag}$$

$$g_3 := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt rekkverk (2 sider)}$$

Moment i bruksgrense

$$M_{self,b} := \frac{(g_1 + g_2 + g_3) \cdot L^2}{8} = 256.713 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{tot} := g_1 + g_2 + g_3 = 58.998 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beregning av nødvendig spennarmering for Strauman 3 UHPC

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{ck} := 150 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 85 \text{ MPa} \quad f_{pk} := 1700 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 55000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.36 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad \text{Etter låsetap}$$

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 0.007$$

$$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = (2.285 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Initiell oppspenningskraft}$$

Maks moment fra CSI Bridge:

$$M_{prestress} := 200 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed} := 2070 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad b_{1000} := 1000 \text{ mm}$$

$$d_{teoretisk} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.269 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 0.113 \text{ m} \quad M_{Rd} := M_{Ed} \quad b := 7030 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{p0} = 0.007$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$d := 160 \text{ mm}$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left( \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon_{p0} \right)} = 1.018$$

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = (5.778 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad (3.14)$$

$$f_{ctm} := 9 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot 7030 \text{ mm} \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = (5.264 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{p,1} := 9 \cdot 1680 \text{ mm}^2 = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$a_s := \frac{f_{pd} \cdot A_{p,1} + f_{yd} \cdot A_{s,min}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.296 \quad (3.15)$$

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot a_s \cdot (1 - 0.4 \cdot a_s) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (3.197 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.13)$$

$$M_{Rd,kontroll} := \text{if}(M_{Rd} > M_{Ed}, \text{“Tilstrekkelig”}, \text{“IKKE Tilstrekkelig”}) = \text{“Tilstrekkelig”}$$

Moment på grunn av egenvekt:

$$M_{self,b} = 256.713 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Langtids E-modul

$$E_c := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} = (1.52 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Oppspenning:

$$P_{max} := A_{ptverr} \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Per kabel}$$

$$P_{max,tot} := P_{max} \cdot 9 = (2.177 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Kabel diameter:

$$\varnothing_p = 65.58 \text{ mm}$$

Avstand fra tp  
spennarmering til tp i  
betong:

$$e_{uk} := y - UK_{overdekn} - \frac{\varnothing_p}{2} = 38.605 \text{ mm}$$

$$h := d + \frac{\varnothing_p}{2} + UK_{overdekn} = 0.243 \text{ m}$$

Andre arealmoment til  
tverrsnittet:

$$I_x := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (8.384 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$M_p := P_{max,tot} \cdot e_{uk} = 840.536 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning:  
Opptredende momen:t

$$M_{t,1} := (-P_{max,tot} \cdot e_{uk}) + M_{self,b} = -583.823 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende spennkabel  
areal:

$$A_{p,1} := A_{ptverr} \cdot 9 = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Skjærkraftkapasitet for spennarmert UHPC

$$b = 7.03 \text{ m} \qquad z := 0.85 \cdot d = 136 \text{ mm} \qquad f_{ctm} := 9.0 \text{ MPa}$$

$$A_c = (1.707 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \qquad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} := 1530 \text{ kN} \qquad \text{Verdi hentet fra CSI Bridge/Excel-ark}$$

Velger å sette inn slakkarmering i henhold til minimumskravet

$$N_{Ed} := 19042 \text{ kN}$$

$$A_{p,1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = (5.264 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 := \frac{A_{p,1} + A_{s,min}}{b \cdot d} = 0.018 \qquad \rho_1 := 0.018 \qquad \text{Skal være mindre eller lik 0.02}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.118 \qquad k := 2.0 \qquad \text{Skal være mindre enn 2.0}$$

$$k_1 := 0.15 \qquad k_2 := 0.18 \qquad \gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \qquad f_{ck} := 150 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 11.156 \text{ MPa} \qquad \sigma_{cp1} := 5.1 \text{ MPa} \qquad \text{Skal være mindre enn } 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \text{ MPa, ikke ok!}$$

$$V_{Rd,c} := \left( \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp1} \right) = 2.316 \text{ MPa} \qquad (3.12)$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^3 \cdot f_{ck}^1 \cdot \left( \frac{N}{mm^2} \right)^{0.5} = 1.212 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 2.886 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering:

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) \cdot b \cdot d = (3.246 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kontroll:

$$K_{kontroll.skjærstrekk} := \text{if}(V_{Rd.c} > V_{Ed}, \text{"Ikke behov for skjærarm"}, \text{"Behov for skjærarm"})$$

$$K_{kontroll.skjærstrekk} = \text{"Ikke behov for skjærarm"}$$

Kontroll av skjærtrykkapasitet:

$$v_1 := 0.6 \qquad \tan\phi := 1 \qquad \cot\phi := 1.0$$

$$z := 0.9 \cdot d = 144 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 85 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,max} := v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{1}{\cot\phi + \tan\phi} = (2.581 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$K_{kontroll.skjærtrykk} := \text{if}(V_{Rd,max} > V_{Ed}, \text{“Ikke behov for skjærarm”}, \text{“Behov for skjærarm”})$$

$$K_{kontroll.skjærtrykk} = \text{“Ikke behov for skjærarm”}$$

Torsjonskapasitet i henhold til EK2-

$$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 85 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 434.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 11.156 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} := 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 2.172$$

$$0.25 \cdot f_{cd} = 21.25 \text{ MPa}$$

$$0.5 \cdot f_{cd} = 42.5 \text{ MPa}$$

$$T_{Ed} := 1647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1.0 \cdot f_{cd} = 85 \text{ MPa}$$

$$b := 7030 \text{ mm}$$

$$h := 170 \text{ mm}$$

$$A_{torsjon} := b \cdot h = (1.195 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Ytre omkrets av tverrsnittet:

$$u := 2 \cdot (b + h) = (1.44 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Effektiv veggtykkelse:

$$t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u} = 82.993 \text{ mm}$$

Torsjonskapasitet for trykkbrudd:

$$f_{ck} := 150$$

$$A_k := (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = (6.044 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.24$$

$$\theta := 45^\circ$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = (2.223 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.17)$$

$$V_{Rd,max} = (2.581 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = (1.53 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.8 \quad (3.16) \quad \text{ihht EK2-1-1:6.3.2(4) formel}$$

Trykkapasiteten er derfor tilstrekkelig siden det er mindre enn 1.0



Riss-torsjonsmoment

$$\alpha_{ct} := 0.85 \quad \text{NA.3.1.6 (2)p} \quad f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 6.3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 3.57 \text{ MPa}$$

$$T_{Rd.c} := 2 f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 358.172 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{kontroll.risstorsjon} := \text{if}(T_{Ed} \leq T_{Rd.c}, \text{“Ikke behov for torsjonsarm”}, \text{“Behov for torsjonsarm”})$$

$$K_{kontroll.risstorsjon} = \text{“Behov for torsjonsarm”}$$

Torsjonsarmering

Lengdearmering

$$\text{Omkretsen av areal } A_k: \quad u_k := 2 \cdot ((h - t_{ef}) + (b - t_{ef})) = (1.407 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 434.8 \text{ MPa}$$

Nødvendig lengdearmeringsmengde for torsjon, langs bøyelomkretsen blir da :

$$A_{sl.tot} := \left( \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \right) \cdot \cot(\theta) \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = (4.408 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Bøylearmering:

$$\left( \frac{A_{sw.1}}{s} \right) \quad A_{sw.1} := \left( \frac{T_{Ed}}{(2 \cdot A_k \cdot f_{yd})} \right) \cdot \tan(\theta) = 3.133 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Lengdearmering:

Opptredende moment ved maksimal torsjon settes lik maks moment M<sub>Ed</sub>:

$$M_{Ed} := 2034 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad A_{s.min} = (5.264 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i underkant

Spennkabler i underkant

$$A_{p.1} = (1.512 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Kontrollerer kapasiteten til spennkablene alene, og ser hvor mye av slakkarmeringen i underkant som kan benyttes som torsjonsarmering

$$\alpha_b = 1.018$$

$$A_{pb} = (5.778 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \text{For hele platebredden}$$

$K_{\text{underarm.torsjon}} := \text{if}(A_{pb} > A_{p.1}, \text{"Tverrsnittet er underarm"}, \text{"Tverrsnittet er ikke underarm"})$

$K_{\text{underarm.torsjon}} = \text{"Tverrsnittet er underarm"}$

$$\alpha_{\text{spenn}} := \frac{(f_{pd} \cdot A_{p.1})}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d)} = 0.266$$

$$M_{R.d} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{\text{spenn}}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (1.093 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siden  $M_{R.d} > M_{Ed}$  kan spennkablene ta hele det opptredende momentet, og all slakkarmeringen kan benyttes som torsjonsarmering

Nødvendig slakkarmeringsareal for å ta torsjonsmoment:  $A_{sl.tot} = (4.408 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

Antall armeringsstenger:

$$\emptyset := 25 \text{ mm}$$

$$n_{\text{tot.slakk}} := \frac{A_{sl.tot}}{\left(\pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2\right)} = 89.802 \quad \text{Velger 90 } \emptyset 25$$

Omkretsen som lengdearmeringen fordeles over

$$C_{\text{nom.s}} := 30 \text{ mm}$$

$$O_{\text{torsjon}} := 2 \cdot ((b - 2 \cdot C_{\text{nom.s}}) + (h - C_{\text{nom.s}})) = (1.422 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Senteravstand slakkarmering:

$$S_{\text{slakk}} := \frac{O_{\text{torsjon}}}{35} = 406.286 \text{ mm}$$

Konklusjon lengdearmering:  $\emptyset 25$  s.400mm

Bøyer:

$$A_{s20} := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Velger bøyer Ø20

$$s = (1 \cdot 10^3) \frac{s}{m} \cdot \text{mm}$$

Senteravstand:

$$s \leq \frac{A_{s20}}{A_{sw.1}}$$

Krav for senteravstand:

$$s_{torsjon} := \frac{u_k}{8} = (1.759 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \text{Må være mindre/lik}$$

Største senteravstand mellom skjærarmering:

$$\alpha_{skjær} := 90 \cdot \frac{\pi}{180} = 1.571$$

Vinkel på skjærarmering

Største avstand blir da:

$$s_{l,max} := 0.6 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha_{skjær})) = 96 \text{ mm}$$

Velger bøyer Ø20 s.95 mm

Minimumskrav til skjærarmering:

$$f_{ck} = 150$$

$$f_{yk} := 500$$

$$\rho_{w,min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.002$$

$$A_{sw,min,skjær} := \rho_{w,min} \cdot b \cdot \sin(\alpha) = 125.659 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1}{m}$$

Krav for torsjonsarmering i lengderetning, per enhet av bøylearmering:

$$A_{sw.1} = (3.133 \cdot 10^3) \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Antall bøyer i tverretning:

$$\frac{A_{sw,min,skjær}}{A_{sw.1}} = 0.04$$

Det betyr 1 bøyle i tverretning

Maks senteravstand i tverretning:

$$s_{t,max} \leq d \leq 600 \text{ mm}$$

Velger senteravstand i tverretning s.160

Med minimum 1 bøyle på  $\varnothing 20$

$$A_{sw,tverr} := 1 \cdot (A_{s20}) = 314.159 \text{ mm}^2$$

Disse bøyelene krever maksimal senteravstand i lengderetningen:

$$s_{bøyer} := \frac{A_{sw,tverr}}{A_{sw,min,skjær}} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Konklusjon, valgte senteravstand på s.160 mm er ok

$$A_{sw,optred} := A_{sw,tverr} \cdot \frac{1000}{200} = (1.571 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$A_{sw,optred}$  er større enn minimum skjærarmring = Ok!

Det betyr at økt slakkarmeringsareal som følger av torsjon vil bli gjeldende for konstruksjonen. Det vil gi følgende skjærbøylearmring for konstruksjonen:

- I lengderetning er det behov for  $\varnothing 25$  s.400mm

- I tverretning er legges det bøyler  $\varnothing 20$  med senteravstand lik 160 mm (lik effektivhøyden d)

## Nedbøyningsberegninger:

Trafikkklaster:  $P := 500 \text{ kN}$  kjørebane 1 og kjørebane 2

$$q := 24.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad E := 55000 \text{ MPa}$$

$$L := 5.9 \text{ m} \quad I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$$

Bøystivhet:  $E \cdot I = (1.583 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

$a_{PL} := 2.35 \text{ m}$  Avstand fra opplager til punktlasten

Nedbøyning på grunn av trafikklast

$$\delta_1 := \frac{P \cdot a_{PL}}{24 \cdot (E \cdot I)} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot (a_{PL})^2) = 25.466 \text{ mm}$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 2.417 \text{ mm}$$

Den totale nedbøyningen fra trafikklast blir da:

$$\delta_{trafikk} := \delta_1 + \delta_2 = 27.883 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av egenvekt:

$$g_{tot} = 58.998 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{tot} \cdot L^4}{E \cdot I} = 5.88 \text{ mm}$$

Nedbøyning på grunn av forspenning:

$$P_{max.1} := P_{max} \cdot 9 = (2.177 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$q_{forpenning} := -\frac{8 \cdot P_{max.1} \cdot e_{uk}}{L^2} = -193.171 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{forpenning} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{forpenning} \cdot L^4}{E \cdot I} = -19.253 \text{ mm}$$

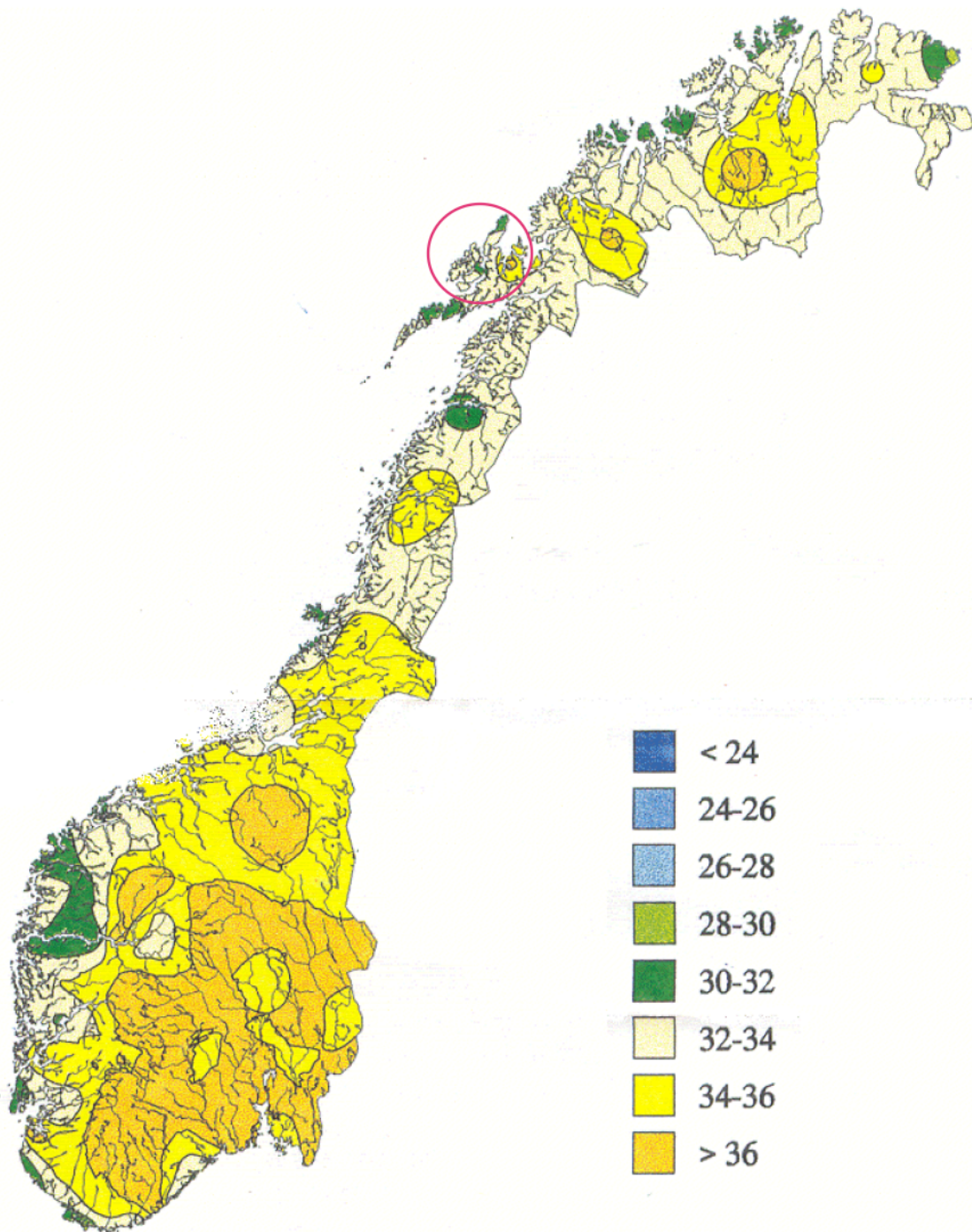
Hvor den største tillatte nedbøyningen er:

$$\delta_{max} := \frac{L}{350} = 16.857 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta_{trafikk} + \delta_{egenvekt} + \delta_{forspenning} = 14.51 \text{ mm}$$

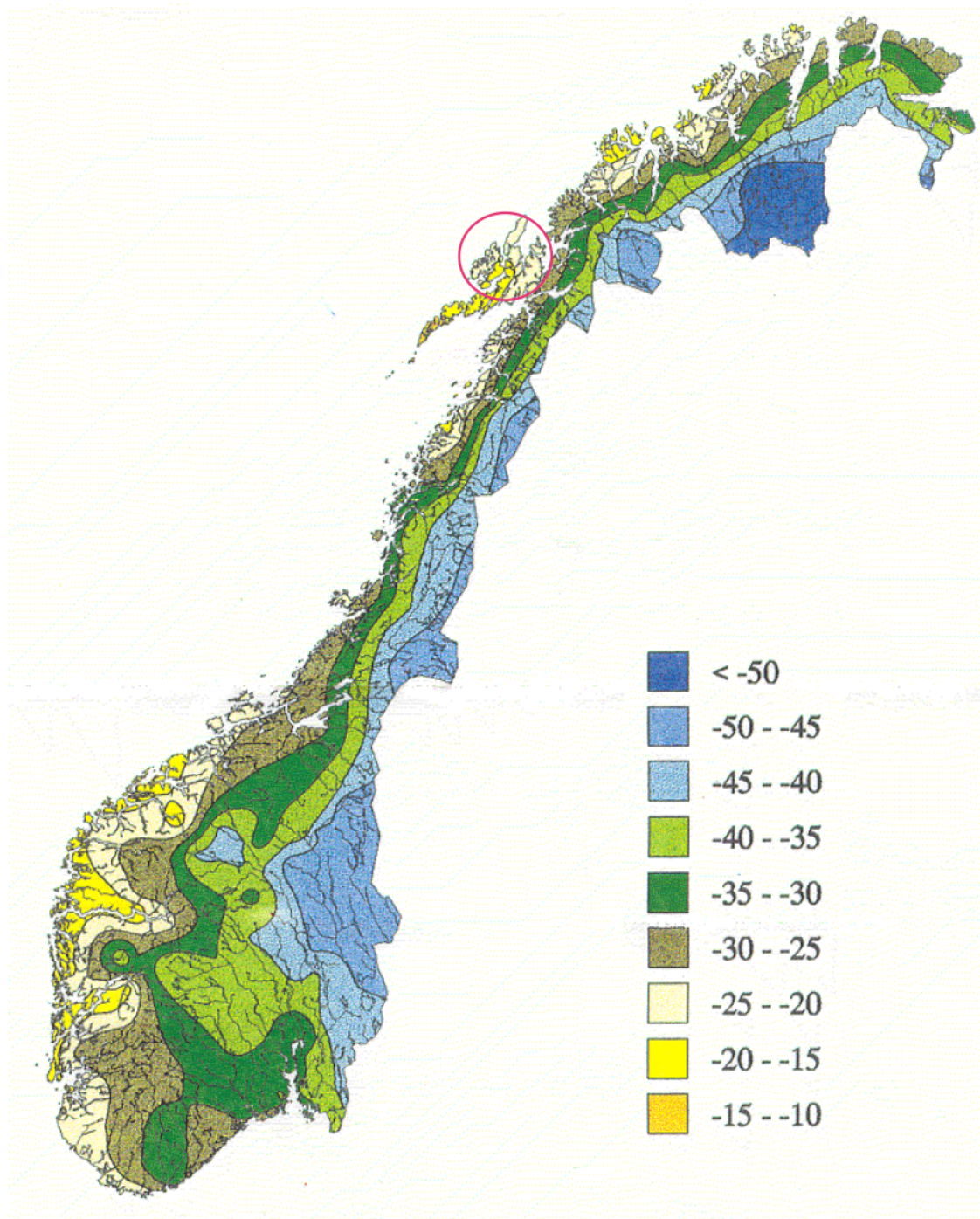
$$\omega_{kontroll} := \text{if} (\delta_{tot} < \delta_{max}, \text{"Nedbøyning Ok"}, \text{"Nedbøyning ikke OK"}) = \text{"Nedbøyning Ok"}$$

## Vedlegg F: Isotermkart for temperaturbestemmelse



Figur NA.A1 – Isotermkart for maksimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år





Figur NA.A2 – Isotermkart for minimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år

## Vedlegg G: Møtereferater

## Møtereferat

Den 11.01.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad på UiA.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kanstad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 15:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Oppstart, Bestemme at vi skal se på forskjellige løsninger for Strauman 3
- Standardisering av brokonstruksjonen

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (15.45)

(11.01.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 18.01.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad på UiA.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kanstad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 15:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Diskutere problemstillingen for rapporten
- Undersøke forskning om innovative løsninger

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (15.30)

(18.01.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 22.01.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Katalin Vertes med Skype.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Katalin Vertes.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 15:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Oppstart
- Innspill fra Katalin Vertes angående oppgavens begrensninger

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (15.45)

(22.01.2019)

*Jostein Aamli*

-----  
(Underskrift av møtereferent)

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 01.02.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad på UiA.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kanstad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 15:15.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Skrive om de forskjellige forslagene, snevre inn dette senere
- Undersøke Statens Vegvesen rapporter om disse har prøvd innovative løsninger
- Undersøke pris på forskjellige betong og armeringstyper

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (16.00)

(01.02.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 06.02.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Katalin Vertes med Skype.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Katalin Vertes.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 14:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Diskutere standardisering
- Startberegninger av broforslag
- Henvise til forprosjekt i problemstilling
- Vurdere om pris skal tas med

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (14.30)

(06.02.2019)

*Jostein Aamli*

-----  
(Underskrift av møtereferent)

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 08.02.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad på UiA.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kanstad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 15:30.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Undersøke forskjellige brolagre i håndbok N400
- Diskutere CO<sub>2</sub>-ekvivalenter

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (15.15)

(08.02.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):



## Møtereferat

Den 15.02.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Katalin Vertes med Skype.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Katalin Vertes.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 11:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Modellering av broen i SAP 2000
- Se på "tutorial videoer" på YouTube

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (11.30)

(15.02.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 06.03.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Katalin Vertes med Skype.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Katalin Vertes.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 12:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Anta dimensjoner på UHPC bro, hente ut verdier fra CSi Bridge
- Fokus på resultater i rapporten og ikke beregninger

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (12.30)

(06.02.2019)

*Jostein Aamli*

-----  
(Underskrift av møtereferent)

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 08.03.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad på UiA.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kantad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 14:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Diskusjon av dimensjonering
- Lage kurve for mest "optimale effektivhøyde" som funksjon av vekt og stålmengde
- Undersøke kostnader, etc...

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (14.45)

(08.03.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 29.03.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad på UiA.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kanstad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 15:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Gjennomgang av beregninger (Spennarmert løsning)
- Kan fortsette å dimensjonere de slakkarmerte forslagene

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (15.30)

(29.03.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 05.04.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Katalin Vertes med Skype.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Katalin Vertes.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 14:30.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Gjennomgang av rapporten slik den er nå
- Statusoppdatering
- Forenkle UHPC beregninger slik at disse gjøres analogt med B90 broen. Kun endre materialparametere

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (15.00)

(05.04.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 05.04.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kanstad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 13:45.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Gjennomgang av rapport
- Vurder om UHPC beregninger skal forenkles

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (14.15)

(05.04.2019)

*Jostein Aamli*

-----

*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

## Møtereferat

Den 03.05.2019 ble det holdt veiledningsmøte med internveileder Terje Kanstad.

Til stede: *Aamli Jostein, Nilsen Bendik, Terje Kanstad.*

Fraværende: *Ingen.*

### **Sak 1: Åpning av møte**

Ordstyrer erklærer møtet for åpent kl 14:00.

### **Sak 2: Valg av referatkontrollør**

Møtet valgte Aamli Jostein til å kontrollere referatet.

### **Sak 3: Godkjenning av innkalling og sakliste**

Det er ingen kommentarer angående innkalling.

### **Sak 4: Godkjenning av referat fra forrige møtet.**

Det kreves ingen spesielle kommentarer fra forrige møte

### **Sak 5: Møtets hovedpunkter.**

- Gjennomgang av rapport
- Planlegging av ferdigstilling
- Endre på diverse beregninger

Neste veiledningsmøte: (Ikke bestemt)

Møtet ble avsluttet: (15.00)

(03.05.2019)

*Jostein Aamli*

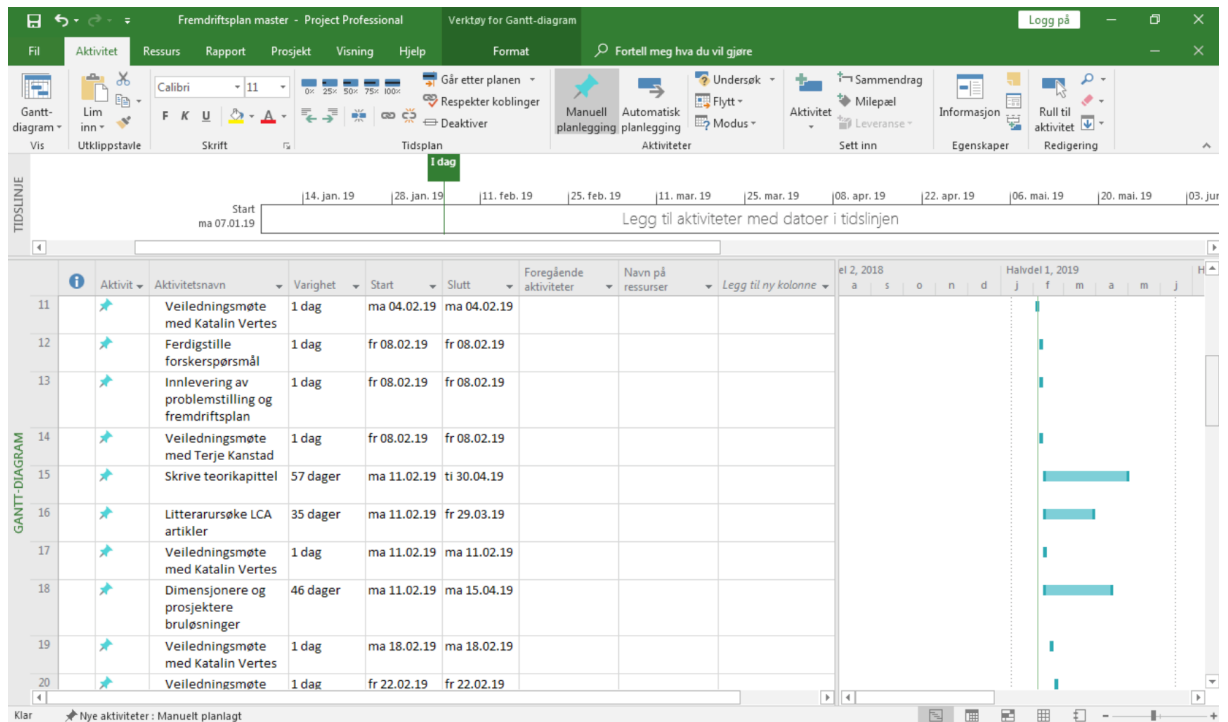
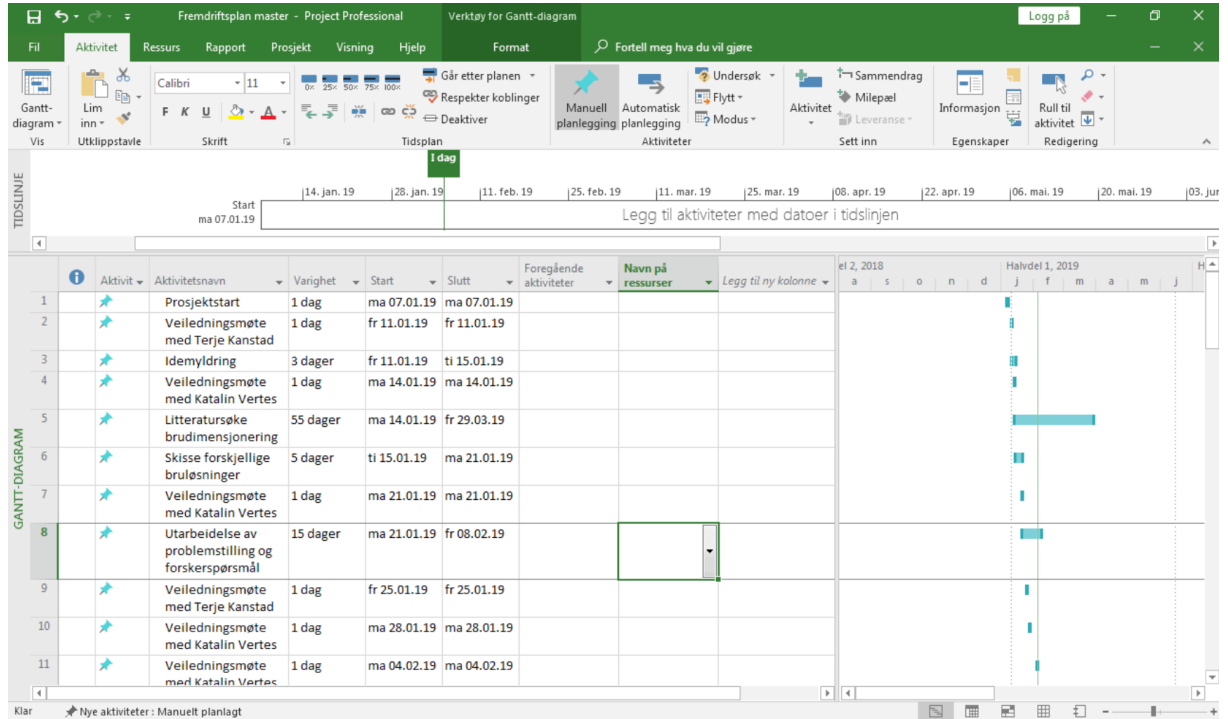
-----

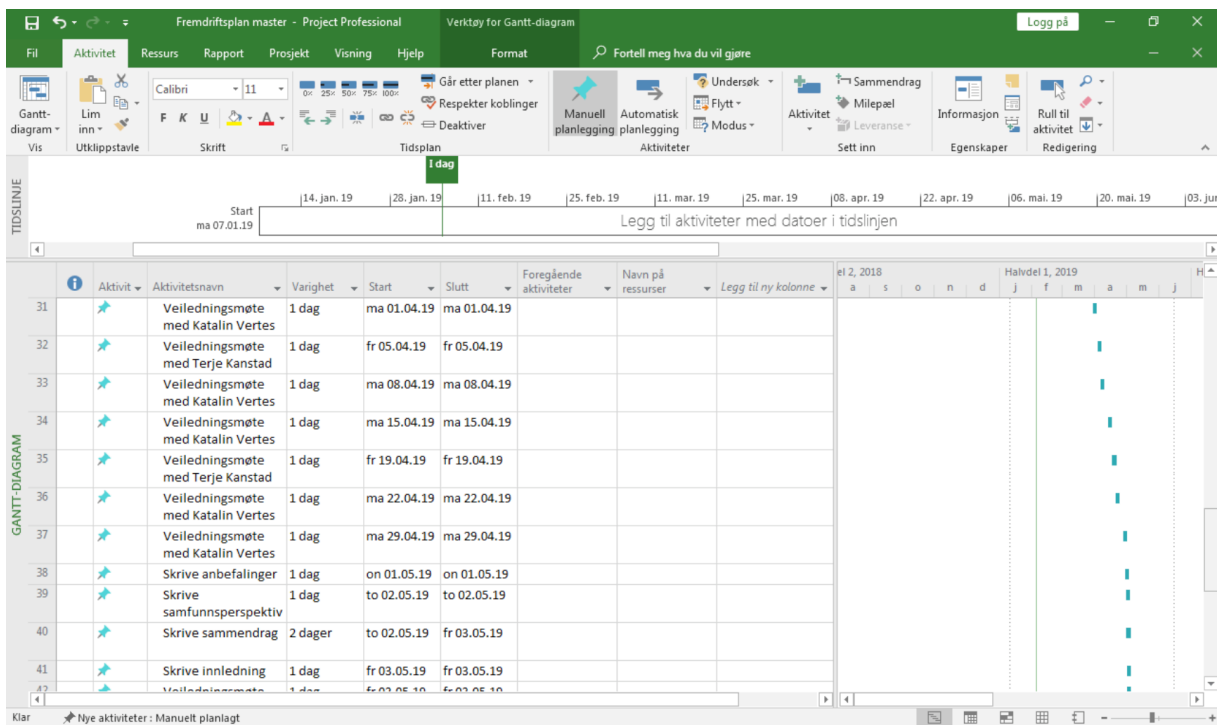
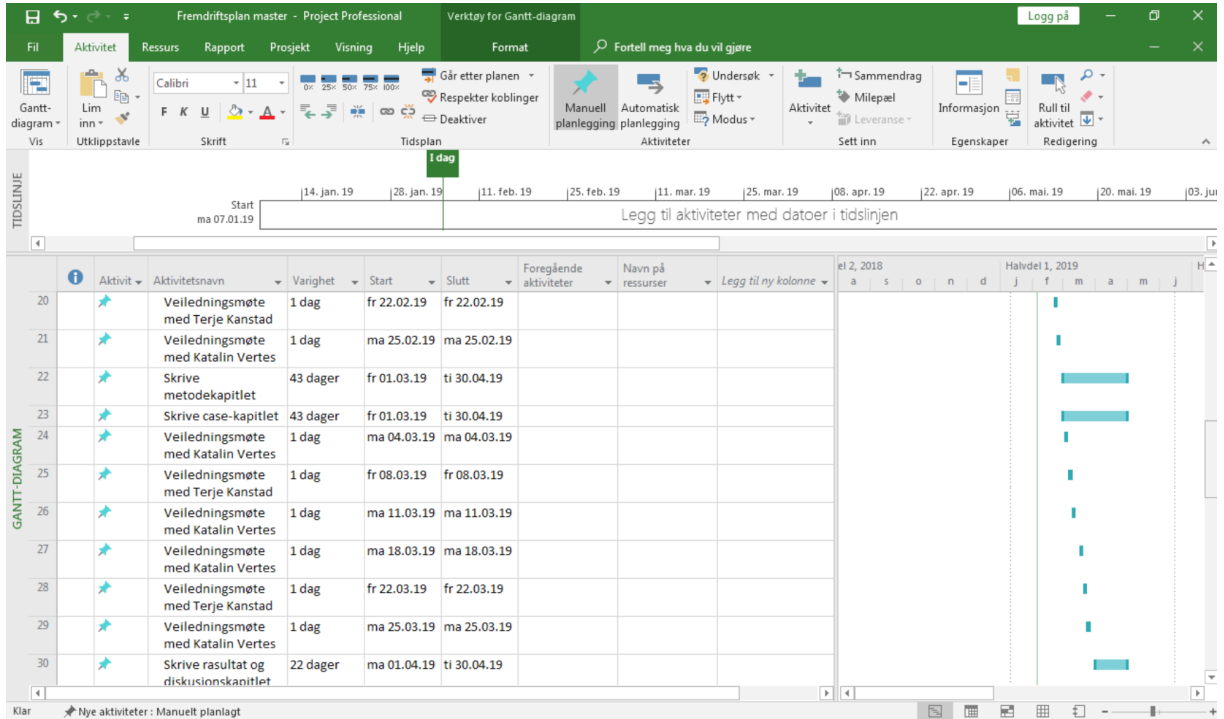
*(Underskrift av møtereferent)*

Eventuelle kommentarer fra referatkontrollør (ene):

# Vedlegg H: Fremdriftsplan







Fremdriftsplan master - Project Professional

Verktøy for Gantt-diagram

Logg på

Vis Utklippstavle Skrift Tidsplan Manuell planlegging Automatisk planlegging Aktivitet Sett inn Egenskaper Redigering

TIDSLINJE

Start ma 07.01.19

Legg til aktiviteter med datoer i tidslinjen

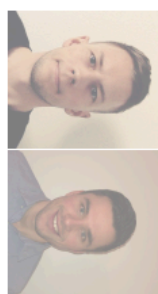
| Aktivitet | Aktivitetsnavn                               | Varighet | Start       | Slutt       | Foregående aktiviteter | Navn på ressurser | Legg til ny kolonne | 2018            |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
|-----------|--|----------|-------------|-------------|------------------------|-------------------|---------------------|-----------------|---|---|---|---|-----------------|---|---|---|---|---|---|
|           |  |          |             |             |                        |                   |                     | Halvdel 2, 2018 |   |   |   |   | Halvdel 1, 2019 |   |   |   |   |   |   |
|           |  |          |             |             |                        |                   |                     | a               | s | o | n | d | j               | f | m | a | m | j | j |
| 42        | Veiledningsmøte med Terje Kanstad            | 1 dag    | fr 03.05.19 | fr 03.05.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 43        | Veiledningsmøte med Katalin Vertes           | 1 dag    | ma 06.05.19 | ma 06.05.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 44        | Skrive forord                                | 1 dag    | ma 06.05.19 | ma 06.05.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 45        | Rettskriving av rapporten                    | 15 dager | ma 06.05.19 | fr 24.05.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 46        | Veiledningsmøte med Katalin Vertes           | 1 dag    | ma 13.05.19 | ma 13.05.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 47        | Veiledningsmøte med Terje Kanstad            | 1 dag    | fr 17.05.19 | fr 17.05.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 48        | Innlevering av rapport, A3 poster og vedlegg | 1 dag    | fr 24.05.19 | fr 24.05.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 49        | Lage presentasjonsmateri                     | 13 dager | lø 25.05.19 | ti 11.06.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 50        | Presentasjon av masteroppgaven               | 2 dager  | on 12.06.19 | to 13.06.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |
| 51        | Innlevering av presentasjonsmateri           | 1 dag    | fr 14.06.19 | fr 14.06.19 |                        |                   |                     |                 |   |   |   |   |                 |   |   |   |   |   |   |

Klar Nye aktiviteter : Manuelt planlagt

# Vedlegg I: A3-Poster

Titel:  
**Dimensjonering og livsløpsvurdering av ulike broløsninger i betong for å finne et bærekraftig alternativ**

Vedleder:  
Terje Kanstad, NTNU  
Katalin Vertes, OsloMet



Illustrasjon av Strauman 3

**Forskerspørsmål**  
Det ble i for-prosjektet avdekket mangler i henhold til hvordan Strauman 3 er prosjektert som har medført hurtig nedbrytning. Skadene er så omfattende at broen må skiftes ut. En måte å løse dette på er å undersøke ulike løsninger som tar hensyn til eksponeringsforholdene. I denne oppgaven skal de løsningene som kan være aktuelle forslag for utskiftningen av Strauman 3 skisseres. De forslagene som viser mest potensiale tas med til videre undersøkelse gjennom skal dimensjonering og livsløpsvurdering. Det skal i tillegg foretas et forenklet prisoverslag for de aktuelle løsningene. Beregningene danner grunnlaget for konklusjonen. Følgende forskerspørsmål lyder slik:

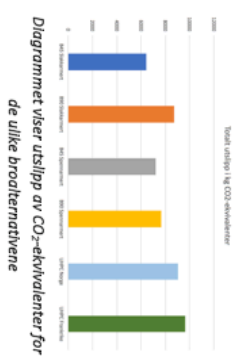
Hvilken broløsning er mest fordelaktig for nye Strauman 3 når det vurderes opp mot utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter og pris?

**Summary**  
In the preliminary project it was stated that Strauman 3 had been deteriorated so significantly that replacement is necessary. The damage have been reported as critical for about twenty years. The plate bridge is located in Vesterålen and spans 59 meters with two lanes. The accumulated damage is a result of an insufficient concrete cover to withstand the exposure conditions.

This project concerns the design of different bridge proposals that may be good solutions for the replacement of Strauman 3. In this process, several proposals are sketched. Among these, both traditional and innovative solutions are presented. Once all the suggestions have been outlined, they will go through a selection process. The solutions that show the highest potential is later designed in detail according to relevant standards. Selection is done by describing pros and cons which appear through engineering judgement and discussion. The main focus of this report is the structural engineering aspects with each bridge proposal. Nevertheless, we will also focus on the environmental factors associated with global warming potential (GWP), more specifically, CO<sub>2</sub>-equivalents. These calculations will mainly be based on European Product Declaration (EPD), in addition to assumptions and simplifications when necessary.

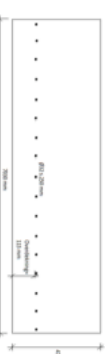
The research question of this report is: "Which bridge solution is most preferable for the replacement of Strauman 3 when it is evaluated against emissions of CO<sub>2</sub>-equivalents and price?". The results show that it is the reinforced B45 bridge that leads to the lowest amount of CO<sub>2</sub> emissions while also being preferable economically.

The cement are the greatest attributer in price and environmental impact. Therefore, the preferable choice for the replacement of Strauman 3 is be the option that contains the least amount of cement.



**Konklusjon**

Med hensyn på rapportens forskerspørsmål viser resultatene at det er den slakkarmerte B45 broen som har lavest utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter samtidig som den også er å foretrekke økonomisk. Dermed kan denne også ses på som den mest fordelaktige løsningen for nye Strauman 3.



Endelig valg av broløsning, B45 slakkarmert

Som nevnt i kapittel 8.2 er det overdekningen som er avgjørende for dette resultatet. Overdekningen er lik for B90 og B45 broene. Resultatet av dette er høye tverrsnitt med stor kapasitet for begge betongtypene. Sement-innholdet utgjør derfor den største forskjellen prismessig og miljømessig. Derfor vil det beste alternativet for nye Strauman 3 være det alternativet som inneholder minst sement.