Universitetet i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer/ Byggkonstruksjoner	Vår semesteret, 2017 Åpen
Forfatter: Prasanth Parameswaran	..... (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Samindi Mudiyansele Samarakoon Veileder: Arnt Egil Rørtvedt, Statens Vegvesen	
Tittel på masteroppgaven: Tøyningsberegning av Brunnholen bru i byggeperioden Engelsk tittel: Strain calculations of Brunnholen bridge during the construction stages	
Studiepoeng: 30p	
Emneord: - Tøyning - Kryp/svinn - Spennarmering - Tidsavhengige effekter - CSi-Bridge - Modellering	Sidetall: 78 sider + 8 vedlegg Stavanger, 12.06.2017

FORORD

Denne master oppgaven er skrevet våren 2017 som en avsluttende del av master studiet i konstruksjoner og materialer ved Universitet i Stavanger. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Universitet i Stavanger og Statens Vegvesens bruseksjonen i Stavanger.

Arbeidet med oppgaven har til tider vært vanskelig og utfordrende, spesielt analyseverktøyet CSI-Bridge ettersom jeg hadde lite kunnskap om programmet. Alt i alt har oppgaven vært svært lærerikt og jeg håper Statens Vegvesen får nytte av oppgaven.

Jeg vil takke Statens Vegvesen for samarbeidet og for disposisjon av kontorplass og utstyr. I den anledning vil jeg også takke noen mennesker som har støttet meg underveis i oppgaven.

- Samindi Samarakoon, veileder ved UiS for veiledning og oppfølging når det var behov.
- Arnt Egil Rørtvedt veilederen min hos Statens Vegvesen for hjelp og støtte underveis.
- Familien min, vennene mine og medstudenter for all støtte underveis.

Sted: Stavanger

Dato: 12.06.17

Prasanth Parameswaran

SAMMENDRAG

I denne rapporten er det gjennomført tøyningsberegninger på et etter oppspent betong bru. Bruen er et kasse bru som skal bygges i 5 byggefaser i Sandnes kommune. Bruen består av 5 spenn med to kasser og har en horisontal kurvatur på 304m. Rapporten tar for seg kun kassen i den nordligste delen, denne har en total lengde på 244 meter.

Hensikten med oppgaven er å bruke tilegnet kunnskap fra studie til å gjennomføre oppgaven. Det er gjort et litteraturstudium for å sette seg inn i gjeldende regelverk, retningslinjer og beregningsmetoder for tøyninger i spennarmert betong. Det er blitt brukt to analyseverktøy, CSI-bridge og Robot Structural Analysis for å estimere resultater og for å verifisere modellene.

Resultatene fra tøyningsberegningene visste at det er store endringer i tøyningene ved oppspenning. Etter siste oppspenning er tøyningsendringen mindre og tøyningen øker med en mye mindre stigningstall frem til sammen støp av bruplatene. Ved verifikasjon av modellene visste det seg at, modellen som ble analysert var godt tilnærmet den reelle bruen som skal bygges forutsatt at de gitte avgrensingene holdes.

INNHOLDSFORTEGNELSE

FORORD II

SAMMENDRAG III

INNHOLDSFORTEGNELSE IV

FIGURLISTE VI

TABELL LISTE VII

BEGREPSAVKLARINGER OG FORKORTELSER VIII

1. INNLEIING 1
- **1.1 BAKGRUNN** 1
- **1.2 PROBLEMSTILLING** 1
- **1.3 AVGRENSNING AV OPPGAVEN** 1
- **1.4 RAPPORTENS OPPBYGGING** 3

2. BRUNNHOLEN BRU 4
- **2.1 BYGGEMETODE** 5
- **2.2 BRUEN BESTÅR AV** 7
- **2.3 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG** 9

3. RELEVANT TEORI 10
- **3.1 SPENNBETONG GENERELT** 10
- **3.2 FØROPPSPENNING** 11
- **3.3 ETTEROPPSPENNING** 11
- **3.4 FASTHETSUTVIKLING** 12
- **3.5 KRYP** 13
- **3.5 SVINN** 15
- **3.6 TØYNINGER** 16
- **3.7 TIDSAVHENGIGE EFFEKTER I STEG FOR STEG BYGGEMETODE** 17
- **3.8 METODER FOR BEREGNING AV TIDSAVHENGIGE EFFEKTER I EC2** 18
- **3.9 GENERELL STEG FOR STEG METODE** 19

4.0 METODE 20
- **4.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT** 20
- **4.2 SPENNINGER** 22
  - 4.2.1 OPPSPENNINGSLASTER 22
- **4.3 OPPSPENNINGS TAP** 25

5.0 CSI-BRIDGE 27
- **5.1 CSI-BRIDGE GENERELT** 27
- **5.2 REFERANSE LINJE** 27
- **5.3 TVERRSNITT** 27
- **5.4 OPPLAGERE** 28
- **5.5 SPENNARMERING** 29
- **5.5 SAMMENSETTING AV MODELL** 31
- **5.6 LASTER** 32
- **5.7 RESULTATER** 32

6.0 ANALYSER OG RESULTATER 35
- **6.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT** 35
- **6.2 LASTER FRA OPPSPENNING** 37

6.2.1 RESULTATER AV OPPSPENNINGSTAP 37
6.2.1 RESULTATER AV OPPSPENNINGSLASTER 38
6.3 SPENNARMERINGENS PROFIL 41
6.4 SPENNINGER FRA CSI 42
6.4.1 BYGGETRINN 1 43
6.4.2 BYGGETRINN 2 45
6.4.3 BYGGETRINN 3 47
6.4.4 BYGGETRINN 4 49
6.4.5 BYGGETRINN 5 50
6.5 VERIFIKASJON AV MOMENTER I CSI-BRIDGE 51
6.5.1 VERIFISERE MOMENTER FRA EGENLAST 53
6.5.2 VERIFISERE OPPSPENNINGSMOMENTER 55
6.6 KRYPTALL, E-MODUL OG SVINNTØYNINGER 58
6.7 TØYNINGER 61
6.7.1 BYGGETRINN 1 61
6.7.2 BYGGETRINN 2 64
6.7.3 BYGGETRINN 3 66
6.7.4 BYGGETRINN 4 68
6.7.5 BYGGETRINN 5 70
6.7.6 OPPSUMMERING TØYNINGER 72
7.0 OPPSUMMERING OG DISKUSJON 74
7.1 KONKLUSJON: 76
7.2 VIDERE ARBEID 76
8.0 REFERANSER 78
VEDLEGGS LISTE 79

FIGURLISTE

FIGUR 1: PARAMETERE VED EN HORISONTAL [1] 2
FIGUR 2: PLAN OG OPPRISS TEGNING AV HELE BRUEN 4
FIGUR 3. STATISK MODELL AV BRUNNHOLEN-BRU 5
FIGUR 4: SKJERMDUMP AV MSS-METODEN FRA SVV 5
FIGUR 5: FREMDRIFTSPLAN FOR STØPE ARBEID 6
FIGUR 6: SNITT AV KASSENE I SØR OG NORD, LENGDENE ER GITT I MM 7
FIGUR 7. PRINSIPPET FOR FØR-OPPSPENNINGS METODE [4] 11
FIGUR 8. PARAMETERE FOR TRANSFORMERT TVERRSNITT [4] 20
FIGUR 9. ET SPENNS PARABELFORMET SPENNARMERINGS PROFIL [4] 22
FIGUR 10. TOFELTS BJELKE MED PARABELFORMET SPENNPROFIL OVER STØTTE [4] 23
FIGUR 11. DEFINERT TVERRSNITT I CSI 28
FIGUR 12. SKJERMBILDE AV SPENNARMERINGS PROFIL 29
FIGUR 13. SPENNARMERINGES PROFIL I BYGGETRINN 5 30
FIGUR 14. FANEN FOR BRU-SAMMENSETTINGEN 31
FIGUR 15. DEFORMASJON PGA. EGENVEKT 33
FIGUR 16. FANEN FOR RESULTATER I CSI 33
FIGUR 17. SPENNINGER I BYGGETRINN 1 PGA. EGENLAST 34
FIGUR 18. SKJERMBILDE FRA AUTOCAD 35
FIGUR 19. SPENNPROFILEN I BYGGETRINN 1 38
FIGUR 20. OVERBYGGET VED ANALYSERING I BYGGETRINN 1 43
FIGUR 21. OVERBYGGET I BYGGETRINN 2 45
FIGUR 22. OVERBYGGET VED ANALYSERING I BYGGETRINN 3 47
FIGUR 23. OVERBYGGET VED ANALYSERING I BYGGETRINN 4 49
FIGUR 24. OVERBYGGET VED ANALYSERING I BYGGETRINN 5 50
FIGUR 25. MOMENT FORÅRSAKET AV OPPSPENNINGSLASTER FRA RBS 55
FIGUR 26. MOMENT PGA. OPPSPENNINGS LAST FRA CSI 56
FIGUR 27. DEFORMASJON PGA. OPPSPENNING 57
FIGUR 28. TØYNINGSUTVIKLING VED L=14,7M 61
FIGUR 29. TØYNINGSUTVIKLING VED L=41,4M 63
FIGUR 30. TØYNINGSUTVIKLING VED L=71,3M 64
FIGUR 31. TØYNINGSUTVIKLING VED L=95,3M 65
FIGUR 32. TØYNINGSUTVIKLING VED L=130,6M 66
FIGUR 33. TØYNINGSUTVIKLING VED L=148,3M 67
FIGUR 34. TØYNINGSUTVIKLING VED L=177,7M 68
FIGUR 35. TØYNINGSUTVIKLING VED L=201,3M 69
FIGUR 36. TØYNINGSUTVIKLING VED L=224M 70
FIGUR 37. TØYNINGSUTVIKLING VED L=244M 71
FIGUR 38. TØYNINGER FØR SAMMEN STØPET 72

TABELL LISTE

TABELL 1. ANALYSEMETODER FOR TIDSAVHENGIGE EFFEKTER [9] 18
TABELL 2. OPPSUMMERING AV TRANSFORMERT TVERRSNITT 36
TABELL 3. KRITISKE PUNKTER PÅ SPENNARMERINGENS PROFIL 41
TABELL 4. KRITISKE PUNKTER VED ANGITTE BYGGETRINN 42
TABELL 5. BØYEPENNINGER VED L = 14,7M 43
TABELL 6. BØYEPENNINGER VED L = 41,4M 44
TABELL 7. BØYEPENNINGER VED L = 71,3M 45
TABELL 8. BØYEPENNINGER VED L = 95,3M 46
TABELL 9. BØYEPENNINGER VED L = 130,6M 47
TABELL 10. BØYEPENNINGER VED L = 148,3M 48
TABELL 11. BØYESPENNINGER VED L = 177,7M 49
TABELL 12. BØYESPENNINGER VED L = 201,3M 49
TABELL 13. BØYESPENNINGER VED L = 224M 50
TABELL 14. BØYESPENNINGER VED L = 244M 51
TABELL 15. VERIFIKASJON AV TVERRSNITTSDATA 52
TABELL 16. VERIFIKASJON AV BØYEMOMENT PGA. EGENLAST I BYGGETRINN 1 53
TABELL 17. VERIFIKASJON AV BØYEMOMENT PGA. EGENLAST I BYGGETRINN 2 53
TABELL 18. VERIFIKASJON AV BØYEMOMENT PGA. EGENLAST I BYGGETRINN 3 54
TABELL 19. VERIFIKASJON AV BØYEMOMENT PGA. EGENLAST I BYGGETRINN 4 54
TABELL 20. VERIFIKASJON AV BØYEMOMENT PGA. EGENLAST I BYGGETRINN 5 54
TABELL 21. OPPSPENNINGS MOMENT OPPSUMMERT 57
TABELL 22. TIDSAVHENGIGE PARAMETERE FOR BYGGETRINN 1 60
TABELL 23. FORKLARINGER FOR DE VALGTE DØGNENE 60
TABELL 24. TØYNINGER VED L=14,3M 61
TABELL 25. TØYNINGER VED L=41,4M 63
TABELL 27. TØYNINGER VED L= 71,3M I BYGGETRINN 2 64
TABELL 27. TØYNINGER VED L= 95,3M I BYGGETRINN 2 65
TABELL 28. TØYNINGER VED L= 130,6M I BYGGETRINN 66
TABELL 29. TØYNINGER VED L= 148,3M I BYGGETRINN 3 67
TABELL 30. TØYNINGER VED L= 177,7M I BYGGETRINN 4 68
TABELL 31. TØYNINGER VED L= 201,3M I BYGGETRINN 4 69
TABELL 32. TØYNINGER VED L= 224M I BYGGETRINN 5 70
TABELL 33. TØYNINGER VED L= 244M I BYGGETRINN 5 71
TABELL 34. OPPSUMMERING AV ALLE TØYNINGENE 72

BEGREPSAVKLARINGER OG FORKORTELSER

Min	minimum
Maks	maksimum
Kasse	En såkalt ”boxgirder” element som er satt sammen av u-seksjon og topplate
U-seksjon	Nedre del av kassen
Topplaten	Øvre del av kassen, ligger som et lokk på u-seksjonen kalles også for bruplate
Fastlager	En type lager som ikke er bevegelig i noen retninger i planet
Allsidig lager	En type lager som er bevegelig i alle retninger i planet
Ensidig lager	En type lager som er bevegelig i en retning i planet
Seksjon	Kassen som ligger mellom spennene/aksene
Cog	Tyngdepunkt (Center of gravity)
Monolittisk	Sammen støypt konstruksjon
SVV	Statens Vegvesen
RBS	Autodesk Robot Structural Analysis
CSI	CSi-Bridge
Topp	Overkant tverrsnittet, begrepet blir brukt i spennings sammenheng
Bunn	Underkant tverrsnittet, begrepet blir brukt i spennings sammenheng

1. INNLEIING

1.1 BAKGRUNN

Bakgrunnen for oppgaven var å lære mer om betong og bru-konstruksjoner. Rundt oktober 2016 la Statens Vegvesen ut et forslag om oppgave. Dette forslaget inneholdt akkurat det jeg hadde interesse for, så jeg tok kontakt og fikk tildelt oppgaven. I november ble det holdt et møte med Statens vegvesen i Stavanger avd. bruseksjonen, der ble det diskutert hva de forventet og ønsket vi skulle undersøke. De ønsket å dra nytte av oppgaven under ferdigstillingen av bruen.

Statens vegvesen er et av landets største bedrifter innen veg og transport. Bedriften består av vegdirektoratet og fem regioner fordelt over landet. Bruseksjonen i Stavanger tilhører region vest med hovedkontor i Leikanger, og har største bruseksjonen i landet med 32 ansatte [2].

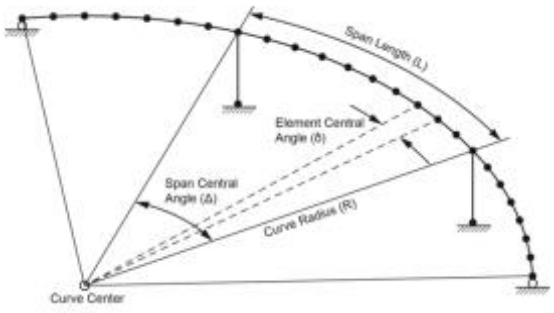
1.2 PROBLEMSTILLING

Oppgaven går ut på å lage en modell som viser tidsavhengige tøyninger forårsaket av kryp og svinn. Det skal kun betraktes tidsperspektiv fram til sammen støpningen av bruplatene. Resultatene skal brukes for å estimere deformasjonene i kassen i den nordlige løpet før sammen støpningen. Det skal modelleres en modell i CSI-bridge for å finne spenningene og utarbeides regne ark for å beregne tøyningene. Modellen i CSI vil bli kontrollert opp mot en modell fra RBS. Dette vil bli gjort for å bekrefte at modellen virker på ønsket måte.

1.3 AVGRENSNING AV OPPGAVEN

For å løse denne oppgaven ble det gjort noen avgrensninger. Ettersom det ikke er nevnt i de norske standardene om hvordan en kasse-bru med horisontal kurvatur skal dimensjoneres. Ble det valgt å bruke dimensjonerings manualen for kasse bruer fra Amerika [1].

Manualen mener så lenge vinkelen mellom spennets start og slutt er mindre enn 12 grader, altså forholdet mellom lengden av spennet og horisontalradiusen er under 0.2 kan bruen betraktes som en rett bru.



Figur 1: Parametere ved en horisontal [1]

Figur 1 er hentet fra manualen og viser de ulike parameterne ved en horisontal kurvet bru. Nedenfor følger beregningene for antagelsen.

$\frac{L}{R} \leq 0{,}2$ Om forholdet ligger under 0,2 kan bruen betraktes som en rett bru.

$\frac{55{,}4m}{304m} \leq 0{,}2$

$0{,}18 \leq 0{,}2$ => OK, bruen betraktes som en rett bru.

Etter beregningene viser det seg at bruen kan betraktes som en rett bru. Ved analysering i CSI blir bruen konstruert med rett topplate og 0 grader helning i tverretningen.

Ved transformasjonen av tverrsnittet er det kun tatt hensyn til spennarmering, slakkarmering er neglisjert. Denne begrensningen er gjort for manglende informasjon om mengde slakkarmeringen i konstruksjonen.

For oppspenningen av konstruksjonen antas det at hver seksjon blir oppspent fra en side og at alle spennkablene i kabelgruppe 11 og 21 blir oppspent som en kabel. Denne forenklingen ble tatt da dette var den mest gunstige metoden å gjøre det på i forhold til arbeidsmengde og tid.

For kryp og tøynings beregning er det kun tatt hensyn til laster fra egenlast og oppspenningslaster, dette er gjort på bakgrunn av anbefalinger i prosjekteringsforutsetningene til SVV [3].

1.4 RAPPORTENS OPPBYGGING

Rapporten er oppbygd på følgende måte; Kapittel 2 gir informasjon om hele bru konstruksjonen som skal bygges, dette inkluderer den sørlige kassen også. Under kapittelet gir informasjon om bruens ulike deler og dens generelle virkemåte. Prosjekteringsgrunnlaget for bruen er også gitt i dette kapittelet.

Kapittel 3 gir informasjon om relevante teorier med tilhørende formler og likninger som vil være nødvendige for å fremstille resultater fra analysene.

Kapittel 4 viser metoder og beregningsmetoder som allerede finnes for å fremstille del resultater. Del resultater er resultater som skal implementeres inn i formlene fra kapitel 3 for å få ut slutt resultatene.

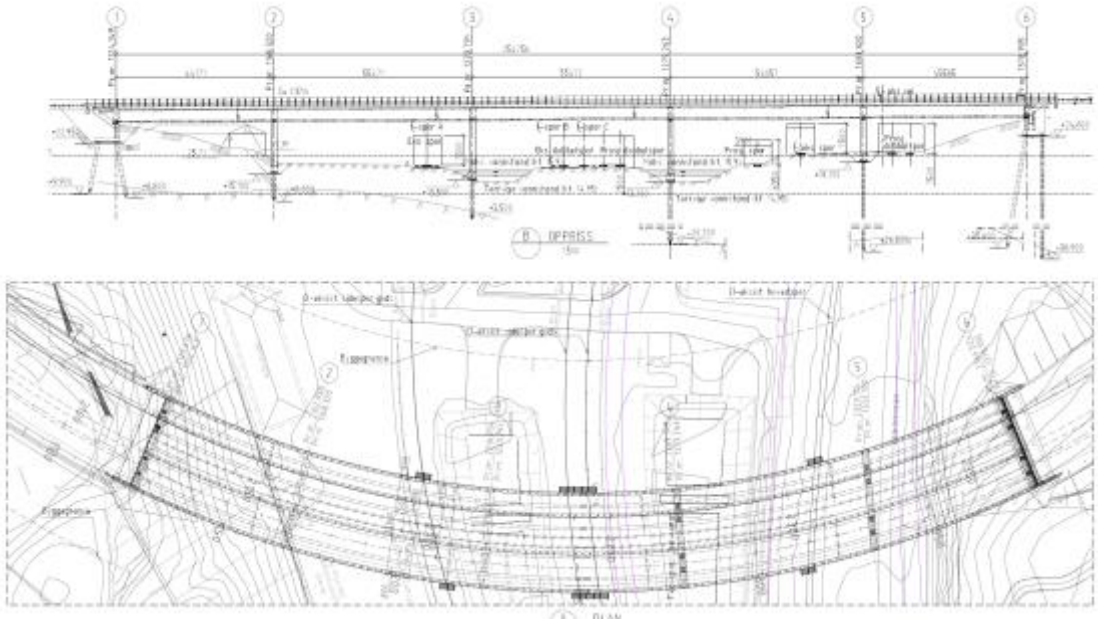
Kapittel 5 gir generell informasjon om analyse programmet CSI-bridge og hvordan de ulike parameterne er definert i oppgavens modell. Kapittelet gir også en liten innføring i hvordan de ulike stegene for modelleringen foregår.

Kapittel 6 er resultat kapittelet alle resultater fra analysene er framstilt i tabeller, grafer og figurer med tilhørende kommentarer. Kapittelet inneholder en verifikasjons del som sammenlikner verdier som er beregnet i CSI med RBS.

Det siste og avsluttende kapittelet inneholder oppsummering, diskusjon, konklusjon og anbefalinger til videre arbeid.

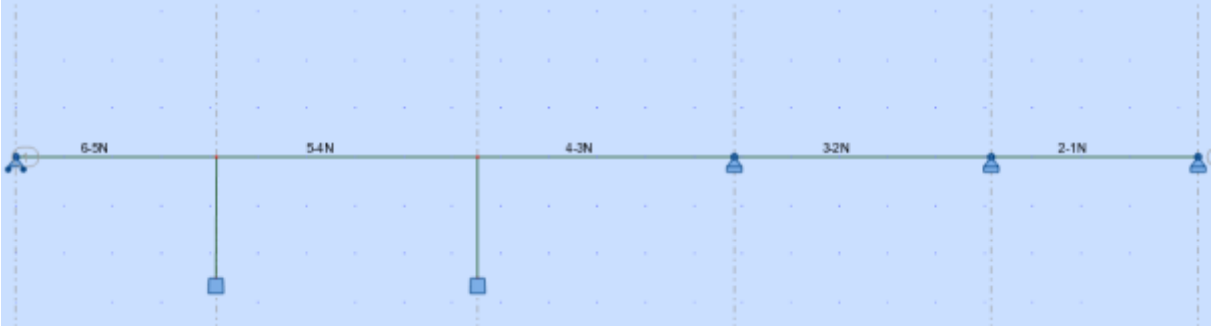
2. BRUNNHOLEN BRU

Brunnholen bru med brunr. 11-2463 er en etter-oppspent betong bru med dobbelt kasser som skal bygges mellom Skjæveland og Foss Eikeland i Sandnes kommune. Bruen består av 5-spenn med 2 kjørefelt og et gangfelt, det største spennet er på 55m og har en horisontal kurvatur på 304 meter. Bruen har estimert byggestart sommeren 2017 og ferdigstilles innen slutten av 2018.



Figur 2: Plan og oppriss tegning av hele bruen

Figur 2 viser plan og oppriss tegninger av den sørliggende bruen. Flere tegninger er lagt ved i vedlegg A.



Figur 3. Statisk modell av Brunnholen-bru

Figur 3 viser den statiske modellen av Brunnholen-bru. Bruen er monolittisk støpt ved to søyler, disse er ved akse 3 og 2. Alle seksjonene har fått en forenklet navn.

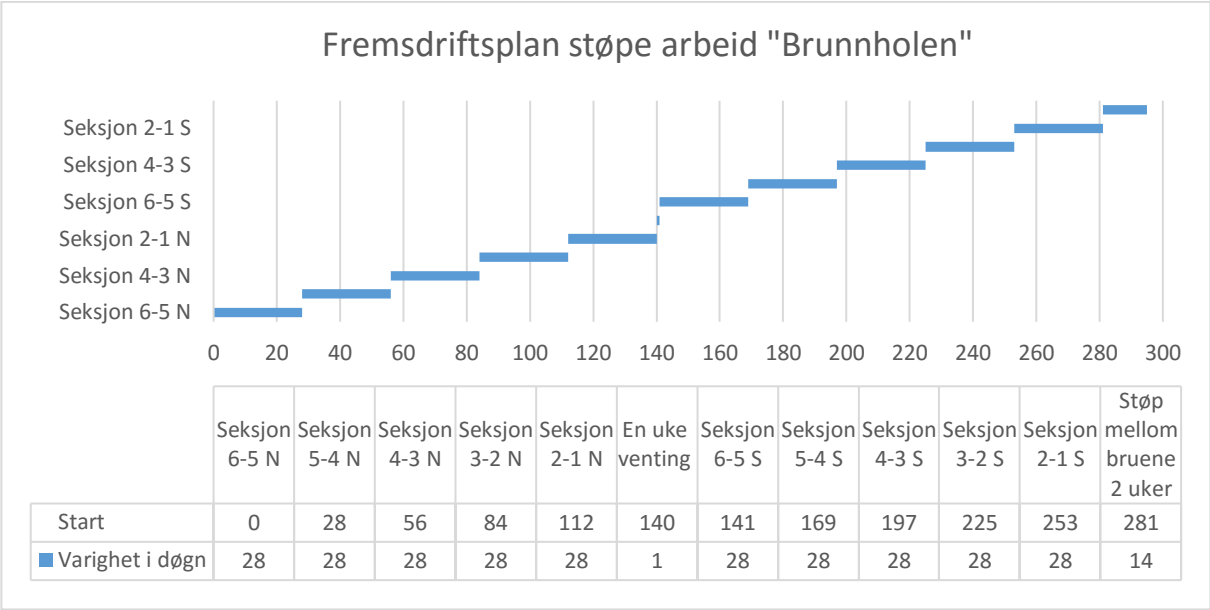
2.1 BYGGEMETODE

Det er utarbeidet prosjektforslag for to ulike byggemetoder ”Movable Scaffolding System” (MSS) og ”Incremental Launching Method” (ILM). I denne rapporten er det fokusert på MSS-metoden. Figur 4 viser MSS-metoden med stålramme og forskaling,

Figur 4: Skjermdump av MSS-metoden fra SVV

Denne metoden går ut på å bruke en forskyvelig stillas/vogn som støper seksjon for seksjon. Vognen inneholder forskalinger og hviler på stål rammer/bjelker som er festet til søylene. Ved hjelp av hydrauliske jekker flyttes vognen og forskalingen til neste seksjon. Kassene i Brunnholen bru bygges hver for seg og støpes sammen i

bruplaten. Det er planlagt at kassen i nord skal støpes først, støpe prosessen går fra akse 6 til akse 1.

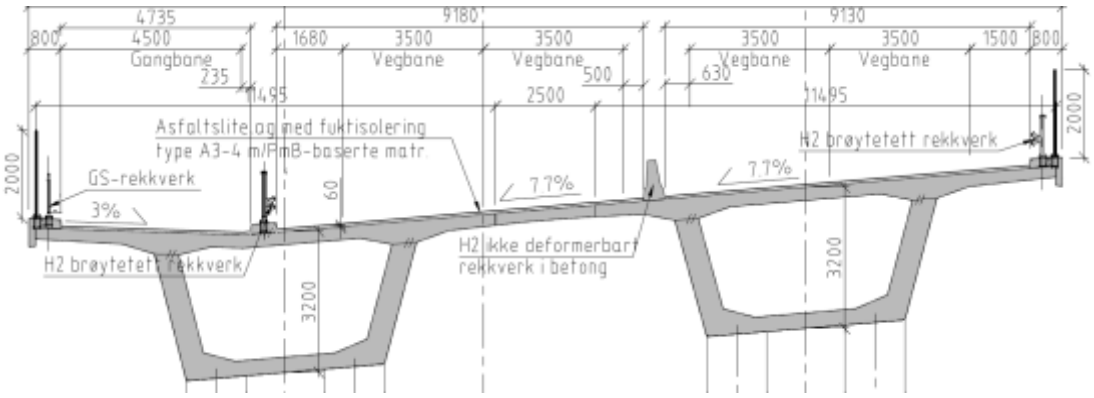


	Seksjon 6-5 N	Seksjon 5-4 N	Seksjon 4-3 N	Seksjon 3-2 N	Seksjon 2-1 N	En uke venting	Seksjon 6-5 S	Seksjon 5-4 S	Seksjon 4-3 S	Seksjon 3-2 S	Seksjon 2-1 S	Støp mellom bruene 2 uker
Start	0	28	56	84	112	140	141	169	197	225	253	281
Varighet i døgn	28	28	28	28	28	1	28	28	28	28	28	14

Figur 5: Fremdriftsplan for støpe arbeid

En estimert fremdriftsplan av støpningen av seksjonene er vist i figur 5. Det er antatt at det brukes 2,5 uker på å støpe ut u-seksjonen og 1,5 uker på topplaten, en seksjon vil være ferdig støpt på 4-uker med denne metoden. Ved overgang fra kasse nord til sør er det lagt til en uke for flytting av vogn/stillas. Det estimeres å bruke rundt 20 uker på utstøping av hver kasse, så total støpe tid inkludert flytting er 41 uker. Ved sammen støpningen av bru platene er det antatt å bruke 2 uker.

2.2 BRUEN BESTÅR AV



Figur 6: Snitt av kassene i sør og nord, lengdene er gitt i mm

- Peler: Alle fundamentene til søylene blir forankret til fjell med stålrørspeler. Landkarene ved endene av bruen i akse 1 og akse 6 blir også forankret til fjell med peler.

- To stk. landkar: Fundamentet for landkarene fundamenteres på stålrørspelene og støpes tørt. Det legges trekkerør i landkarvegger for oppspenning av spennvaiere i kassene.

- Fundament for søyler: Fundamentene for søylene støpes på 6 stålrørspeler og plasseres i aksene 2, 3, 4 og 5. Disse skal støpes tørt og alle hjørnene avfases 20mm.

- Søyler: Søylene plasseres i de samme aksene som fundamentene. Det støpes ut 4 søyler med diameter 1500mm for hver søyle fundament. Alle søylene har forskjellige høyder på grunn av helning i tverretning, og må utføres som gitt i arbeidstegningene.

- Kasser: Som hoved bære system støpes det ut to kasser. Disse støpes sammen i bruplaten. Beskrivelse for oppføring av kassene er nevnt i kapittel 2.1.

- Spennvaiere: Kassene inneholder spennvaiere i topplaten og i u-seksjonen. Vairene spennes opp ved ulike tidspunkter etter ferdig støp, for mer detaljert beskrivelse om oppspennings tidspunkter og vaiernes plassering, henvises det til vedlegg A.

- Betong rekkverk: I hele bruens lengde støpes det ut en rekkverk i betong. Denne skiller kjørefeltene og er ment som sikkerhet for trafikantene.

- Kantdragere: Det støpes ut 2 kantdragere på hver ende i tverretningen. Denne har en opphøyning og feste punkter for rekkverk.

- Lager i landkarene: Nordlige kasse har ett allsidig og ett ensidig bevegelig lager i akse 6. I akse 1 har den en fastlager og en allsidig bevegelig lager. Den sørlige kassen har to allsidig lager i akse 6 og to allsidig bevegelige lager i akse 1.

- Lager søyler: På toppen av søylene i akse 4 og akse 5 er det fastlager. Søylene i akse 2 og 3 er monolittisk forbundet med bru-kassen.

2.3 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG

Byggemetode MSS (Movable Scaffolding system)

Betong		
Betongkvalitet		B45
Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	45 N/mm^2
Middelverdi trykkfasthet etter 28døgn	f_{cm}	53 N/mm^2
Elastisitetsmodul	E_{cm}	36 GPa
Sementklasse		N
Relativ fuktighet		70%

Bru-kasser		
Areal u-tverrsnitt	A_{cu}	4,89 m^2
Vekt u-tverrsnitt	G_k	124,70 kN/m
Arealet topplate	A_{ct}	3,94 m^2
Vekt topplate	G_{kt}	98,50 kN/m

Spennarmering		
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 N/mm^2
Karakteristisk strekkfasthet 0,1% - grense	$f_{pk0.1k}$	1640 N/mm^2
Elastisitetsmodul	E_p	195 GPa
Areal (per tau)	A_p	150 mm^2
Areal(per kabel, 22spenntau á 150mm^2)	A_p	3300 mm^2
Friksjonskoeffisient	μ	0,18 1/rad
Låsetap	Δs	6 mm
Wobble-koeffisient	K	0,005 rad/mm
Forspenningskraft	S_{max0}	1394 N/mm^2
Maks spenning tillat under oppspenning	S_{ini0}	1476 N/mm^2

3. RELEVANT TEORI

3.1 SPENNBETONG GENERELT

Spennbetong eller spennarmert betong som det også kalles er en byggemetode som er mye brukt i Norge. Metoden innebærer at spenn kabler legges i betongen og spennes opp til en kraft. Denne kraften forankres ved endene av bjelken som fører til trykk krefter og evt. Momenter som overføres til betong konstruksjonen.

Hensikten med en slik konfigurering er å motvirke påførte lastens spenningsbilde. Ved å bruke spennarmering får en motsatt rettet spenningsbilde enn den påførte lasten. På denne måten kan nedbøyning og riss reduseres og spenningene motvirker hverandre.

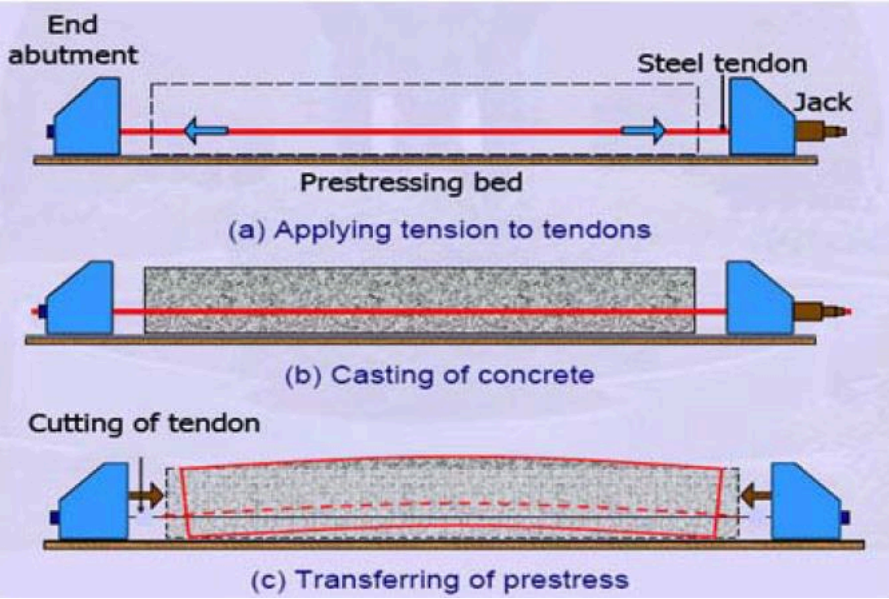
Ved bruk av spennbetong stilles det strenge krav til materialvalg. Både betongen og spennarmeringen skal ha høy fasthet. Betongen skal tåle store trykkspenninger og armeringen skal tåle store strekk spenninger. Ved valg av betongfasthet velges det enn type med lite kryp og svinn deformasjoner, da dette kan føre til tap av spennkraft [4].

De to mest brukte metodene for spennbetong er

- Føroppspenning
- Etteroppspenning

3.2 FØROPPSPENNING

Føroppspent betong er når armeringen blir spennet opp før betongen støpes. Betong elementet støpes på et bånd med jekk og et låsepunkt i hver ende som vist i figur 7. Når betongen har oppnådd en viss trykkfasthet, kappes spennkabelen mellom jekken og endeforankringen. Betongen blir da påført trykk krefter. Denne metoden er mye brukt i prefabrikkerte elementer.



Figur 7. Prinsippet for før-oppspennings metode [4]

3.3 ETTEROPPSPENNING

Etteroppspente konstruksjoner er når spennkablene blir oppspent etter støp av betong. Spennkablene legges som oftest inn i kanaler og støpes sammen med konstruksjonen på byggeplassen. Spennprofilen er oftest parabelformet for å gi de nødvendig spenningene ved opplagere og felt. Denne metoden er mye brukt i plass støpte konstruksjoner som bru-konstruksjoner med lange spenn. Etter at spennkablene er spennet opp fylles hull-rommene i kanalen. For oppfylling brukes det to metoder [4].

- Injiserte
- Uinjiserte

Injiserte metoden går ut på at plastrøret fylles med et spesial sementbasert masse dette hindrer korrosjon og gir god heft mellom spennvaieren og kanalen.

Uinjisert går ut på at kabelen smøres med spesial fett og omlegges i plast. Her festes spennkabelen kun i endene. Denne metoden er mest foretrukket .

3.4 FASTHETSUTVIKLING

For konstruksjoner med spennarmering er det nødvendig å vite betongens fasthets utvikling med tiden. Dette er for å tilfredsstille at betongen har nok kapasitet til å motstå trykk spenningene ved oppspenning. Fasthets utviklingen i betongen er avhengig av mange parametere, blant annet sementtype, blandingsforhold, herdeforhold og temperatur. I henhold til Eurokode 2 kan betongens sylinder trykkfasthet ved ulike tidspunkt finnes ved å bruke formlene definert under [5].

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8\left(\frac{N}{mm^2}\right) \qquad 3 < t < 28\ døgn \qquad (1)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \qquad t > 28\ døgn \qquad (2)$$

der

f_{ck} = Betongens karakteristiske sylindertrykkfasthet etter 28 døgn

$f_{ck}(t)$ = Betongens karakteristiske sylindertrykkfasthet etter t døgn

f_{cm} = Middelverdi av betongens sylindertrykkfasthet

For verdier mindre enn 3 dager, anbefalers det å ta prøver av betongen.
Middelverdien av betongtrykkfastheten kan finnes med formelen;

$$f_{cm}(t) = f_{cm} \cdot \beta_{cc}(t) \quad (3)$$

der

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{s\left[1 - (\frac{28}{t})^{0,5}\right]\right\}$$

$\beta_{cc}(t) =$ Koeffisient som er avhengig av betongens alder t

s = Koeffisient som er avhengige av sementtype

Fastheten ved enhver tid er nødvendig å vite for å bestemmelse elastisitetsmodulen og for å sjekke at betongtrykk kapasiteten ikke overskrives under oppspenning.

3.5 KRYP

Endring av materialets volum over tid, forårsaket av lastens varighet. Alternativ definisjon: En med tiden økende deformasjon på grunn av belastning fra egenvekt eller ytre last mindre enn bruddlasten [6].

Materialer under konstant trykk gjennom tiden vil utsettes for tøyninger. Det spesielle med betongen er at den vil tøyes utover den momentane tøyningen, dette kalles kryp. Betongen kan sammentrekke eller utvide seg alt etter om det er strekk eller trykkspenninger som påføres. For beregning av kryp benyttes koeffisienten kryptall $\varphi(t, t_0)$ som kan finnes med følgende likning;

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4)$$

der

φ_0 = Normerte kryptall

$\beta_c(t, t_0)$ = Faktor som beskriver kryputviklingen i forhold til tid og belastning

Verdiene for φ_0 og $\beta_c(t, t_0)$ finnes i EK2 vedlegg B [5].

Denne likningen kan brukes for å finne eksakte verdier for kryptallet ved en gitt tid. En forenklet metode for beregning av kryptall finnes også i EK2 3.1.4. Denne kan brukes når det ikke stilles stor nøyaktighet til kryptall. Men den forenklede metoden forutsettes at trykkspenningen i betongen ikke overskrider $0{,}45 \cdot f_{ck}(t_0)$. Ved overskridelser bør ikke-lineært kryp vurderes. Hvis en slik situasjon oppstår skal en ikke fiktiv kryptall brukes, denne kan finnes med følgende likning;

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{(1{,}5(k_\sigma - 0{,}45))} \quad (5)$$

der

$k_\sigma = \text{Forholdet mellom spenning og trykkfastheten ved belastningspunktet}$

Det ikke fiktive kryptallet erstatter $\varphi(t, t_0)$ ved videre kryp-beregning.

Kryptøyninger antas å være proporsjonal med betong spenningen. Denne tøyningen kan finnes med følgende likning;

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6)$$

der

$\sigma_c = \text{Påført konstant trykkspenning}$

$E_c = \text{Betongens tangent E} - \text{modul etter 28 døgn}$

I denne likningen kan tangent E-modul settes lik $1{,}05 \cdot E_{cm}$ iht. EK2, 3.1.4.

Ved beregninger i byggeperioden er det nødvendig å vite kryp-tøyningene ved ulike tidspunkter før betongen har fått sine endelige fasthetsevner. Derfor er det valgt å beregne kryptallet manuelt ved hjelp av formel 4. På denne måten kan tøyninger for $t < 28$ døgn estimeres og det vil være mer nøyaktig å bruke denne metoden.

3.5 SVINN

Svinn er volum endring av betongen forårsaket av fukttransport i betongen. Den totale svinntøyningen består av to deler autogent/selvuttørkings- svinn og uttørkings svinn. For beregningen av den totale svinn tøyningen er følgende formel oppgitt i EK2.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (7)$$

Autogent/selvuttørkingssvinn

Selvuttørkingssvinnet utvikler seg oftest med fasthetsutviklingen av betongen i en tidlig fase etter utstøpingen. Dette svinnet kan finnes med følgende likning fra EK2.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (8)$$

Verdiene for $\varepsilon_{ca}(\infty)$ og $\beta_{as}(t)$ kan finnes i EK2 3.1.4.(6)

Uttørkingssvinn

Uttørkingssvinnet er volumendringer som skjer når vannet forlater kapillærporene i betongen. Denne er avhengig av dimensjon og om uttørkingen skjer fra en eller flere sider av konstruksjonen. For beregning av uttørkingssvinn kan følgende formel brukes.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (9)$$

I denne likningen tar $\beta_{ds}(t, t_s)$ hensyn til når uttørkingen starter, denne faktoren kan finnes med likning 3.10 i EK2.

3.6 TØYNINGER

Tøyning er et ord som brukes om lokal deformasjonen i et materiale, altså for å beskrive deformasjonen i nærheten av et partikkel. Tøyning oppstår som oftest pga. spenninger og temperatur endringer i materialet.[7]

Tøynings resultatene som kjem ut er dimensjonsløse verdier, oftest som en matematiske brøk. Disse resultatene kan direkte fortelle oss om material påkjenningene, og gjøres om til spenninger ved hjelp av relasjoner som representerer material responsen. Den mest grunnleggende likningen i tøynings sammenheng er Hookes lov.

Hookes lov sier at kraften som brukes for å strekke ut et sammen presset materiale er proporsjonal med forskyvningen som oppstår. Det vil si at materialet er elastisk dersom tøyningene som oppstår på grunn av spenningene, forsvinner med spenningene. Hookes lov er beskrevet i fasthetslæren sammenheng med følgende likning. [7]

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \tag{10}$$

der

$\sigma = Spenning\ materialet\ blir\ utsatt\ for$

$E = Materialets\ elastisitetsmodul$

$\varepsilon = Tøyning\ i\ materialet$

I denne rapporten er det fokusert på tøyninger som er forårsaket av spenninger, tøyninger fra temperaturendringer er blitt utelatt. Ved å endre på formel 10 er det mulig å finne tøyninger. Tøynings likningen som skal brukes i denne rapporten er beskrevet mer detaljert om i kapitel 3.9.

3.7 TIDSAVHENGIGE EFFEKTER I STEG FOR STEG BYGGEMETODE

Tidsavhengige effekter innebærer spenninger og deformasjoner som skjer på grunn av kryp, svinn og relaksasjon av spennstålet over tid. Disse effektene fører til omfordeling av spenninger i tverrsnittet og endringer i reaksjonskreftene, og derfor i det indre kreftene om konstruksjonen er statisk ubestemt.

Tidsavhengige effekter er mer kritiske for en bru som er bygget med steg for steg som byggemetode, enn en bru som er bygget med et støp. For ved å støype ut et nytt seksjon og spenne opp spennkabler vil det føre til nye krefter på konstruksjonen. Dette fører til omfordelinger av spenninger i de individuelle seksjonene og en betraktelig reduksjon i stivheten for de ulike konstruksjonsdelene [8].

For å analysere de tidsavhengige effektene finnes det ulike data programmer og litteraturer, uavhengige om det er steg for steg eller et støps metode som er valgt som byggemetode. Men det som er felles for alle analyse metodene er at ingen tar hensyn til risset tverrsnitt ved økning av lasten, de er basert på urisset tverrsnitt. Metodene som finnes og som skal brukes i denne rapporten er beskrevet om i kapitel 3.8 og 3.9.

3.8 METODER FOR BEREGNING AV TIDSAVHENGIGE EFFEKTER I EC2

For beregninger av tidsavhengige effekter i betong er det nevnt 5-analyse metoder i den europeiske standarden for betong prosjektering [9]. De er som følge;

1. Generell steg for steg analyse
2. Differensial versjon av generell steg for steg analyse
3. Metode basert på lineær viskoelastisitetsteoremet
4. Aldrings koeffisient metode
5. Forenklet metode basert på aldrings koeffisient metode

Den mest brukte metoden blant ingeniører/konstruktører er metode 5. Denne tar tilstrekkelig hensyn til langtids effekten og er den eneste metoden som fører ned til håndterlige hand beregninger. For situasjoner der det er nødvendig å vite tap av krefter og nedbøyninger under oppføringen av konstruksjonen brukes metode 1. Dette kan være tilfelle når steg for steg metoden er valgt som byggemetode. Tabell 1 viser en overblikk over hvilke bruksområde de ulike metodene kan benyttes til.

Tabell 1. Analysemetoder for tidsavhengige effekter [9]

Type analyse	Bruksområde og kommentarer
Generell steg for steg analyse	Dette er en generell metode som kan brukes på alle slags konstruksjoner. Svært nyttig ved steg for steg konstruksjoner, hvor egenskapene varierer langs lengden.
Metode basert på lineær viskoelastisitetsteoremet	Brukes på homogene konstruksjoner med faste begrensninger
Aldringskoeffisient metode	Denne metoden er nyttig ved langtids fordeling av laster og spenninger. Kan brukes på armerte betong bruer.
Forenklet metode basert på aldringskoeffisient metoden	Kan brukes på konstruksjoner som opplever forandringer i opplager betingelser.

I denne rapporten er det valgt å bruke metode 1 for beregning av tidsavhengige effekter. Dette valget er tatt for denne metoden er godt egnet når steg for steg metode er valgt som byggemetode.

3.9 GENERELL STEG FOR STEG METODE

Steg og steg metoden er ofte brukt med iterative dataprogrammer, da denne gjør en steg for steg beregning av flere tøyninger. Metoden tar hensyn til tøyningene som oppstår på grunn av kryp, svinn og spennings endringer.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_s) \tag{11}$$

Formel 11 er den generelle formelen for denne metoden. Første ledd representerer tøyninger ved momentan belastning, andre ledd representerer kryptøyningene. Tredje ledd tar hensyn til kryptøyninger iht. Spenningsvariasjonen. For konstruksjoner som bygges steg for steg og påføres oppspenningskrefter er det tredje leddet aktuelt. Det siste leddet tar hensyn til svinn-tøyninger og beregnes med formel 7 fra kapitel 3.5.

Ved bruk av denne metoden antas det at slakkarmeringen er lineær ved momentan belastning og at det er perfekt overgang mellom spennarmeringen og betongen. Ved før oppspenning skal det tas hensyn til relaksasjon og deformasjon, hvis spenn tauet opplever en spenning større enn 50% av spenntauets maksimale strekkfasthet. Likevekt og kompatibilitet skal være tilfredsstilt og ved lineære elementer antas det at elementet er plan før og etter deformasjonen.

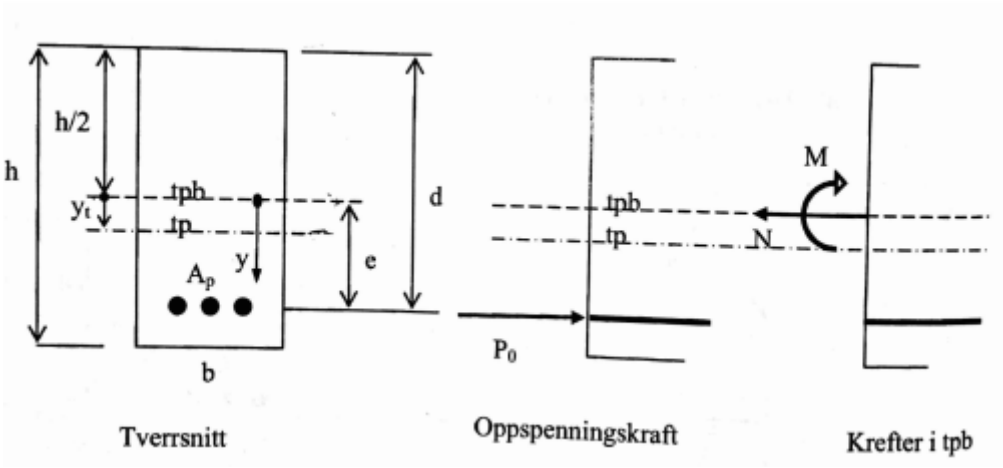
4.0 METODE

4.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT

Spenning er leddet i steg for steg metoden som har stor betydning for slutt resultatet. For beregningen av denne spenningen brukes den generelle bøyespenningsformelen.

$$\sigma_0 = \frac{M}{I} \cdot y$$

Denne formelen er definert med hensyn på at materialet i bjelken er et homogent materiale. For å anvende denne formelen for kompositt materialer må tverrsnittet transformeres til en sammensatt tverrsnitt.



Figur 8. Parametere for transformert tverrsnitt [4]

I tilfeller med spennarmering og betong er det nødvendig å finne det transformerte tverrsnittet. Det transformerte tverrsnittarealet kan finnes på følgende måte.

$$A_t = A_c + (\eta - 1) \cdot A_p + (\eta - 1) \cdot A_s \qquad (12)$$

der

$A_c = Tverrsnittsarealet\ av\ betong$

$A_p = Areal\ av\ oppspennings\ kabel$

$A_s = Areal\ av\ slakkarmering$

Ved bruk av slakkarmering brukes tredje leddet i likningen, men i denne rapporten er det valgt å se bort fra slakkarmering i konstruksjonen. Transformasjons faktoren "eta" består av forholdet mellom elastisitetsmodulen for armeringen og betongen.

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} \tag{13}$$

der

$E_s = Elastitetsmodulen\ til\ spennarmering$

Ved å ta moment om betong tverrsnittets tyngdepunkt kan armerte tverrsnittets tyngdepunkt akse finnes. Det finnes her en avstand y_t som er avstanden mellom betongens og armeringens tyngdepunktakser, se figur 8.

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e1 + (\eta - 1)A_s \cdot e2}{A_t} \tag{14}$$

I denne likningen er bidraget fra slakkarmeringen tatt med, men denne neglisjeres i våre beregninger. Avstanden fra betong tverrsnittets tyngdepunkt til armeringens tyngdepunkt er indikert som e1 og e2. Det transformerte arealtreghetsmoment for det armerte tverrsnittet kan finnes med følgende formel.

$$I_t = I_c + (\eta - 1)A_p \cdot (e1 - y_t)^2 + (\eta - 1)A_s \cdot (e2 - y_t)^2 \tag{15}$$

der

$I_c = Treghetsmomentet\ for\ betongtverrsnittet$

$e1 = Avstand\ mellom\ betong\ tverrsnitt\ Cog\ til\ spennarmering\ Cog$

$e2 = Avstand\ mellom\ betong\ tverrsnitt\ Cog\ til\ slakkarmering\ Cog$

Ved videre beregninger av spenninger på konstruksjonen skal kun de geometriske parameterne fra det transformerte tverrsnittet brukes.

4.2 SPENNINGER

Ved manuell beregning er spenningene tas det hensyn på at betongen er i urisset tilstand, stadium 1. For tidsavhengige effekter er det valgt å bruke spenninger fra tverrsnittets egenvekt og oppspenning.

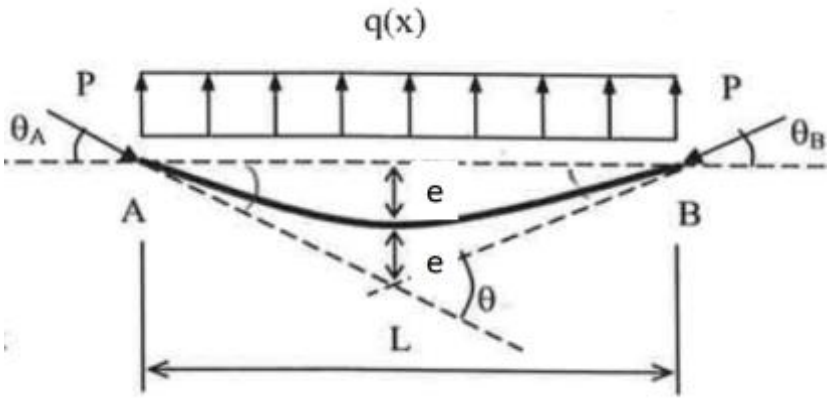
4.2.1 OPPSPENNINGSLASTER

Når man skal utføre manuelle beregninger av oppspenningslaster kan det fort bli mye å holde styr på, spesielt med forskjellige pilhøyder. Derfor er det gjort en forenkling av spennkablenes pilhøyder. Alle spennkablene i kabel gruppe 11 og 21 gjøres om til en spennkabel. Pilhøydene som er nevnt i formel 16 er målt i fra betong tverrsnittets overkant.

$$e_{ref} = \frac{A_{p1} \cdot e_1 + A_{p2} \cdot + \ldots + A_n \cdot e_n}{\sum_{i=1}^{n} A_{p1} + A_{p2} \ldots A_n} \tag{16}$$

For å få et tilnærmet riktig modell av spennkabelens profil brukes spennarmerings dataene fra SVV sine tegninger, se vedlegg A.

Parabelformet spennarmerings profil



Figur 9. Et spenns parabelformet spennarmerings profil [4]

Figur 9 viser et generelt tilfelle med spennarmering uten ende eksentrisiteter. Lasten q(x) er den jevnt fordelte lasten betongen blir påkjent ved oppspenning av kabelen.

Lasten for et parabel formet oppspenningsprofil kan skrives som

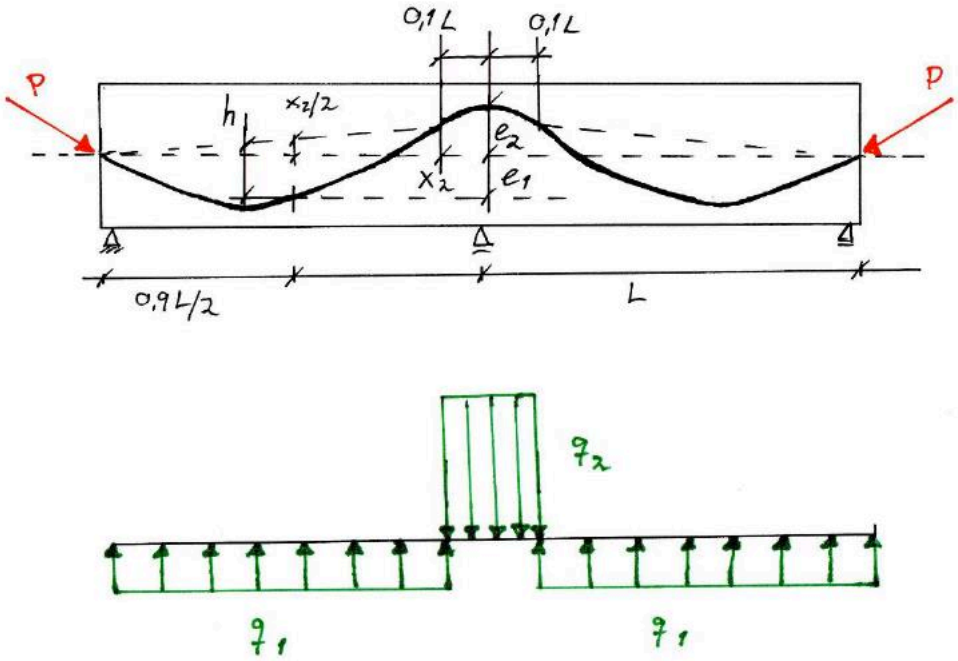
$$\int_A^B q(x)dx = P \cdot (\theta_A - \theta_B)$$

Lasten blir spennkraften multiplisert med retningsendringen fra punkt A til B [4]. Den ekvivalente lasten for et parabelformet spennarmeringens profil kan skrives som;

$$q = \frac{8Pe}{L^2}$$

Her er e avstanden fra oppspenningspunktet til laveste punktet på spenn tauet.

Tofelts bjelke med realistisk spennarmeringens profil



Figur 10. Tofelts bjelke med parabelformet spennprofil over støtte [4]

I denne modellen er det et parabelformet spennprofil over støttet, dette gir nedover rettet krefter. Avstanden til infleksjonspunktet mellom parabelen i feltet og støtten kan finnes ved å anta at den ligger 0.1L fra støtten.

De ulike lastene og pilhøydene kan finnes med følgende formler:

$q_1 = \frac{8Ph}{(0{,}9L)^2}$ Oppover rettet last i feltet

$q_2 = \frac{8Ph_s}{(0{,}2L)^2}$ Nedover rettet last over støtten

$h_s = e_2 - x_2$ h_s er avstanden mellom infleksjonspunktet og toppen av parabelen over støttet.

$h = e_1 + \frac{x_2}{2}$ Avstanden mellom oppspenningspunktet og laveste punkt på spennprofilen i feltet.

$e_2 = x_2 - h_s$ Avstanden mellom N.A og toppen av spennprofil over støtte.

Ved å endre på spennarmeringens profil kan denne modellen anvendes til å finne andre lastforløper [4].

4.3 OPPSPENNINGS TAP

I spennarmerte betong konstruksjoner opptrer det oppspenningstap. Dette kan skje på to måter, enten rett etter oppspenning eller spenningstap gjennom tiden. Det virkelige oppspennings kraften som er igjen i spennkablene antas å være 75% av det virkelige oppspente kraften. De manglende 25% er betraktet som oppspennings tap. For etter-oppspente konstruksjoner er friksjonstap, låse tap og elastisk deformasjon relevante. I denne rapporten ser vi bort i fra tidsavhengige tap av oppspennings kraften.

Låse tap

Etter å ha spennet opp spennkabelen til nødvendig spennkraft låses spennkabelen i låsekilen. Under overføringen av kraften vil låsekilen oppleve en inntrekning. Denne inntreknings avstanden Δs er oftest oppgitt av produsenten.
Låsetapen kan finnes med følgende formel;

$$\Delta P = \frac{\Delta s}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

Friksjonstap

For etter oppspente konstruksjoner vil de oppleve friksjon mellom spennstålet og utsparingsrøret ved oppspenning. Dette fører til friksjonskrefter som motvirker glidningen noe som resulterer i tap av oppspenningskraft. Tapet av oppspenningskraften kan finnes med følgende formelen fra EK2.

$$\Delta P_u(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + Kx)})$$

der

$P_{max} = Maks\ forspenningskraft$
$\mu = Friskjonskoeffisient\ mellom\ spennkabel\ og\ kabelkanal$
$\theta = Summen\ av\ vinkelendring$
$K = Wooble - koeffisient$

Formelen kan brukes for å finne tapet ved en lengde x fra oppspenningsjekken. Friksjonskoeffisienten tar hensyn til friksjonen mellom utsparingsrøret og spennstålet. Faktoren K er tilleggs krumning som oppstår ved oppspenning.

Elastisk deformasjon

Hvis alle spennkablene er spennet opp samtidig kan vi konkludere at det ikke er noe elastisk deformasjon, for oppspennings kraften i jekken kompenserer for elastiske trykket av betongen. Elastisk deformasjon bør betraktes når spennkablene er oppspent individuelt. Da kan formel 5.44 fra EK2 benyttes.

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta\sigma_0(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

5.0 CSI-BRIDGE

5.1 CSI-BRIDGE GENERELT

CSI-Bridge 2017 Advanced er et analyse og modellerings verktøy som brukes av ingeniører for dimensjonering av bru-konstruksjoner. Programmet gjør modellen om til en matematisk elementmodell med de forhånd definerte materialegenskapene og grensebetingelsene. Dette forenkler og framskynder modelleringsprosessen, noe som fører til at ingeniører ikke trenger å direkte definere kobling, begrensing og ”mesh” elementene [10]. I denne oppgaven er CSI-bridge Advanced 2017 blitt benyttet og modellen er definert som en solid objekt.

5.2 REFERANSE LINJE

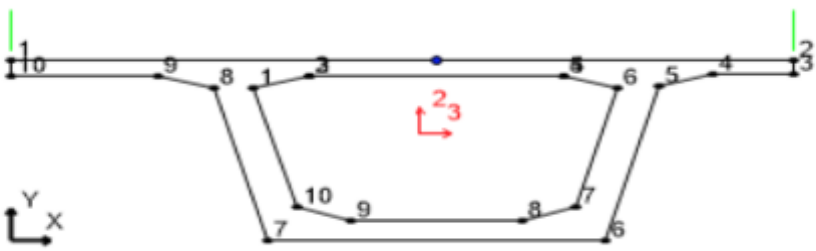
For å modellere en bru-konstruksjon i CSI må det defineres en referanse linje som modellen kan bygges på. Denne referanse linjen danner grunnlaget for den geometriske plasseringen av modellen og antall felter på bru dekket. Feltene som er definert kan blant anna benyttes for analysering av trafikklaster og ulike lastkombinasjoner. I modellen vår fikk referanse linjen en lengde tilsvarende den nord liggende kassens lengde. Det ble ikke definert felter, då det ikke skulle analyseres for trafikklaster eller andre bevegelige laster.

5.3 TVERRSNITT

Tverrsnittet kan defineres på ulike måter, enten ved å velge forhands installerte tverrsnitt i programmet eller definere en egendefinert tverrsnitt med koordinater i et aksesystem.

Noen av de forhandsinstallerte tverrsnittene er basert på standarder og er ikke mulige å endre geometriske parametere på. Tverrsnittets material egenskaper samt om tidsavhengige effekter som kryp og svinn skal inkluderes i beregningene, må defineres i denne fasen.

For tverrsnittet som ble definert i oppgaven ble er det valgt et forhandsdefinert tverrsnitt som fikk implementert inn våre parametere. Denne metoden var mer tidseffektivt enn å definere i aksesystem. Tverrsnittet tok hensyn til tidsavhengige effekter som kryp og svinn i betongen. De andre egenskapene tilsvarte parameterne fra kapitel 2.3.



Figur 11. Definert tverrsnitt i CSI

Figur 11 viser tverrsnittet som ble definert i CSI. Tverrsnittet ble modellert med en rett topplate i tverretningen og det ble ikke tatt hensyn til helning av kassen.

5.4 OPPLAGERE

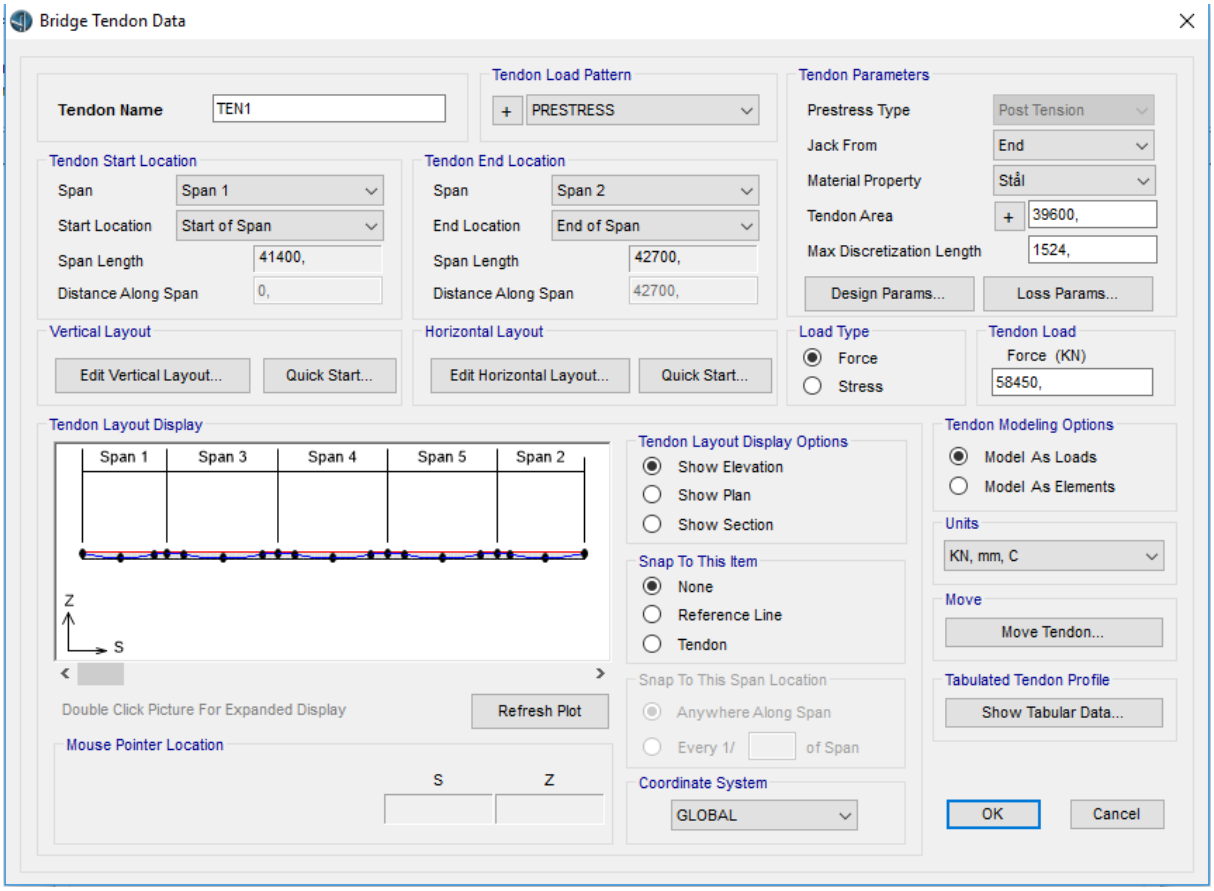
Før sammensetning av bru-delene må randbetingelsene defineres. Oppleggs punktene i akse 1 har et allsidig og et fast lager. i akse 6 har det et allsidig og et ensidig lager i virkeligheten.

I CSI ble den statiske modellen modellert med et fastlager i enden og et rullelager i overkant på alle søylene. På denne måten var kassen fastholdt mot translasjoner i alle retninger i enden, og hadde fri translasjon i lengde retningen over støttene. Alle søylene var fasthold mot translasjoner og rotasjoner i alle retninger.

5.5 SPENNARMERING

Alle spennarmeringene i kabelgruppe 12 og 22 ble gjort om til en spennkabel ved å bruke formel 16.

Å angi spennkabelens profil var det mest tidskrevende oppgaven i CSI. Ettersom programmet som ble brukt ikke hadde tilgang til den innebygde steg og steg analysen pga. programfeil. Ble bruen modellert nytt for hvert byggetrinn, når modellen ble oppdatert for hvert trinn, endret spennkabelens profil. For å forenkle dette ble det brukt en allerede forhandsinstallert parabolsk spennarmerings profil med våre koordinater for plassering, se vedlegg B for koordinater.



Figur 12. Skjermbilde av spennarmerings profil

Figur 12 viser fanen for spennkabelens materialdata, de nødvendige parameterne for oppspenningstap ble implementer i ”Loss parameters” valget. Modellen tok hensyn

til oppspenningstap fra friksjon, låsetap og elastisk deformasjon. Det er også mulig å velge hvilke side som er passiv og aktiv anker. Verdien for forspenningskraften ble beregnet for hand og implementert i programmet.

Utrekning av forspenningskraft for forenklet spennkabel

$A_p = 3300mm^2$ Areal av 1 spennkabel

$A_p = 12 \cdot 3300mm^2$

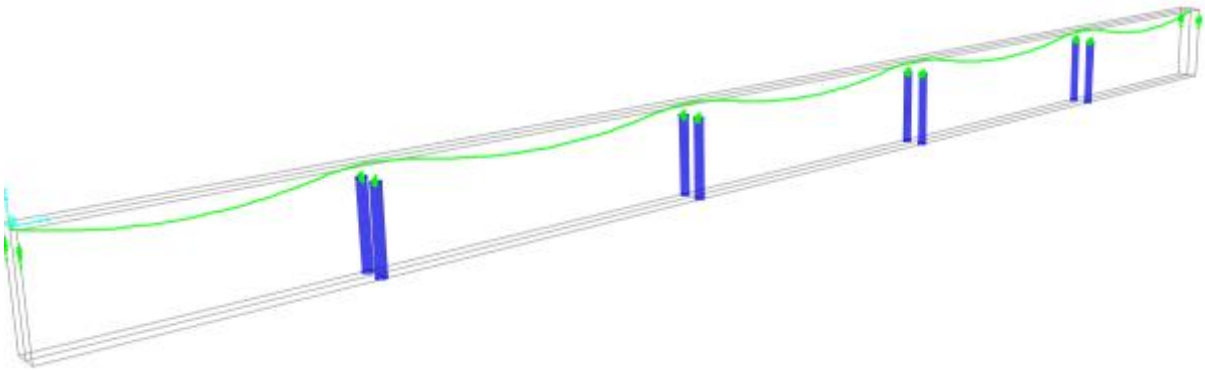
$A_p = 39\ 600mm^2$ Areal av 12 spennkabler

$P_{12max} = 39\ 600mm^2 \cdot\ 1476N/mm^2$

$P_{12max} = 58\ 449{,}6\ kN$ Maks forspenningskraft for 12 spennkabler

Det ble antatt at enden av hver seksjon er aktiv ende for oppspenning.

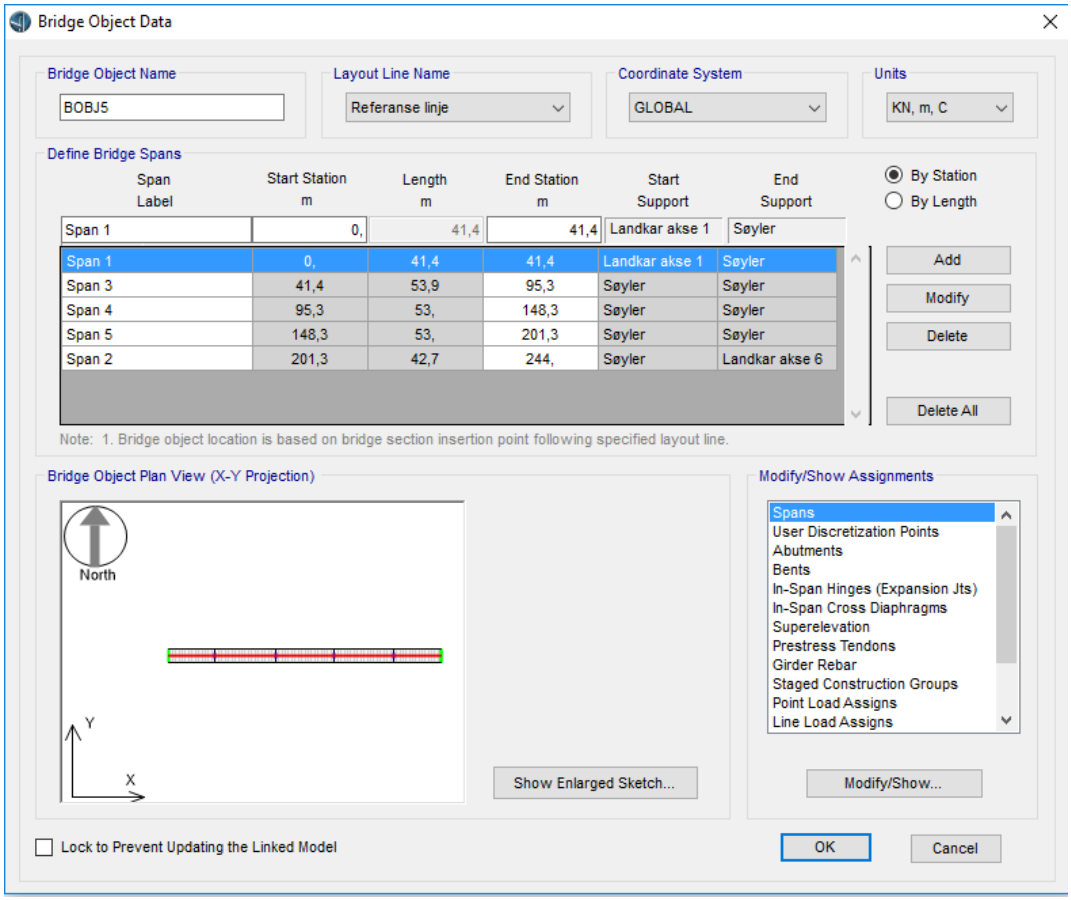
Spennarmeringens profil i byggetrinn 5 er vist i figur 13.



Figur 13. Spennarmeringes profil i byggetrinn 5

5.5 SAMMENSETTING AV MODELL

Før modellen kan settes sammen må modellen kobles til en referanse linje og spenn lengdene defineres. Etter definisjonen av spenn lengdene følges listen for ”bru-sammensettingen”. I denne listen skal bruens ulike komponenter som søyler, landkar, spennarmering, laster og tverrsnitt defineres og bygges sammen til en modell. Figur 14 viser fanen for sammensettingen av bru-komponentene.



Figur 14. Fanen for bru-sammensettingen

Listen nederst til høgre i figur 14 er listen som tar hensyn til bruens ulike komponenter og konstruerer en sammensatt modell.

5.6 LASTER

Laster i CSI er basert ut i fra EK0, programmet velger ut det nødvendige tyngdetettheten til materialene selv og beregner en egenlast. Dette gjøres både for spennarmeringen og betongen.

For å beregne de nødvendige spenninger som oppstår pga. egenlast og oppspenning ble det definert en lastkombinasjon tilsvarende bruksgrense last. Det ble valgt å bruke lastkombinasjonen 6.14a) karakteristisk kombinasjon fra EK0. I SVV sitt prosjekteringsgrunnlag er det nevnt å kun ta hensyn til egenlast og oppspenningslast ved kryp og svinn beregning.

Karakteristisk kombinasjon

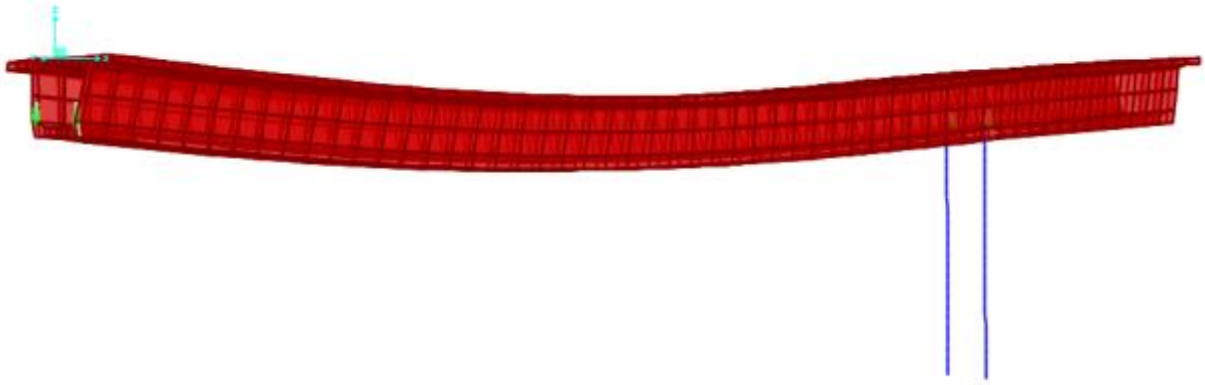
$E_d = E\{G_{k,i}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\}$ $\quad j \geq 1; i > 1$

$E_d = 1.0 \cdot \{G_{k,i} + Q_{k,1}\}$ Lastkombinasjonen som ble brukt i CSI for analysering

For karakteristisk kombinasjon settes lastfaktoren til 1,0 for både egenlast og nyttelast som i dette tilfelle er oppspenningslasten [11].

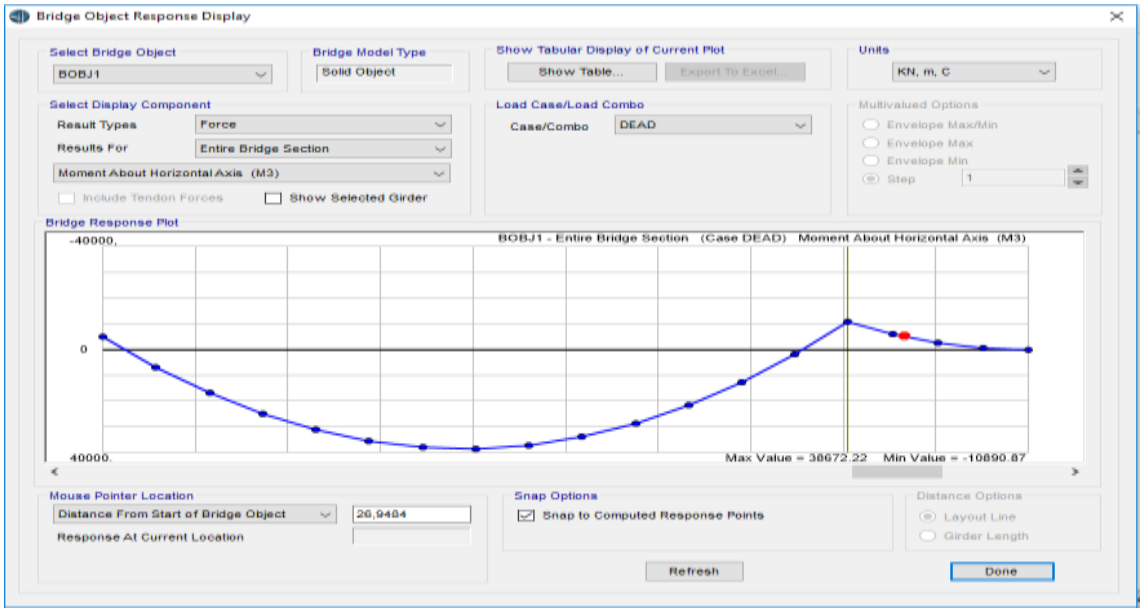
5.7 RESULTATER

Når alle de overnevnte kapitelene er fullført kan modellen analyseres. Det velges hvilke laster som skal inngå i analysen og programmet utfører en analyse. Lastene kan være enkelt laster eller kombinasjoner. Resultatene kjem ut som grafiske og analytiske løsninger.



Figur 15. Deformasjon pga. egenvekt

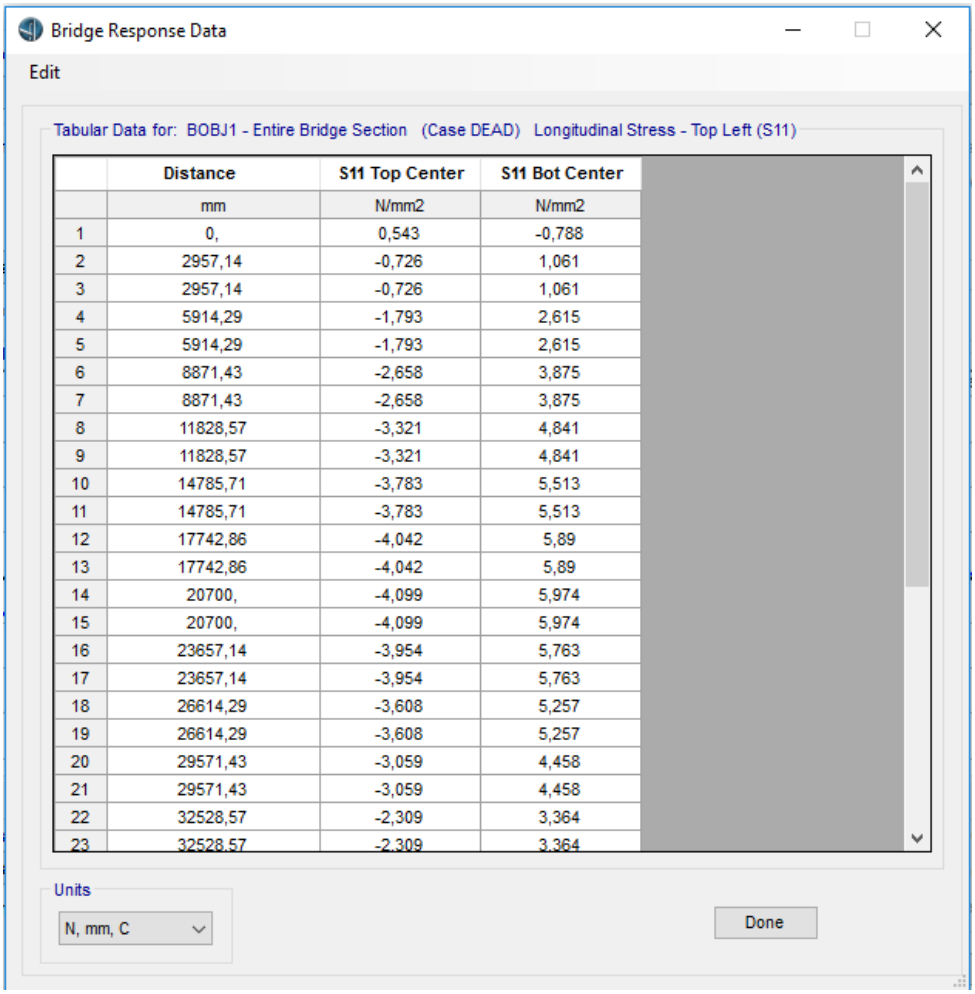
Figur 15 viser deformasjonen som oppstår i seksjon 6-5N forårsaket av egenvekten ved byggetrinn 1.



Figur 16. Fanen for resultater i CSI

Figur 16 viser fanen for analyse resultater, her er det mulig å hente ut resultater fra momenter, spenninger og nedbøyninger i tverretningen og lengderetningen. Resultatene kan enten vises grafisk med farge forskjeller som indikerer intensiteten på kreftene eller i numeriske tabeller. Ved å se resultatene som vist i figur 16 er det

mulig å finne momentene hvor som helst i lengderetningen, ved å holde musepekeren over det aktuelle punktet.



	Distance	S11 Top Center	S11 Bot Center
	mm	N/mm2	N/mm2
1	0,	0,543	-0,788
2	2957,14	-0,726	1,061
3	2957,14	-0,726	1,061
4	5914,29	-1,793	2,615
5	5914,29	-1,793	2,615
6	8871,43	-2,658	3,875
7	8871,43	-2,658	3,875
8	11828,57	-3,321	4,841
9	11828,57	-3,321	4,841
10	14785,71	-3,783	5,513
11	14785,71	-3,783	5,513
12	17742,86	-4,042	5,89
13	17742,86	-4,042	5,89
14	20700,	-4,099	5,974
15	20700,	-4,099	5,974
16	23657,14	-3,954	5,763
17	23657,14	-3,954	5,763
18	26614,29	-3,608	5,257
19	26614,29	-3,608	5,257
20	29571,43	-3,059	4,458
21	29571,43	-3,059	4,458
22	32528,57	-2,309	3,364
23	32528,57	-2,309	3,364

Figur 17. Spenninger i byggetrinn 1 pga. egenlast

Figur 17 viser resultatene av spenninger på tverrsnittet forårsaket av egenlasten på seksjon 6-5N.

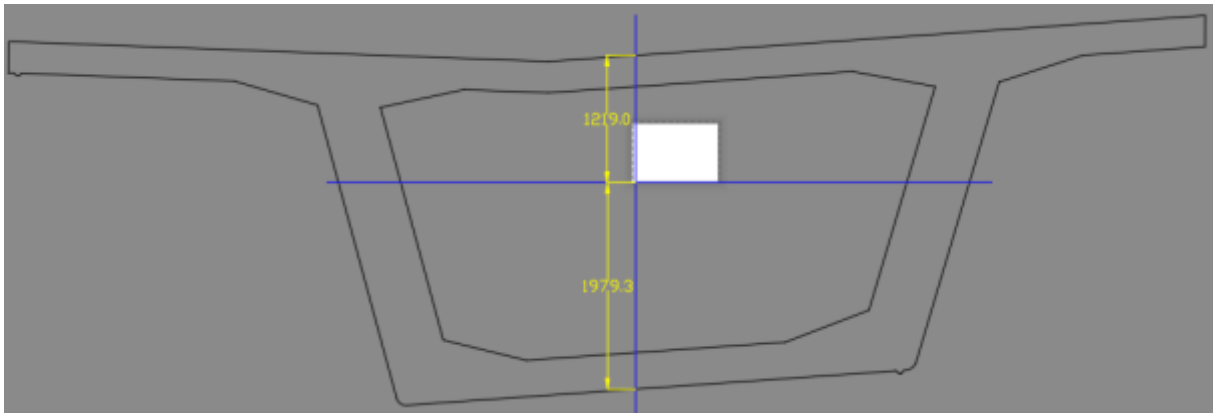
I denne oppgaven er spennings resultatene hentet ut i fra tabellen som vist i figur 17 ved å sjekke manuelt hvor det største spenningene oppstod. Dette ble gjort fordi den grafiske løsningen med diagrammene ikke virket som det skulle i programmet og første til at programmet krasjet.

6.0 ANALYSER OG RESULTATER

6.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT

For beregningen av den transformerte tverrsnittet brukes formlene som er definert i kapitel 4.1.

Transformerte tverrsnittets arealer er valgt ut i fra prosjekteringsgrunnlag kapitelet 2.3. Fra AutoCAD tegningene som er laget av SVV ble kasse tverrsnittets tyngdepunktets plassering funnet. Ved å implementere inn kommandoen ”massprop” i AutoCAD får man ut tverrsnitts dataene om kassen. Avstandene blir gjort om til nærmeste hele tall for å unngå mye desimal tall.



Figur 18. Skjermbilde fra AutoCAD

Figur 18 viser nøytralaksens plassering og avstandene til toppen og bunnen av tverrsnittet.

Transformert areal

$$A_t = A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

$$A_t = 8\,830\,000mm^2 + \left(\frac{65}{12} - 1\right) \cdot 39\,600mm^2$$

$$A_t = 9\,004\,900mm^2$$

Transformert arealmoment

$$I_t = I_c + (\eta - 1)A_p \cdot (e1 - y_t)^2$$

$$I_t = 1{,}338 \cdot 10^{13} mm^4 + \left(\frac{65}{12} - 1\right) \cdot 39600 mm^2 \cdot (1570 mm - 30{,}5 mm)^2$$

$$I_t = 1{,}382 \cdot 10^{13} mm^4$$

Ettersom spennarmerings profilen har varierende høyder over lengden, ble e1 funnet ved det laveste punktet i byggetrinn 1, som er ved 15m.

Transformert tyngdepunkt

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e1}{A_t}$$

$$y_t = \frac{\left(\frac{65}{12} - 1\right) \cdot 39\,600 mm^2 \cdot (-1570 mm)}{9\,004\,900 mm^2}$$

$$y_t = -30{,}5 mm$$

Tverrsnittet er definert med positiv retning oppover, dette er grunnen til at e1 verdien er gitt som negativ i beregningen. Resultatet som kjem ut er negativt, dette indikerer at transformert tyngdepunkt akse ligger under betongtverrsnittets tyngdepunkt. Alle beregningene for transformert tverrsnitt er også utført i beregningsark for å verifisere om at resultatene er korrekte. Beregningsarket følger med i vedlegg E.

Tabell 2. Oppsummering av transformert tverrsnitt

Beskrivelse	**Betong tverrsnitt**	**Transformert data**
Areal	$8\,830\,000\ mm^2$	$9\,004\,900 mm^2$
Arealmoment	$1{,}338 \cdot 10^{13} mm^4$	$1{,}382 \cdot 10^{13} mm^4$
Tyngdepunkt	1220mm fra topp	y_t=-30,5mm

I tabell 2 er dataene fra transformert tverrsnitt vist sammen med betong tverrsnittet før transformasjon.

6.2 LASTER FRA OPPSPENNING

Laster fra oppspenning blir beregnet for byggetrinn 1 og brukt for å verifisere med verdiene fra CSI. På denne måten er det mulig å se om modellen som er modellert i CSI virker på ønsket måte. Formlene og likningene som blir brukt er definert i kapitel 4.2 og 4.3.

6.2.1 RESULTATER AV OPPSPENNINGSTAP

Låse tap

$$\Delta P = \frac{\Delta s}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

$$\Delta P = \frac{6{,}0\ mm}{41{,}4m} \cdot 195\ GPa \cdot 39\ 600 mm^2$$

$$\Delta P = \frac{6{,}0\ mm}{51400mm} \cdot 195\ GPa \cdot 39\ 600 mm^2$$

$$\Delta P = 901{,}4\ kN$$

Dette er oppspenningstap som skyldes inntrekning av låsekilen ved låsing av oppspenningen.

Friksjonstap

$$\Delta P_u(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + Kx)})$$

$$\Delta P_u(51{,}4) = 58\ 449{,}6\ kN \cdot (1 - e^{-0{,}18(0{,}15 + 0{,}005 \cdot 51{,}4)})$$

$$\Delta P_u(51{,}4) = 4128{,}9\ kN$$

Friksjonstapet tar hensyn til spenntauets form og friksjonen mellom spennkabel og kabelrør. Alle inndata verdiene som er brukt i beregningene er definert i kapitel 2.3.

Elastisk deformasjon

Det er kun er en spennkabel som blir spennet opp, derfor konkluderes det med at det ikke er noe elastisk deformasjon.

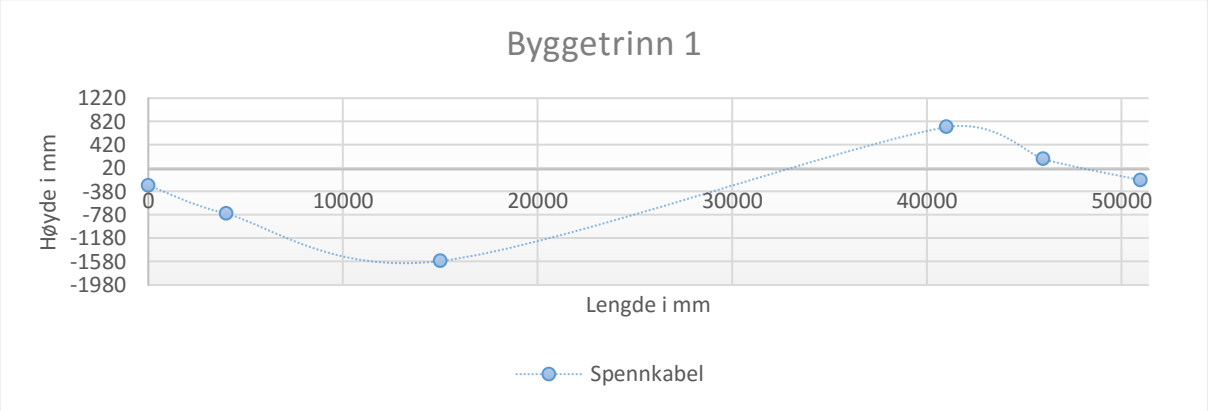
Forspenningskraften etter friksjons og låsetap

$$P_{oppspenning} = 58\ 449{,}6kN - \Delta P_u(51{,}4) - \Delta P$$

$$P_{oppspenning} = 58\ 449{,}6kN - 4128{,}9\ kN - 901{,}4\ kN$$

$P_{oppspenning} = 53419{,}3\ kN$ Oppspenningskraften etter alle oppspenningstapene.

6.2.1 RESULTATER AV OPPSPENNINGSLASTER



Figur 19. Spennprofilen i byggetrinn 1

For å beregne oppspenningslaster for hand brukes formlene som er definert i kapitel 2.2. Figur 19 viser spennarmeringens profil i byggetrinn 1. Den horisontale aksen representerer nøytral aksen til tverrsnittet. Grafen viser spennarmeringens profil sammensatt av tre parabler.

Det antas at parabel 1 er i feltet og strekker seg fra 0m til 37m, denne gir oppover rettede krefter. Parabel 2 er går over støttet ved 41.4m, denne gir en nedover rettet last i opplegget. Den siste parabelen er i utkrageren og gir en oppover rettet kraft pga. oppspenning.

Pilhøyde i parabel 1

$$h_1 = e_1 + \frac{x_2}{2}$$

$$h_1 = -274 + 1493{,}6 + \frac{515}{2}$$

$$h_1 = 1477{,}1mm$$

Alle høydene er hentet fra vedlegg B og gjort om til avstander fra nøytralaksen.

Oppover rettet last i parabel 1

$$q_1 = \frac{8Ph_1}{(0{,}9L)^2}$$

$$q_1 = \frac{8 \cdot 53419{,}3kN \cdot 1{,}47m}{(0{,}9 \cdot 41{,}4m)^2}$$

$$q_1 = 461kN/m$$

Kreftene betongen blir utsatt for i feltet ved oppspenning tilsvarer q_1 lasten.

Pilhøyde i parabel 2

$$h_2 = e_2 - x_2 - 134mm$$

$$h_2 = 723mm - 515mm - 134mm$$

$$h_s = 74mm$$

Nedover rettet last i parabel 2

$$q_2 = \frac{8Ph_2}{(0{,}1L_1 + 0{,}1L_2)^2}$$

$$q_2 = \frac{8 \cdot 53419{,}3kN \cdot 0{,}074m}{(0{,}1 \cdot 41{,}4m + 0{,}1 \cdot 10m)^2}$$

$$q_2 = 1097kN/m$$

Denne lasten påføres i oppleggs punktet i akse 5 og virker nedover. Det estimeres at parabelen over støttet har infleksjonspunkt ved 0,1L på hver side av opplegget.

Pilhøyde i parabel 3

$h_3 = 175mm$

Nedover rettet last i parabel 2

$$q_2 = \frac{8Ph_3}{(0{,}9L_2)^2}$$

$$q_2 = \frac{8 \cdot 53419{,}3kN \cdot 0{,}175m}{(9m)^2}$$

$$q_2 = 923{,}3kN/m$$

Ettersom oppspenningskraften opptrer under tverrsnittets nøytral akse, i begge endene må endeeksentrisiteter tas med i beregningene. Denne eksentrisiteten fører til momenter i endene.

Moment er pga. eksentrisitet

$M_{p1} = P_{oppspenning} \cdot e$

$M_{p1} = 53419{,}3kN \cdot 0{,}274m$

$M_{p1} = 14636{,}8kNm$

$M_{p2} = 53419{,}3kN \cdot 0{,}183m$

$M_{p2} = 9775{,}7kNm$

Lastene som ble beregnet i dette kapitelet ble implementert inn i RBS og analysert for momenter. Momentene ble så sammenlignet med momentene fra CSI, sammenligningene av disse er vist i kapitel 6.5.

6.3 SPENNARMERINGENS PROFIL

Spennarmerings profilen var det mest tidskrevende arbeidet. Det ble valgt å finne profilens høyder ved 6 punkter i hver seksjon/spenn, tabell 3 beskriver hvilke punkter dette er. Dette ble gjort for å sikre at en fikk en god tilnærmet profil som i virkeligheten.

Tabell 3. Kritiske punkter på spennarmeringens profil

Beskrivelse	**Kommentar**
Endepunkter	Ved starten og slutten av hver seksjon
Infleksjonspunkter	Overgang mellom parabelformene (2.punkter)
Opplagere	Pilhøyder ved opplagerne

Nedenfor er det vist en beregning av pilhøyden ved $L = 0m$ alle høydene er målt i fra overkant av kasse tverrsnittet. Det er kun valgt å visse en beregning i denne rapporten, da det er en gjentagende beregnings prosedyre. Resultatene for de andre høydene er vist i vedlegg B.

Beregning av e ved $L = 0m$

$$\frac{(331 + 779 + 1303 + 1733 + 2119 + 2560 + 378 + 826 + 1350 + 1780 + 2166 + 2607) * 3300}{12 * 3300}$$

$$= 1494\ mm$$

Alle høyder som er satt inn i formelen er hentet fra SVV sine tegninger i vedlegg A. Høydene er målt i fra toppen av tverrsnittet og ble implementert i CSI for videre analysering.

6.4 SPENNINGER FRA CSI

For vurderingen av tøyninger må det bestemmes hvilke punkter på bruen som kan være kritiske. I denne oppgaven er det valgt å se på tøyningene som oppstår ved moment maks punkter og opplagerne ved ulike byggetrinn.

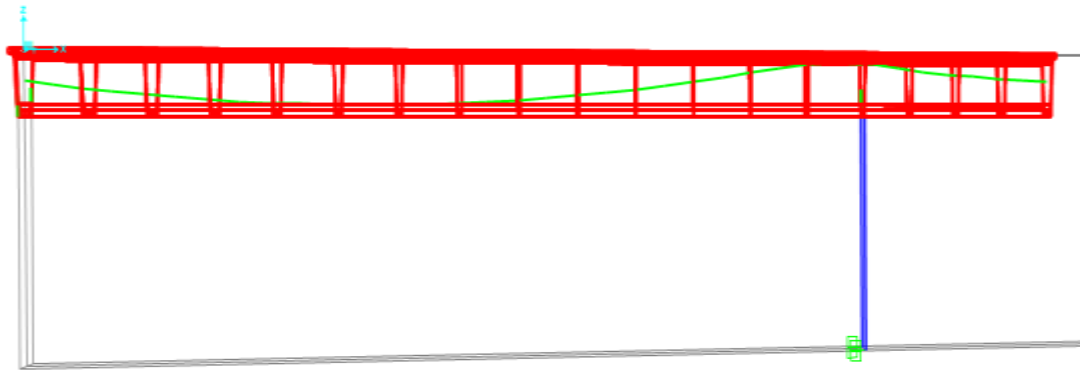
For å bruke steg for steg formelen for tidsavhengige effekter må spenningsbildet i hvert byggetrinn kartlegges, slik at det er mulig å finne spenningsendringene i det aktuelle punktene.

Etter statiske analyser i CSI og RBS ble det avklart at kritiske punkter mht. maks momenter var ved det punktene som er gitt i tabell 4. Avstandene som er listet opp i kolonne 2 i tabell 4 er alle målt i fra akse 6. For definisjoner av aksene se vedlegg A.

Tabell 4. Kritiske punkter ved angitte byggetrinn

Kritiske punkter	Lengde (m)	Kommentar
Byggetrinn 1	14,7	Spenn mellom akse 6-5
Byggetrinn 1	41,4	Opplager i akse 5
Byggetrinn 2	71,3	Spenn mellom akse 5-4
Byggetrinn 2	95,3	Opplager i akse 4
Byggetrinn 3	130,6	Spenn mellom akse 4-3
Byggetrinn 3	148,3	Opplager i akse 3
Byggetrinn 4	177,7	Spenn mellom akse 3-2
Byggetrinn 4	201,3	Opplager i akse 2
Byggetrinn 5	224	Spenn mellom akse 2-1
Byggetrinn 5	244	Opplager i akse 1

6.4.1 BYGGETRINN 1



Figur 20. Overbygget ved analysering i byggetrinn 1

Figur 20 viser et utsnitt av modellen som ble analysert i CSI for byggetrinn 1. Spennkabelens profil er også vist i figuren. Modellen ble belastet med oppspennings kraft i enden ved utkragede delen.

Tabell 5. Bøyepenninger ved L = 14,7m

Kommentar	**Spenning $[N/mm2]$ Topp**	**Spenning $[N/mm2]$ Bunn**	**Døgn**
Byggetrinn 1	3,1	-11,5	28
Byggetrinn 2	-2,4	-7,6	56
Byggetrinn 3	-2.0	-6,4	84
Byggetrinn 4	0,4	-7,7	112
Byggetrinn 5	-1,3	3,2	140

Tabell 5 viser spenningene som oppstår ved snitt L=14,7m, altså i spennet mellom akse 6 og 5. Positive verdier representerer strekkspenninger og negative trykkspenninger. Tabellen viser spenningene i overkant og underkanten av kasse tverrsnittet. Det er analysert for tidspunkter som forestiller oppspennings tidspunktene fram til ferdigstilling av kassen. Det antas at kassen i nord ikke blir

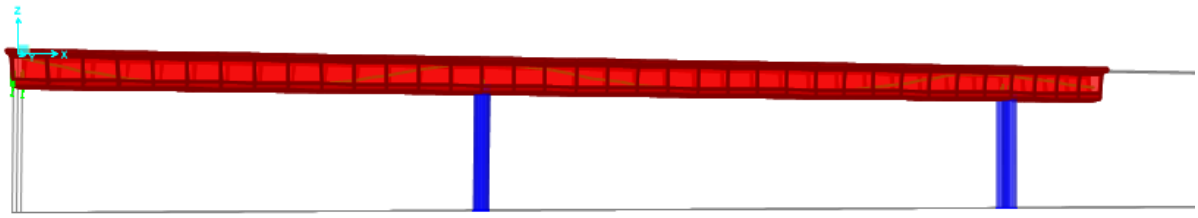
tilført noe oppspenningskrefter mellom ferdigstilling og sammen støpningen av brudekket. Det siste oppspenningen for seksjonen 6-5N vil være ved t=140 dager etter den første oppspenningen.

Tabell 6. Bøyepenninger ved L = 41,4m

Kommentar	**Spenning $[N/mm2]$ Topp**	**Spenning $[N/mm2]$ Bunn**	**Døgn**
Byggetrinn 1	-1,5	-11,8	28
Byggetrinn 2	-7,5	-1,3	56
Byggetrinn 3	-4,8	-3,5	84
Byggetrinn 4	8,3	4,0	112
Byggetrinn 5	1,9	-2,3	140

Tabell 6 presenterer spenningene som oppstår ved opplageren i akse 5. Det er også her målt spenninger for de ulike byggetrinnene tilsvarende oppspennings tidspunkter.

6.4.2 BYGGETRINN 2



Figur 21. Overbygget i byggetrinn 2

Figur 22 viser modellen som er modellert i CSI for analyse av byggetrinn 2. Byggetrinn 2 består av to spenn på 41,4 meter og 53,9 meter. Kassen er opplagt på to søyler med opplagere som har fri translasjoner i lengderetningen. Aktiv oppspenning er i den utkragede enden.

Tabell 7. Bøyepenninger ved L = 71,3m

Kommentar	**Spenning $[N/mm2]$ Topp**	**Spenning $[N/mm2]$ Bunn**	**Døgn**
Byggetrinn 2	-1,6	-10,9	28
Byggetrinn 3	-3,3	-6,6	56
Byggetrinn 4	0,5	-9,6	84
Byggetrinn 5	0,7	-1,4	112

Tabell 7 viser spenningene i spennet mellom akse 5 og 4. Etter analysen ble det størst spenningene for feltet funnet ved L = 71,3 meter fra akse 6. I byggetrinn 2 støypes seksjon 5-4N denne seksjonen er ”yngre” enn forrige seksjon noe som fører til at denne får mindre døgn til herdig i forhold til den foregående seksjon.

Tabell 8. Bøyepenninger ved L = 95,3m

Kommentar	Spenning $[\mathrm{N/mm2}]$ Topp	Spenning $[\mathrm{N/mm2}]$ Bunn	Døgn
Byggetrinn 2	-2,5	-10,3	28
Byggetrinn 3	-7,0	-2,2	56
Byggetrinn 4	-9,5	4,0	84
Byggetrinn 5	-0,2	-0,9	112

Tabell 8 presenterer spenningene ved opplageren i akse 4. Som nevnt i situasjonen med spennet får dette punktet også mindre tid før siste oppspenning. Dette kan også føre til at svinn tøyningen blir høgere enn den forgående seksjonen.

6.4.3 BYGGETRINN 3

Figur 22. Overbygget ved analysering i byggetrinn 3

Figur 22 viser modellen for byggetrinn 3. Modellen består av 3-spenn med tre oppleggs punkter og de har samme oppleggs kriteriene som for de foregående søylene. De nye spennet er 53 meter og hele bruens lengde inkludert utkrageren måler 158,3 meter fra akse 6 i byggetrinn 3.

Tabell 9. Bøyepenninger ved L = 130,6m

Kommentar	**Spenning $[N/mm2]$ Topp**	**Spenning $[N/mm2]$ Bunn**	**Døgn**
Byggetrinn 3	-0,7	-12,6	28
Byggetrinn 4	-2.0	-7,9	56
Byggetrinn 5	0,1	-2,2	84

Tabell 9 viser spenningene i feltet mellom akse 4 og 3, dette spennet er det midterste spennet i hele konstruksjonen. Når hvert byggetrinn fullføres minkes døgnene og siste støp nærmer seg. Dette fører til mindre data punkter for tøynings resultatene senere.

Tabell 10. Bøyepenninger ved L = 148,3m

Kommentar	Spenning $[N/mm2]$ Topp	Spenning $[N/mm2]$ Bunn	Døgn
Byggetrinn 3	-2,7	-9,8	28
Byggetrinn 4	-12,8	7,1	56
Byggetrinn 5	-1,8	-0,2	84

Tabell 10 viser spenningene som oppstår i opplageren i akse 3 forårsaket av egenlasten og oppspenning. Her er det mulig å se at spenningen på underkant av kassen endrer seg fra strekk til trykk spenninger ved de ulike byggetrinnene. Noe som er tilfelle når steg for steg metode er valgt som byggemetode.

6.4.4 BYGGETRINN 4

Figur 23. Overbygget ved analysering i byggetrinn 4

Figur 23 viser modellen for byggetrinn 4. Dette byggetrinnet består av 4 spenn med 4 søyler. Det siste spennet måler en lengde på 53 meter og oppleggs kriteriene er som nevnt for det foregående byggetrinnene.

Tabell 11. Bøyespenninger ved L = 177,7m

Kommentar	**Spenning $[N/mm2]$ Topp**	**Spenning $[N/mm2]$ Bunn**	**Døgn**
Byggetrinn 4	2,5	-16,5	28
Byggetrinn 5	0,8	-4,9	56

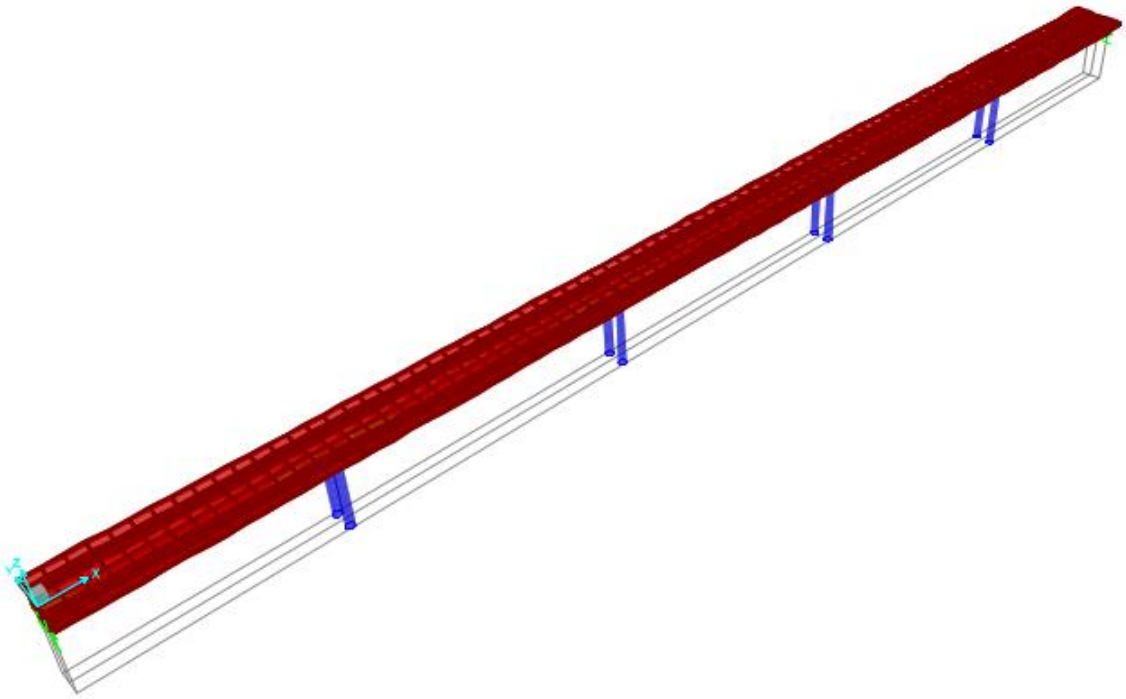
Tabell 11 gir spenningene i spennet mellom akse 3 og 2. Ettersom dette er nest siste etappe før fullførelsen av kassen i nord. Utsettes denne kassen for to oppspennings situasjoner som vil føre til spenningsvariasjoner.

Tabell 12. Bøyespenninger ved L = 201,3m

Kommentar	**Spenning $[N/mm2]$ Topp**	**Spenning $[N/mm2]$ Bunn**	**Døgn**
Byggetrinn 4	-4,8	-9,4	28
Byggetrinn 5	-3,6	0,4	56

Tabell 12 presenterer spenningene ved oppleggs punktet i akse 3. Dette er det siste søylepunktet i konstruksjonen med fri translasjon i lengderetningen.

6.4.5 BYGGETRINN 5



Figur 24. Overbygget ved analysering i byggetrinn 5

Figur 24 viser det siste byggetrinnet for kassen i nord. Det siste spennet er 42,7 meter og fastholdt mot all translasjoner i alle retninger i akse 6. Bruen spennes opp i akse 1 som siste del av ferdigstillingen av kassen.

Tabell 13. Bøyespenninger ved L = 224m

Kommentar	**Spenning $[N/mm2]$ Topp**	**Spenning $[N/mm2]$ Bunn**	**Døgn**
Byggetrinn 5	0,15	-6,2	28

Tabell 13 viser spenningene i feltet mellom akse 2 og 1. Dette spennet er det minste spennet på hele bru konstruksjonen, inkludert kassen i sør.

Tabell 14. Bøyespenninger ved L = 244m

Kommentar	Spenning $[N/mm2]$ Topp	Spenning $[N/mm2]$ Bunn	Døgn
Byggetrinn 5	-10,5	10,3	28

Tabell 14 presenterer siste spenningene i enden av bru konstruksjonen i akse 1. Denne seksjonen opplever ikke store spenningsendringer for det er kun et oppspennings tidspunkt. Den største spenningsendringen er ved oppspenning etter 28 døgn for denne seksjonen i forhold den første seksjonen 6-5N som er 140 døgn gammal.

6.5 VERIFIKASJON AV MOMENTER I CSI-BRIDGE

Ved å analysere modellen i CSI-bridge får vi de nødvendige resultatene. Men det skal ikke mye til før modellen viser misvisende verdier. Kilden for feil kan klassifiseres i 3 grupper.

- Modelleringsfeil: Dette er feil som oppstår ved oppbyggingen av modellen. Det kan være avvik i geometriske data, laster og materialegenskaper som vil føre med seg feil.
- Numeriske feil: Dette er feil ved input-data som avrundings feil noe som vil føre til feil resultater.
- Tolkingsfeil: Dette er tolkingsfeil av resultatene vi får ut av modellen, dersom dårlig oppløsning brukes ved avlesing er det muligheter for at en leser av feil resultater, dette forplanter seg i videre beregning.

I denne rapporten verifiseres momentene som oppstår ved egenlast og oppspennings laster. Resultater fra CSI-bridge sammenlignes med resultater fra RBS. Modellen i RBS vil få implementert inn laster fra hanberegninger og parametere som er definert i

prosjekteringsgrunnlaget. Ved å gjøre det på denne måten er det mulig å få en indikasjon på om programmet virker som brukeren vil.

I RBS plasseres egenlasten som er definert i prosjekteringsgrunnlaget på en vektløs bjelke og analyseres for momenter. I CSI er hele kassens egenvekt betraktet som en "solid element" og egenvekten hentet fra programmets database.

Lastene fra oppspenning i CSI sammenlignes med handberegnede resultater som er blitt implementeres inn i RBS.

Tabell 15. Verifikasjon av tverrsnittsdata

	Tverrsnitts areal	**Treghetsmoment I_{xx}**
Fra prosjekteringsgrunnlag	8 830 000 mm^2	1.338E+13 mm^4
CSI-bridge	8 715 268 mm^2	1,236E+13 mm^4
Avvik, %	1,3 %	7,6 %

Fra tabell 15 er det mulig å se at tverrsnittet som er implementert i CSI har tilnærmet like tverrsnittsdata er som det reelle tverrsnittet. Avviket som oppstår i CSI er nok pga. at tverrsnittet er modellert med en rett topplate i tverretningen.

6.5.1 VERIFISERE MOMENTER FRA EGENLAST

Momentene i Autodesk Robot Structural Analysis er basert på verdier fra prosjekteringsforutsetnings dokumentet til SVV [3]. Bøyemomentene herfra skal teoretisk sett være korrekte for disse er basert ut i fra nøyaktige tverrsnitts geometri.

For å verifisere bøyemomentene fra egenlast, plasseres det en jevnt fordelt last på 223kN/m tilsvarende egenlast på bjelkene. Denne lasten plasseres for hvert byggetrinn.

Tabell 16. Verifikasjon av bøyemoment pga. egenlast i byggetrinn 1

Moment	Spenn	Opplager
Robot Structural Analysis	42 364 kNm	-11 150 kNm
CSI-bridge	39 446 kNm	-11 108 kNm
Avvik, %	6,8 %	0,4 %

Tabell 16 viser en sammenlikning av resultatene fra CSI og RBS. Det viser seg at bøyemomentet beregnet i spennet er høgere i RBS enn CSI. Dette kan skyldes at CSI regner med betong tyngdetetthet på 25kN/m^3, mens RBS tar hensyn til betong tyngdetetthet på 25,5kN/m^3 for spennarmert betong. I tillegg er tverrsnittarealet i CSI mindre enn i RBS, dette bidrar til mindre moment.

Tabell 17. Verifikasjon av bøyemoment pga. egenlast i byggetrinn 2

Moment	Spenn	Opplager
Robot Structural Analysis	45 813 kNm	-63 404kNm
CSI-bridge	45 411 kNm	-59 988 kNm
Avvik, %	0,9 %	5,4%

Etter analyser for byggetrinn 2 for bøyemomenter får vi verdiene som er vist i tabell 17. Som for byggetrinn 1 er det avvik i momentene, men denne gangen størst i opplageren. Bøyemomentet i spennet er nesten helt like og gir lite avvik. Som nevnt tidligere skyldes avvikene geometriske avvik.

Tabell 18. Verifikasjon av bøyemoment pga. egenlast i byggetrinn 3

Moment	Spenn	Opplager
Robot Structural Analysis	42 648 kNm	-64 724 kNm
CSI-bridge	41 523 kNm	-63 064 kNm
Avvik, %	2,6 %	3,9%

For byggetrinn 3 er avvikene som forventet. Det som skiller dette trinnet med de to forgående er at avvikene er nesten like, altså like avvik i spennet og opplageren.

Tabell 19. Verifikasjon av bøyemoment pga. egenlast i byggetrinn 4

Moment	Spenn	Opplager
Robot Structural Analysis	43 462 kNm	-62 777 kNm
CSI-bridge	39 944 kNm	-59 613 kNm
Avvik, %	8,0%	5,0%

Avviket i spennet i byggetrinn 4 er det største avviket som oppstår med hensyn på bøyemomenter fra egenlaster.

Tabell 20. Verifikasjon av bøyemoment pga. egenlast i byggetrinn 5

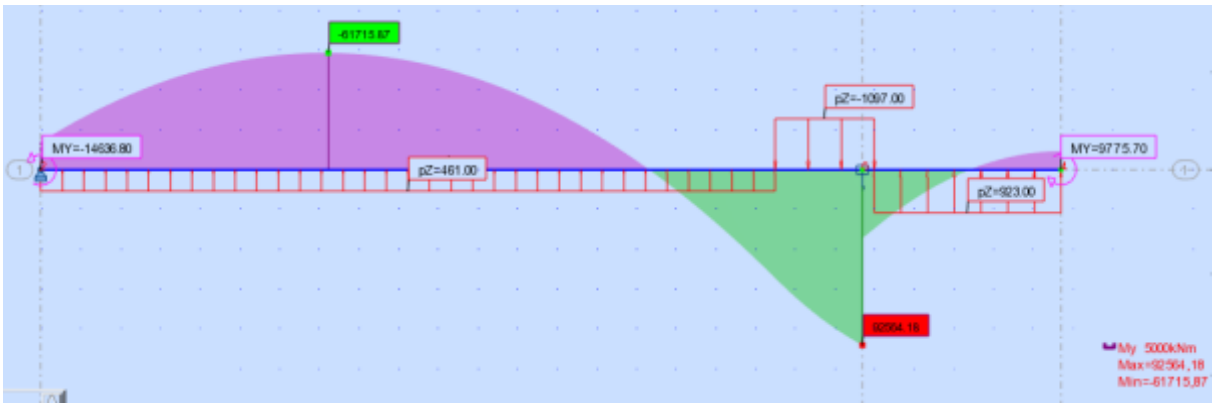
Moment	Spenn	Opplager
Robot Structural Analysis	28 396 kNm	-53 840kNm
CSI-bridge	28 549 kNm	-53 141 kNm
Avvik, %	-0,5%	1,3 %

Etter å ha vurdert alle resultatene fra CSI og RBS. Er det mulig å stadfeste at det finnes variasjoner i avvikene på bøyemomentene fra egenlast, spesielt resultatene fra byggetrinn 4 er store. Disse avvikene skyldes nok modelleringsfeil (geometriskavvik) og evt. tolkingsfeil. Resultatene av bøyemomentene fra egenlast CSI og RBS er vist i vedlegg G og H.

6.5.2 VERIFISERE OPPSPENNINGSMOMENTER

For å sjekke om CSI-bridge har regnet ut oppspennings momentene på ønsket måte blir handberegnede laster fra kapitel 6.2.1 implementert i RBS. I denne rapporten verifiseres kun lastene for byggetrinn 1. Dette ble gjort at det ble for kompleks og tidskrevende å beregne oppspenningslaster for hand for alle byggetrinnene.

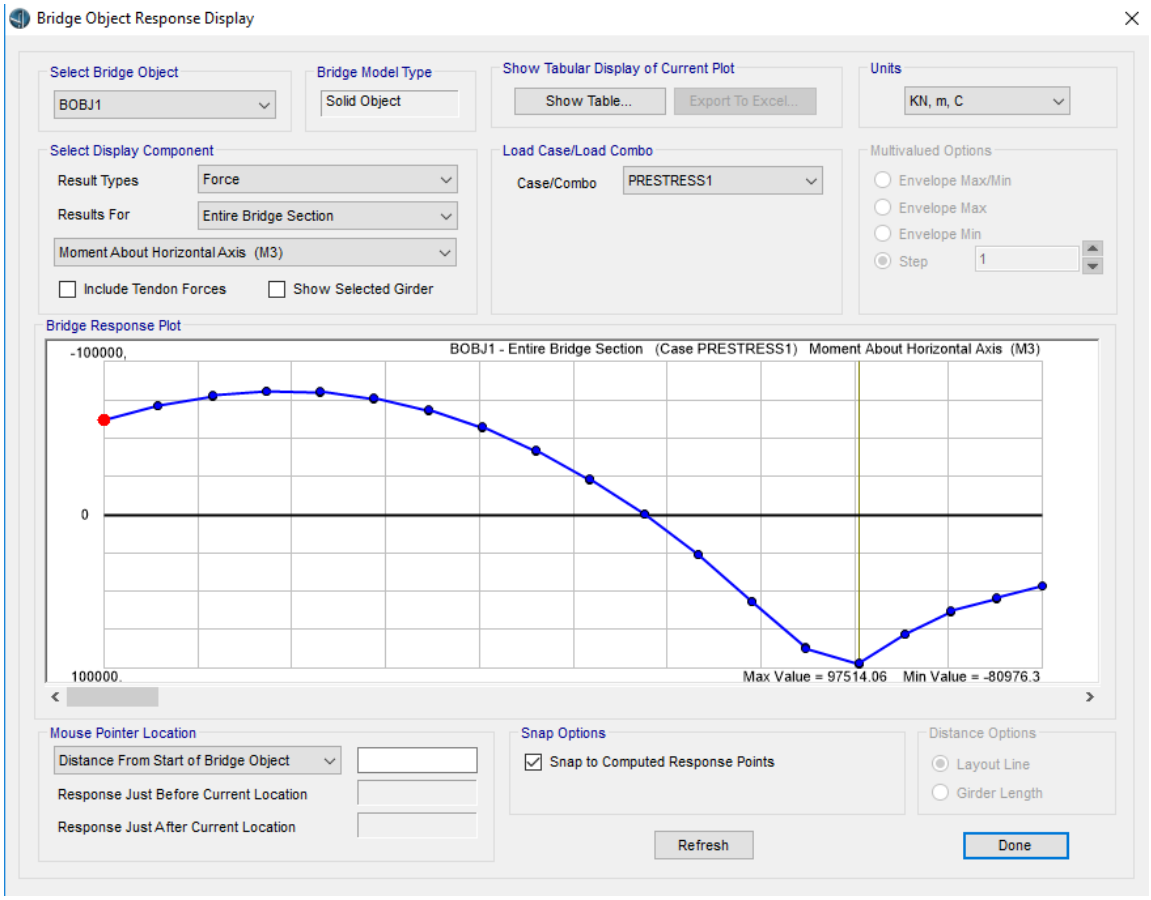
Oppspennings moment fra RBS



Figur 25. Moment forårsaket av oppspenningslaster fra RBS

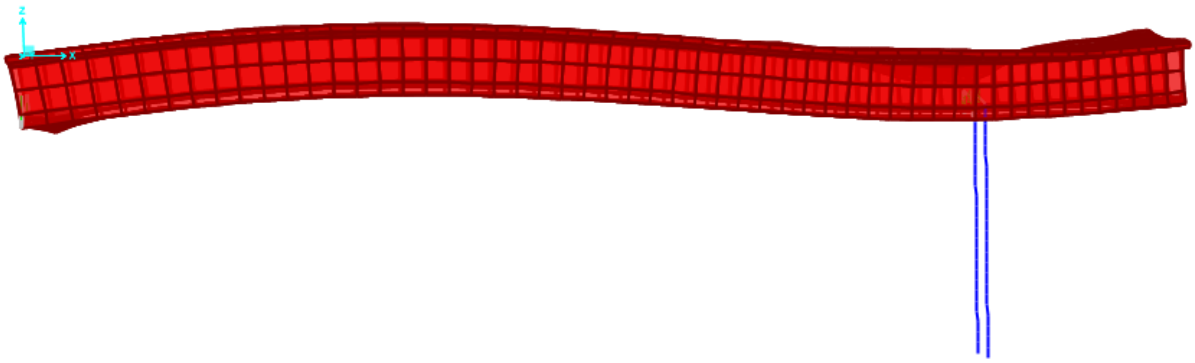
Figur 25 viser moment diagrammet og verdiene for momentene som oppstår pga. kun oppspenning laster i RBS. Lastene som er brukt i analysen er beregnet og vist i kapittel 6.2.1. Det største momentet ved oppspenning av seksjon 6-5N skjer over støttet i akse 5.

Oppspennings moment fra CSI



Figur 26. Moment pga. oppspennings last fra CSI

Figur 26 viser et skjermdump fra CSI som viser momentdiagrammet og verdiene for momentene som oppstår pga. oppspenningslastene. Ved å analysere i CSI er det flere alternativer til hvor i tverrsnittet momentet skal analyseres. Det aktuelle skjermdumpen viser for hele tverrsnittet, ellers er det mulig å sjekke momentene i kasse tverrsnittets vegger. I CSI oppstår største momentet i støttet, men har et negativ moment i den utkragende enden i forhold til resultatene fra RBS.



Figur 27. Deformasjon pga. oppspenning

Ved å plassere spennkablene med pilhøyder som beregnet fra vedlegg 2, og spenne opp i utkraget ende får kassen en tilsvarende deformasjon som vist i figur 27. Denne deformasjonen er kun basert på oppspenning, egenlast er ikke tatt med.

Tabell 21. Oppspennings moment oppsummert

	Maksimum moment	Avstand
Robot Structural Analysis	92 564 kNm	41,4 m
CSI-bridge	97 514 kNm	41,4 m
Avvik, %	5,3%	0%

Sammenligningen av maksimums momentene fra CSI og RBS viser lite avvik i momentene, noe som er på et akseptabelt nivå. Plasseringen til maksimums momentene er like i begge programmene. Avvikene som kjem kan skyldes forenklingene som ble tatt ved handberegningene, som at infleksjonspunktene ligger 0,1L fra hver side over støttet. En annen årsak for avvikene kan være feil beregning av pilhøyder ved handberegning. Dette er følge feiler som kan ha innvirkning på slutt resultatene.

6.6 KRYPTALL, E-MODUL OG SVINNTØYNINGER

For å beregne tidsavhengige effekter i betongen med steg for steg metoden er det nødvendig å vite betongens kryptall, svinntøyninger og E-modul over tid. Alle beregningene er utført med beregningsark i MathCAD.

Variasjonen i elastisitetsmodulen over tid kan beregnes ut fra likning 3.5 i EK2.

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} \quad (17)$$

For å beregne betongens trykkfasthet ved enhver tid kan formel 3 fra kapittel 3.4 benyttes.

Beregning av elastisitetsmodulen ved t=28 døgn

$$E_{cm}(28) = 36000\ N/mm^2 \cdot \left(\frac{53\ N/mm^2}{53\ N/mm^2}\right)^{0,3}$$

$$E_{cm}(28) = 36000\ N/mm^2$$

Ettersom vi skal ha tangentmodulen E_c i beregningen videre kan denne settes som $1{,}05 \cdot E_{cm}(t)$.

$$E_c(t) = 1{,}05 \cdot 36000\ N/mm^2$$

$$E_c(t) = 37800\ N/mm^2$$

Beregning av svinntøyninger ved t=28 døgn

Betongens svinntøyninger er satte sammen av to deler autogent svinn og utørkenings svinn, det totale verdien av begge svinnene utgjør svinntøyninger. Med formler fra kapittel 3.5 kan disse svinntøyningene finnes på følgende måte

Autogent svinn

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(28) = 0{,}653 \cdot 8{,}75 \cdot 10^{-5}$$

$\varepsilon_{ca}(28) = 5{,}713 \cdot 10^{-5}$

For verdier for $\beta_{as}(t)$ og $\varepsilon_{ca}(\infty)$ se vedlegg C.

Uttørkingssvinn

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{cd}(28) = 0{,}038 \cdot 0{,}7 \cdot 3{,}024 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd}(28) = 7{,}952 \cdot 10^{-6}$$

Verdiene for $\beta_{ds}(t, t_s), k_h$ og $\varepsilon_{cd,0}$ er beregnet i regneark, se vedlegg C for fullstendig uttrekning av disse verdiene.

Totale svinntøyninger

$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t)$

$\varepsilon_{cs}(28{,}0) = 7{,}952 \cdot 10^{-6} + 5{,}713 \cdot 10^{-5}$

$\varepsilon_{cs}(28{,}0) = 6{,}509 \cdot 10^{-5}$

Resultatet over er den totale svinntøyningen etter 28 døgn. Kryptallet er beregnet ut i fra likning B.1 i EK2 tillegg B. Beregningsmetoden for kryptallet er vist i vedlegg C.

Alle utrekningene over er blitt gjennomført for alle byggetrinnene i regneark. Kun resultatene for byggetrinn 1 er vist i denne rapporten, da det er repetisjon av de samme beregningene. Resultatene for de resterende utrekningene er gitt i vedlegg D.

Tabell 22. Tidsavhengige parametere for byggetrinn 1

Døgn	$E_c(t)$ N/mm²	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	$\varphi(t, 28)$
28	37 800	6,51 x 10^{-5}	0
56	38 640	8,32 x 10^{-5}	0,417
84	39 020	9,57 x 10^{-5}	0,510
112	39 240	1,05 x 10^{-4}	0,572
140	39 400	1,14 x 10^{-4}	0,619
259	39 750	1,40 x 10^{-4}	0,75

Tabell 22 viser resultatene for tidsavhengige e-modul, svinntøyninger og kryptall for byggetrinn 1.

Tabell 23. Forklaringer for de valgte døgnene

Døgn	Kommentar
28	Tidspunkt for oppspenning av kabler i kabelgruppe K31 og K41
259	Alderen på seksjonen når begge kassene er ferdig støpt

Tabell 23 gir forklaringer for de valgte døgnene. Fra resultatene i tabell 22 er det mulig å se at det rett etter oppspenning blir kryptallet 0. Dette virker rimelig for kryp er en tidsavhengig faktor som utvikler seg mht. Lastens varighet på materialet. Det som har høyest tøyninger i start fasen er svinn tøyningene. For denne tøyningen starter fra betongens uttørking startes.

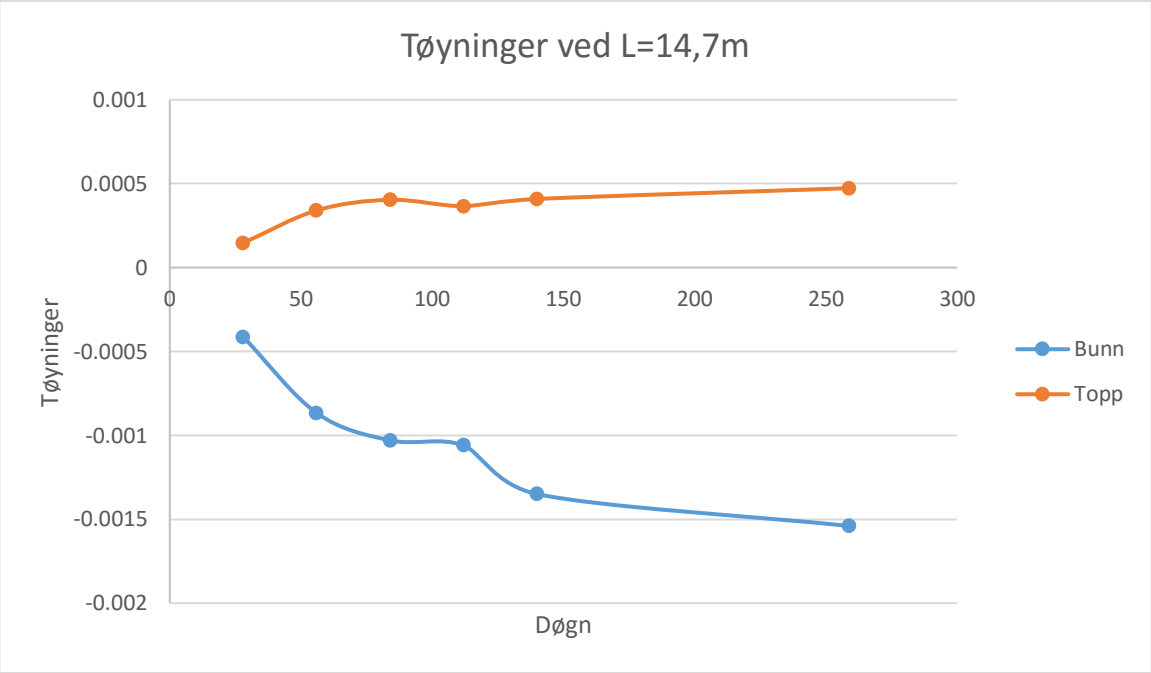
6.7 TØYNINGER

6.7.1 BYGGETRINN 1

For byggetrinn 1 med belastningstidspunkt på t_0=28 døgn og analyseringspunkt ved L=14,7m er tøyningene presentert i tabell 24. Alle beregningene er utført med regneark i MathCAD. I vedlegg F er kun beregningene for byggetrinn1 vist. Det er kun lagt ved beregninger for byggetrinn 1, for det ble en gjentagende beregnings prosedyre og ville vært for mye å ta med, alle byggetrinnene i vedlegget.

Tabell 24. Tøyninger ved L=14,3m

Døgn	Topp	Bunn
28	$1{,}47 \cdot 10^{-4}$	$-4{,}13 \cdot 10^{-4}$
56	$3{,}41 \cdot 10^{-4}$	$-8{,}67 \cdot 10^{-4}$
84	$4{,}04 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}03 \cdot 10^{-3}$
112	$3{,}66 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}06 \cdot 10^{-3}$
140	$4{,}09 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}35 \cdot 10^{-3}$
259	$4{,}73 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}54 \cdot 10^{-3}$



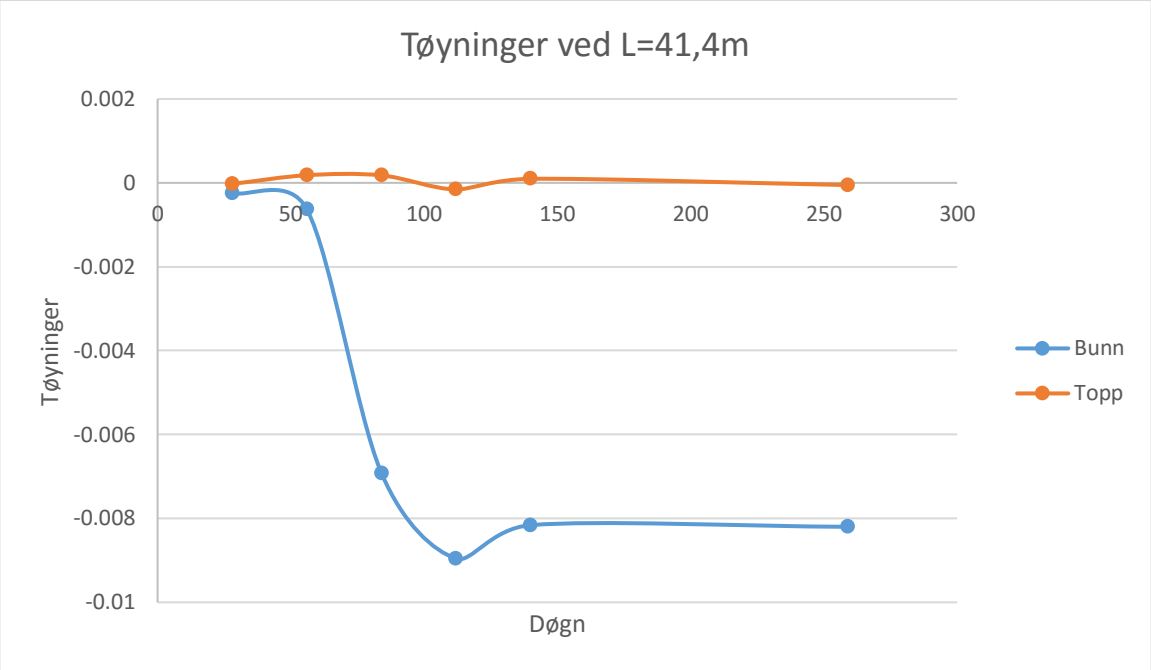
Figur 28. Tøyningsutvikling ved L=14,7m

Figur 28 viser tøynings utviklingen i nedre og øvre del av tverrsnittet over tid fram til sammen-støpningen av brudekkene. Grafen viser en økning i tøyningen ved hver oppspenning. Etter siste oppspenning ved t=140 dager blir ikke kassen utsatt for spenningsendringer. Dette fører til at kurvene får mindre stigning og grafen flatter ut og går mot en tilnærmet horisontal kurve med tiden. Grafen viser også at det et større tøyninger på nedre del av tverrsnittet enn på overkant av tverrsnittet.

Grafen for ”bunn” viser at nedre del av tverrsnittet vil oppleve en økning av tøyningen fram til samen støpningen av brudekket. Grafen ser ut til å jevne seg over tid og gå mot et ”tilnærmet” konstant tøyning over tid. Verdiene som er funnet i punkt 4 virker å ha avvik og gir en ujevn kurve, dette avviket kan ha oppstått pga. feil avlesning av inndata verdier.

Tabell 25. Tøyninger ved L=41,4m

Døgn	Topp	Bunn
28	$-2{,}54 \cdot 10^{-5}$	$-2{,}47 \cdot 10^{-4}$
56	$1{,}82 \cdot 10^{-4}$	$-6{,}30 \cdot 10^{-4}$
84	$1{,}79 \cdot 10^{-4}$	$-6{,}92 \cdot 10^{-4}$
112	$-1{,}58 \cdot 10^{-4}$	$-8{,}96 \cdot 10^{-4}$
140	$9{,}64 \cdot 10^{-5}$	$-8{,}16 \cdot 10^{-4}$
259	$-5{,}29 \cdot 10^{-5}$	$-8{,}20 \cdot 10^{-4}$



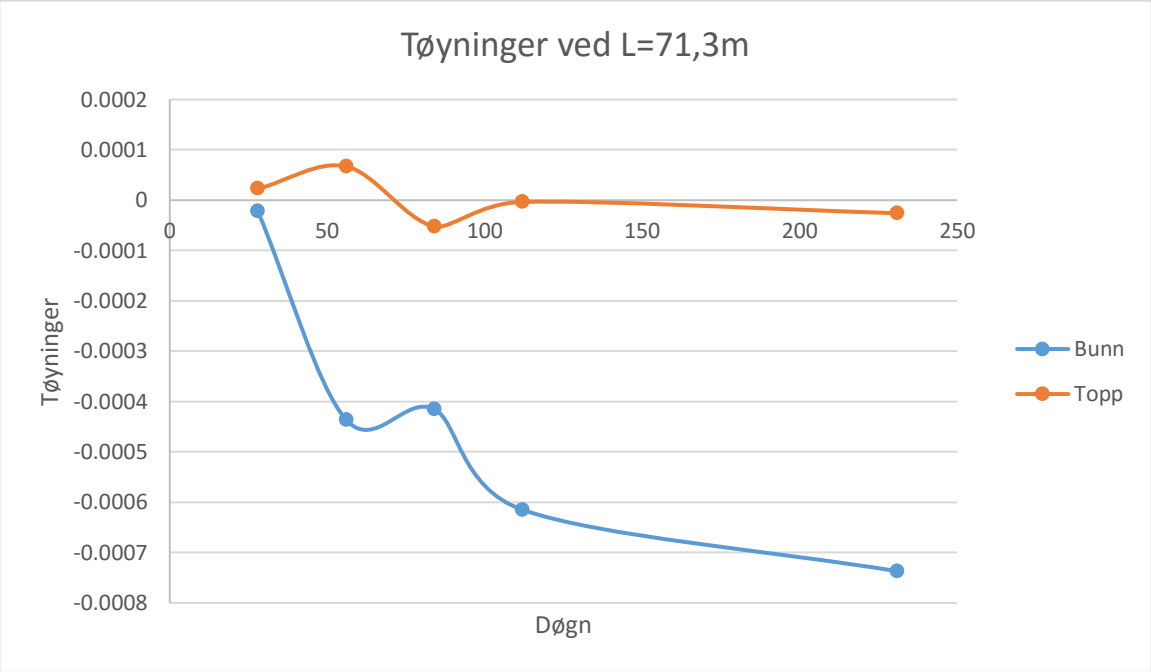
Figur 29. Tøyningsutvikling ved L=41,4m

Figur 29 viser tøyningene i tverrsnittet ved opplageren i akse 5. Denne opplageren er opplageret som blir mest utsatt for spenningsendringer før sammen-støpningen i brudekket. I startfasen fram til 56 døgn er begge tøyningene ganske like, men ved 84 døgn skjer det en stor endring i tøyningene i det nederste delen av tverrsnittet. Tøyningene på overkant av tverrsnittet holder seg jevnt helt fram til sammen støpen.

6.7.2 BYGGETRINN 2

Tabell 26. Tøyninger ved L= 71,3m i byggetrinn 2

Døgn	Top	Bunn
28	$2{,}27 \cdot 10^{-5}$	$-2{,}23 \cdot 10^{-5}$
56	$6{,}72 \cdot 10^{-5}$	$-4.36 \cdot 10^{-4}$
84	$-5.19 \cdot 10^{-6}$	$-4{,}15 \cdot 10^{-4}$
112	$-3.39 \cdot 10^{-5}$	$-6{,}15 \cdot 10^{-4}$
231	$-2{,}58 \cdot 10^{-5}$	$-7{,}37 \cdot 10^{-4}$

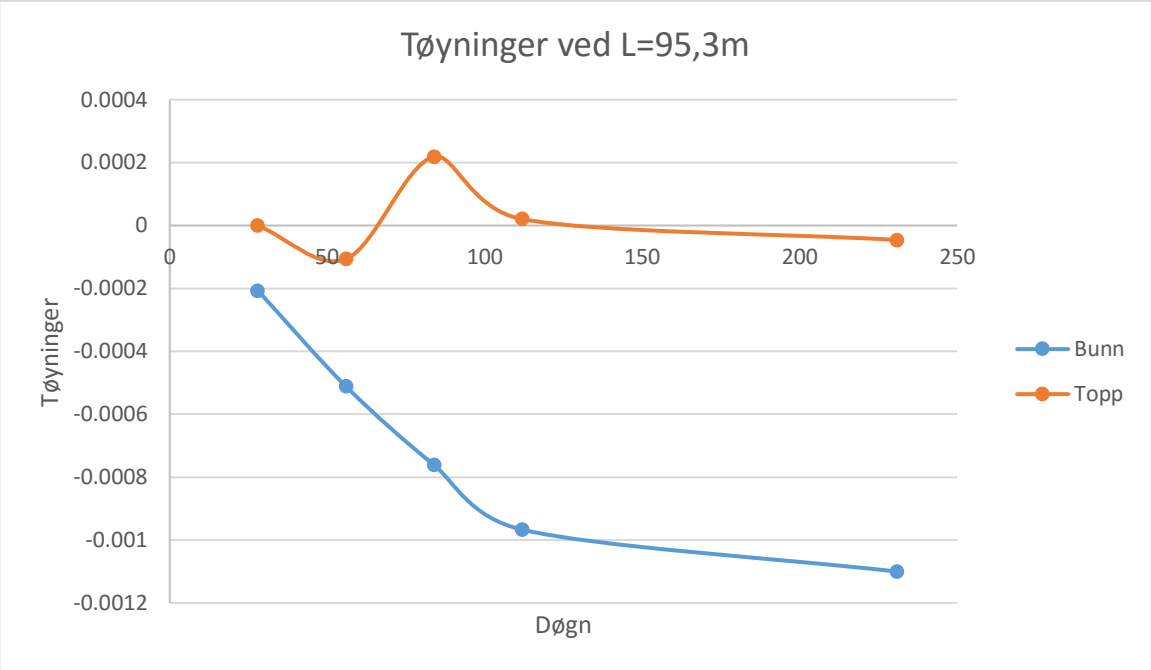


Figur 30. Tøyningsutvikling ved L=71,3m

Fra figur 30 er det mulig å se at under siden av tverrsnittet ved snitt L=71,3m blir utsatt for en økende tøyninger gjennom hele byggeperioden fram til sammen-støpningen av brudekkene, men grafen jevner seg ut etter siste oppspenning. Fra dette punktet er det kun kryp og svinn som bidrar til tøyningen.

Tabell 27. Tøyninger ved L= 95,3m i byggetrinn 2

Døgn	Top	Bunn
28	$-1{,}04 \cdot 10^{-6}$	$-2{,}07 \cdot 10^{-4}$
56	$-1{,}06 \cdot 10^{-4}$	$-5{,}12 \cdot 10^{-4}$
84	$2{,}19 \cdot 10^{-4}$	$-7{,}62 \cdot 10^{-4}$
112	$2.0 \cdot 10^{-5}$	$-9{,}67 \cdot 10^{-4}$
231	$-4{,}58 \cdot 10^{-5}$	$-1{,}1 \cdot 10^{-3}$



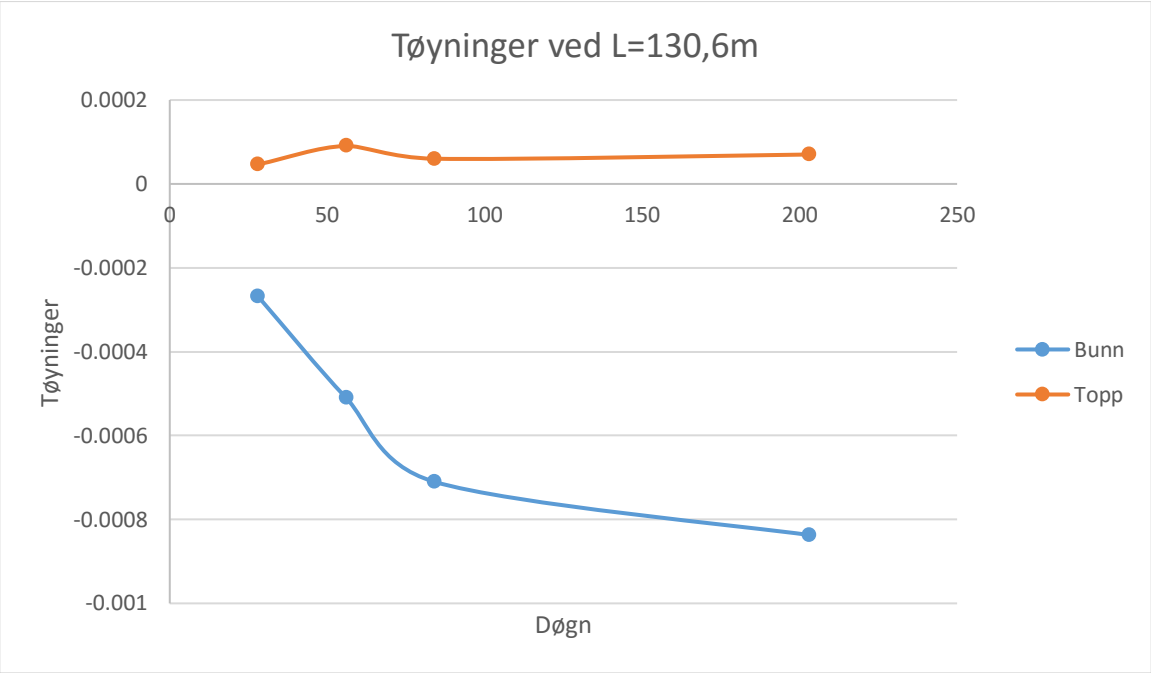
Figur 31. Tøyningsutvikling ved L=95,3m

Figur 31 viser tøyningsutviklingen i opplageren i akse 4. Ved dette punktet opplever under siden en jevnt tøynings økning. Etter siste oppspenning ser tøyningen til å jevne seg. Den øvre delen går gjennom en tøyningsvariasjon mellom 56 og 112 døgn, men som for underkanten jevner tøyningene seg i overkant etter siste oppspenning.

6.7.3 BYGGETRINN 3

Tabell 28. Tøyninger ved L= 130,6m i byggetrinn

Døgn	Top	Bunn
28	$4{,}65 \cdot 10^{-5}$	$-2{,}68 \cdot 10^{-4}$
56	$9{,}06 \cdot 10^{-5}$	$-5{,}10 \cdot 10^{-4}$
84	$6{,}01 \cdot 10^{-5}$	$-7{,}10 \cdot 10^{-4}$
203	$7.01 \cdot 10^{-5}$	$-8{,}37 \cdot 10^{-4}$

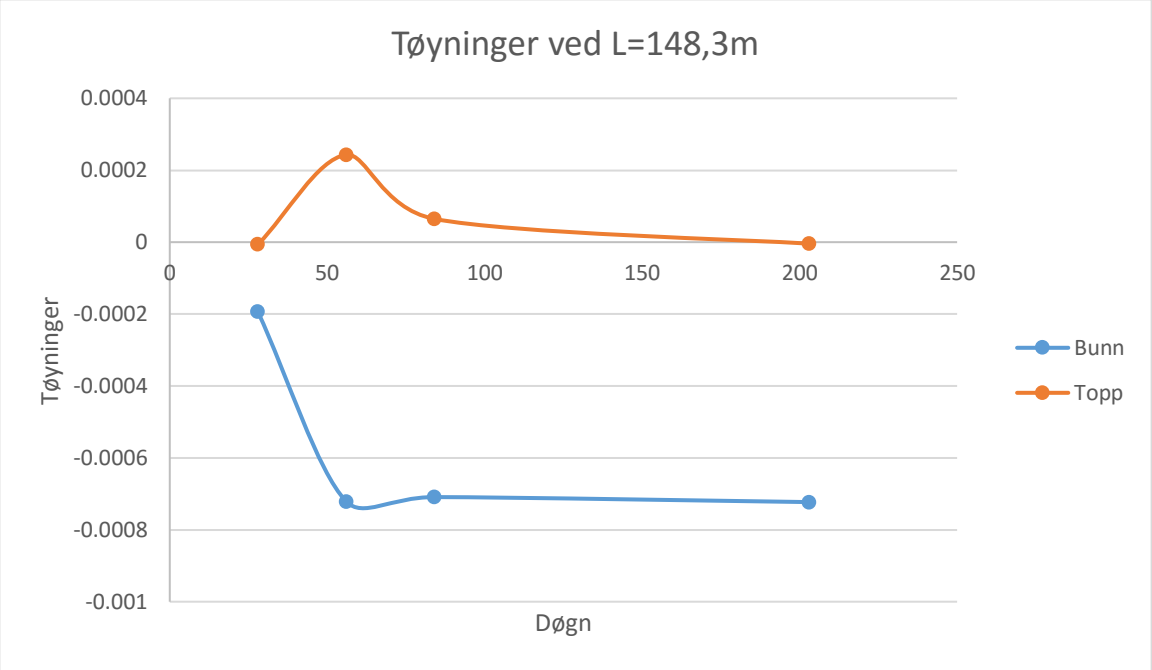


Figur 32. Tøyningsutvikling ved L=130,6m

Grafen i figur 32 viser tøyningsutviklingen i spennet mellom akse 4 og 3. Ved L=130,6m er tøyningene i overkant litt varierende ved oppspenning, men etter siste oppspenning er tøyningen neste kontant. I underkanten av tverrsnittet opplever kassen en endring i tøyningene ved hver oppspenning. Men etter siste oppspenning er ikke det store endringer i tøyningene, tøyningen jevner seg ut.

Tabell 29. Tøyninger ved L= 148,3m i byggetrinn 3

Døgn	Top	Bunn
28	$-6.33 \cdot 10^{-6}$	$-1{,}94 \cdot 10^{-4}$
56	$2{,}43 \cdot 10^{-4}$	$-7{,}21 \cdot 10^{-4}$
84	$6{,}48 \cdot 10^{-5}$	$-7{,}09 \cdot 10^{-4}$
203	$-4{,}17 \cdot 10^{-6}$	$-7{,}23 \cdot 10^{-4}$



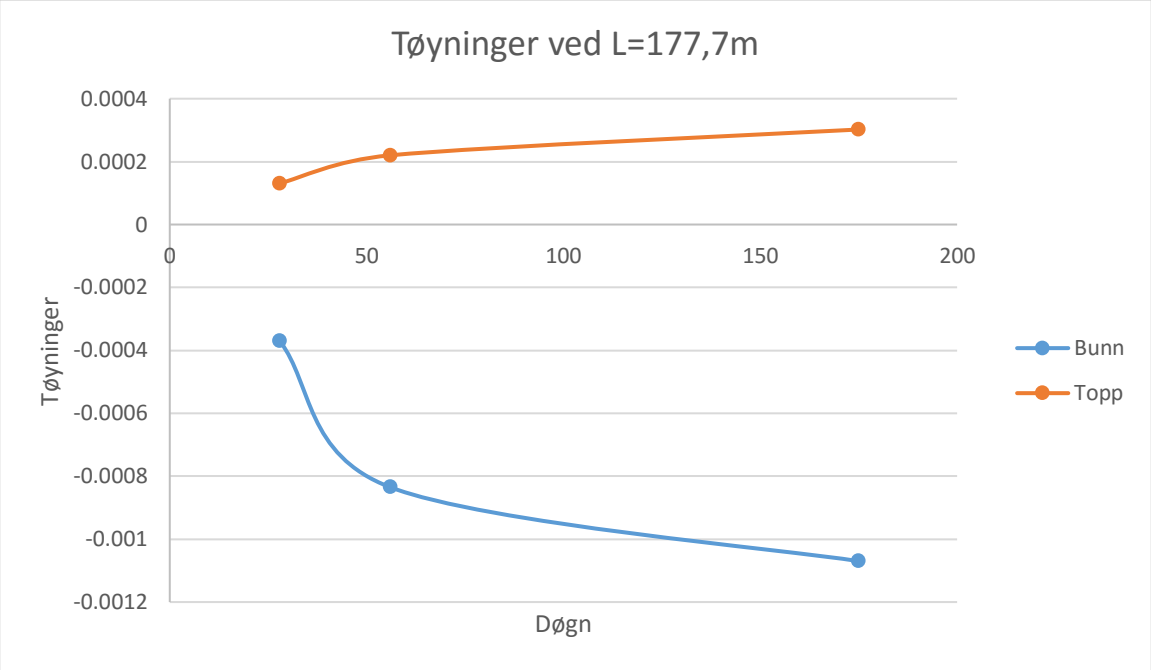
Figur 33. Tøyningsutvikling ved L=148,3m

Figur 33 viser tøyningene som oppstår i opplageren i akse 3. Ved oppspenning nummer 2 i byggetrinn 3 opplever tverrsnittet et stort tøyningsendring. Etter denne oppspenningen jevner utviklingen seg og går mot et tilnærmet konstant verdi i både over og underkant av tverrsnittet.

6.7.4 BYGGETRINN 4

Tabell 30. Tøyninger ved L= 177,7m i byggetrinn 4

Døgn	Top	Bunn
28	$1{,}31 \cdot 10^{-4}$	$-3{,}71 \cdot 10^{-4}$
56	$2{,}20 \cdot 10^{-4}$	$-8{,}35 \cdot 10^{-4}$
175	$3{,}02 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}07 \cdot 10^{-3}$

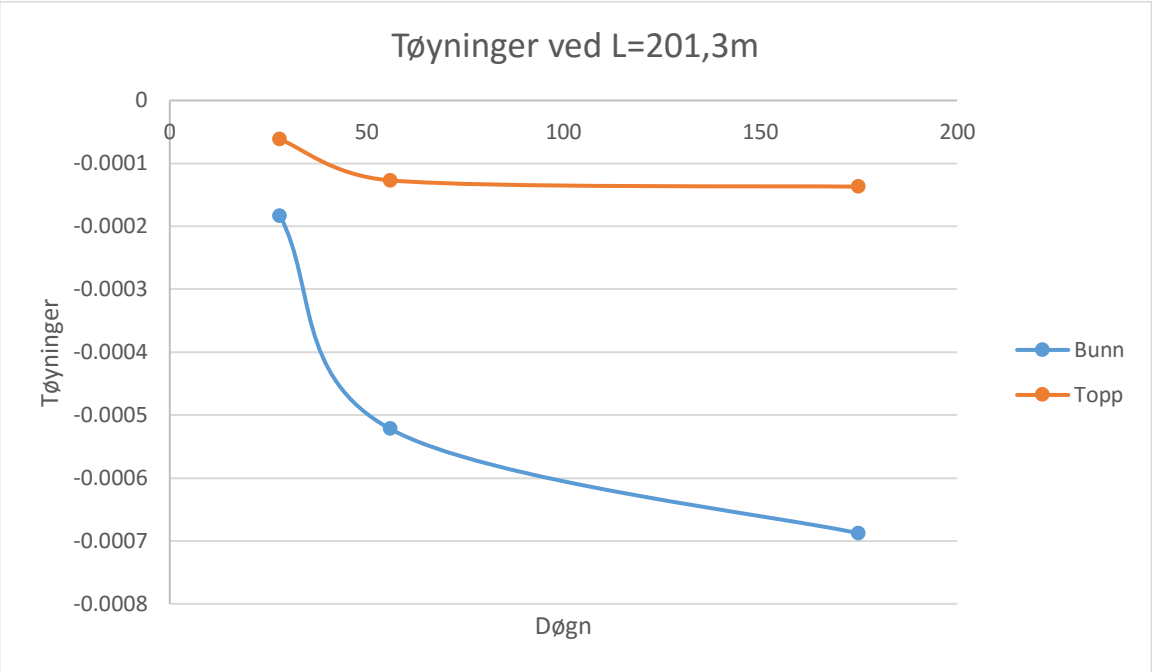


Figur 34. Tøyningsutvikling ved L=177,7m

Figur 34 viser tøyningene i feltet mellom akse 3 og 2. Etter første oppspenning øker tøyningene for hele tverrsnittet jevnt. Under siden av tverrsnittet opplever største tøyningsendringen. Men ettersom det kun er 3 data punkter som blir vurdert i byggetrinn 4 gir dette en glattere kurve enn de andre byggetrinnene.

Tabell 31. Tøyninger ved L= 201,3m i byggetrinn 4

Døgn	Top	Bunn
28	$-6{,}18 \cdot 10^{-5}$	$-1{,}83 \cdot 10^{-4}$
56	$-1{,}27 \cdot 10^{-4}$	$-5{,}22 \cdot 10^{-4}$
175	$-1{,}37 \cdot 10^{-4}$	$-6{,}88 \cdot 10^{-4}$



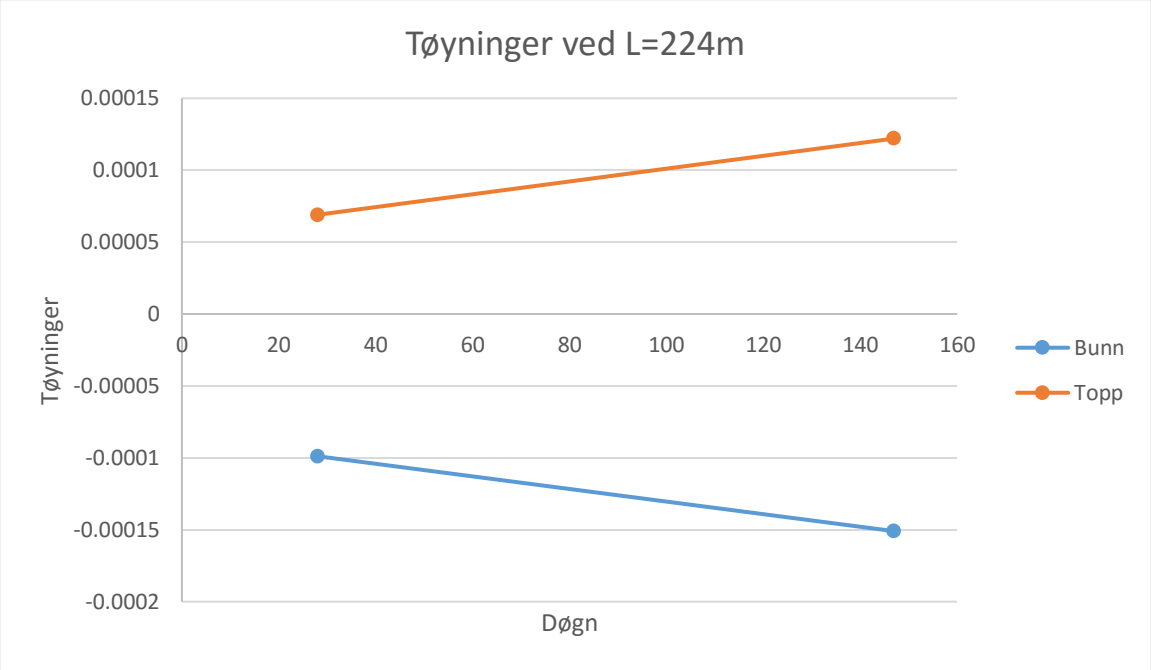
Figur 35. Tøyningsutvikling ved L=201,3m

Grafen i figur 35 viser tøyningene i akse 2. Ettersom denne seksjonen blir utsatt for to oppspenninger, er det mulig å se fra grafene at tøyningene endrer seg mest i oppspenningstidspunktene. Etter siste oppspenning går tøyningene i overkant mot er konstant verdi, mens tøyningene i underkant får et mindre økning gjennom tiden enn før.

6.7.5 BYGGETRINN 5

Tabell 32. Tøyninger ved L= 224m i byggetrinn 5

Døgn	Top	Bunn
28	$6{,}90 \cdot 10^{-5}$	$-9{,}89 \cdot 10^{-5}$
147	$1{,}22 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}51 \cdot 10^{-4}$

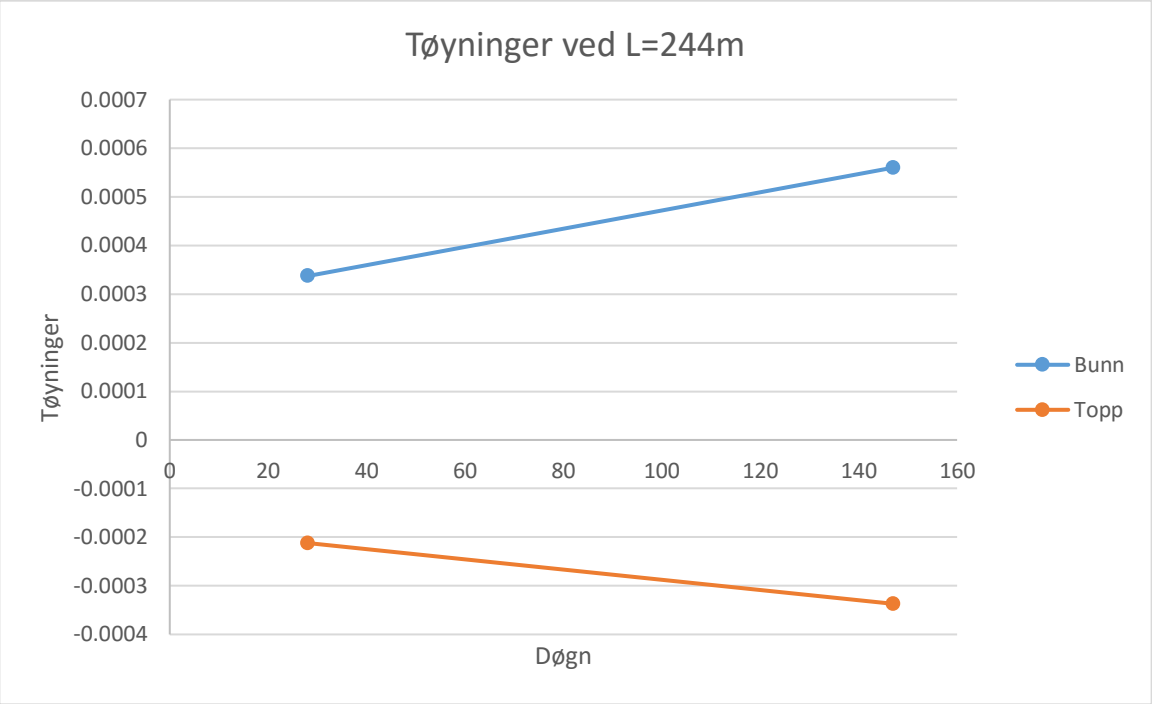


Figur 36. Tøyningsutvikling ved L=224m

Figur 36 viser spenningene i det siste spennet mellom akse 1 og 2. Ettersom det kun ble analysert for to punkter i byggetrinn 5, viser grafen rettlinjet. Tøyningene øker lineært med tiden fram til sammen-støpningen av brudekket. Tøyningsverdiene før sammen-støpningen av seksjon 2-1 er listet opp i tabell 31.

Tabell 33. Tøyninger ved L= 244m i byggetrinn 5

Døgn	Top	Bunn
28	$-2{,}12 \cdot 10^{-4}$	$3{,}37 \cdot 10^{-4}$
147	$-3{,}37 \cdot 10^{-4}$	$5{,}60 \cdot 10^{-4}$



Figur 37. Tøyningsutvikling ved L=244m

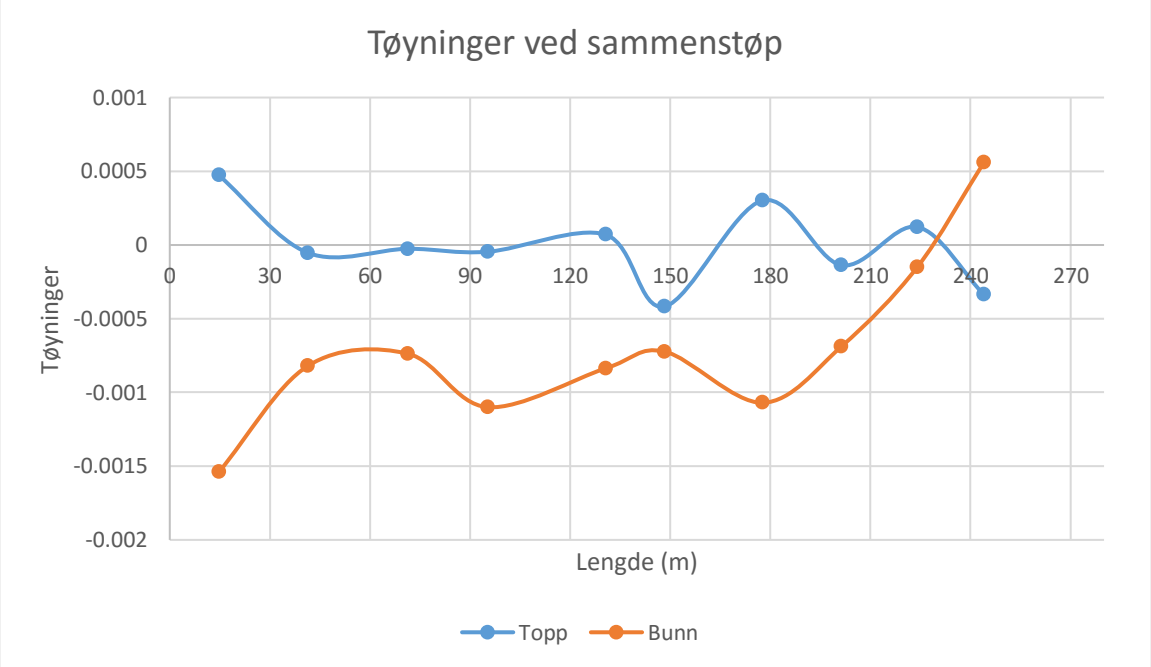
Grafen i figur 37 viser tøyningsutviklingen i opplegget i akse 1. Som for foregående analyse er det kun to punkter som blir analysert. Dette fører til at man får et rett graf.

6.7.6 OPPSUMMERING TØYNINGER

Tabell 34. Oppsummering av alle tøyningene

Tøyninger	Alder på seksjon ved sammen støp (døgn)	Avstand (m) målt i fra akse 6	Tøyninger i topp	Tøyninger i bunn
Byggetrinn 1	259	14,7	$4{,}73 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}54 \cdot 10^{-3}$
	259	41,4	$-5{,}29 \cdot 10^{-5}$	$-8{,}20 \cdot 10^{-4}$
Byggetrinn 2	231	71,3	$-2{,}58 \cdot 10^{-5}$	$-7{,}37 \cdot 10^{-4}$
	231	95,3	$-4{,}58 \cdot 10^{-5}$	$-1{,}1 \cdot 10^{-3}$
Byggetrinn 3	203	130,6	$7.01 \cdot 10^{-5}$	$-8{,}37 \cdot 10^{-4}$
	203	148,3	$-4{,}17 \cdot 10^{-6}$	$-7{,}23 \cdot 10^{-4}$
Byggetrinn 4	175	177,7	$3{,}02 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}07 \cdot 10^{-3}$
	175	201,3	$-1{,}37 \cdot 10^{-4}$	$-6{,}88 \cdot 10^{-4}$
Byggetrinn 5	147	224	$1{,}22 \cdot 10^{-4}$	$-1{,}51 \cdot 10^{-4}$
	147	244	$-3{,}37 \cdot 10^{-4}$	$5{,}60 \cdot 10^{-4}$

Tabell 34 viser alle tøyningene ved de lokale moment makspunktene før sammen støpningen av bru dekket. Figur 38 viser er grafisk representasjon av disse resultatene.



Figur 38. Tøyninger før sammen støpet

Fra figur 38 er det mulig å se hvordan tøyningene er i overkant og underkant av tverrsnittet i det ulike seksjonene før sammen støpet. Som forventet er tøyningene størst i seksjon 6-5N ved 14,7 meter. Dette er forståelig ettersom denne seksjonen blir ferdigstilt først, og vil oppleve de største spenningsendringene og kryp/svinn tøyninger.

Tøyningene i underkant av tverrsnittet opplever det største tøyningene, noe som er forståelig. Tøyningene på overkant av tverrsnittet har en jevn kurve med lite endringer i stigningen til det passerer 120 meter. Etter passeringen varierer tøyningen i overkant. Det virker som kassen i det første 120 meterne har hatt ett lengre uttørkingstid og har satt seg i sitt endelige posisjon, mens det resterende lengdene fortsatt er i et ”fersk” betong situasjon som fører til de store tøynings endringene.

Tøyningene ved enden viser at tøyningene i akse 1 er motsatt rettede i forhold til de resterende spenningen i over- og underkant. Dette forårsakes på grunn av endringer i spenningen når siste støp utføres. Når bruen bygges med steg for steg metode, utsettes utkragede enden for strekk spenningen i overkant og trykk i underkant. Når siste støp utføres blir seksjonen her utsatt for motsatt rettede spenninger. Dette er grunnen til at tøyningen er motsatt rettede ved 224 meter.

7.0 OPPSUMMERING OG DISKUSJON

I denne oppgave skulle de lages en modell som framstilte tøyningene i kassen i nord før sammen støpningen av bru platen. Dette skulle gjøres ved analyse programmet CSI og handberegninger.

En oppsummering av resultatene med hensyn på antagelsene som ble tatt blir forklart her; Resultatene for transformert tverrsnitt er utarbeidet fra teoretisk definerte metoder. Resultatene fra disse beregningen ble verifisert med beregningsarker fra MathCAD som ga like resultater. Det eneste som ble neglisjert ved transformert tverrsnitts beregning er arealene av slakkarmering. Men dette ble gjort for manglende beskrivelse av mengde armering i kassene.

Resultatene i kapittel 6.2 er beregninger av oppspenningslaster. Ved beregning av oppspenningstap ble det tatt hensyn til friksjonstap og vinkelendrings koeffisienten ble valgt lik det som ble valgt i CSI bridge. Dette ble gjort for både handberegningen og CSI skal ha samme utgangspunkt, derfor ble vinkelendringskoeffisienten satt til samme verdi i begge tilfellene. Ved beregning av oppspenningslaster for hand ble pilhøydene funnet, men ettersom dette var for en modell med flere parabler, med ulike eksentrisiteter ble dette en lite utfordring. Det er muligheter for følge feiler her.

Kapittel 6.3 omhandler resultatene av spennkabelens nye pilhøyder. Dette er en repeterende beregning. Det ble ikke laget noe regneark for dette for inndataene var mange og forskjellige for hvert punkt. Så det ble tidseffektivt å gjøre beregningene for hand. Resultatene ble verifisert ved å utføre beregningene to ganger for å bekrefte at det er riktige verdier som er funnet. En muligens feilkilder i beregningene kan være evt. Feil tolking av verdiene som ble satt inn i beregningene.

Kapittel 6.4 viser resultatene for spenningene på kassen, ved ulike oppspennings tidspunkter. Spenningene ble funnet i CSI-bridge for hvert byggetrinn. En mulig feilkilde her kan være at spennarmeringens profil ikke ble implementert i CSI bridge som ønsket. For programmet gikk tilbake til forhand definert spennarmerings profil hver gang modellen ble oppdatert. En annen feilkilde kan være at det er lest av feil

spenninger, da dette måte gjøres manuelt ettersom programmet krasjet når man skulle finne med programmet.

Kapittel 6.5 tar for seg verifikasjon av momenter fra CSI og RBS. Ved å sammenlikne tverrsnitts dataene i begge programmene er det mulig å se at det oppstår et avvik på 1,3%. Dette avviket skyldes nok på grunn av endringer i den geometriske formen av tverrsnittet.

Ved verifikasjonen av egenlast momentet finnes det største avviket på 8,0% ved byggetrinn 4. Dette kjem nok av at RBS regner med et egenlast på 25,5kN/m^2, mens CSI tar for seg egenlast for et "solid element" på 25kN/m^2. Samtidig som at CSI modellen har et mindre tverrsnitt. Som forventet gir RBS største momentene.

For verifikasjonen av momentet fra oppspenningslasten oppstår det et avvik på 5,3% som nevnt over var det en utfordring å finne de ulike pilhøydene, noe som kan ha bidratt til feil oppspenningslast. Det viser seg at CSI gir et høgere moment enn RBS. Fra moment diagrammene er det mulig å se at begge programmene definerer ende momentene i utkragede siden i motsatte retninger. CSI beregner dette automatisk, mens RBS fikk momentet implementert manuelt. Endringene i momentene skjer på grunn av ulike definisjoner på lengdene av den nedover rettede lasten i begge programmene og ulike retninger av endemomentene.

Kapittel 6.6 presenter kryptall, E-modul og svinntøyningsberegninger. Alle disse beregningene er basert ut i fra formler og likninger fra Eurokoder. For å gjøre beregningene tidseffektive ble det laget beregning ark. For å verifisere resultatene ble disse sjekket opp med handberegnede verdier.

Kapittel 6.7 viser tøyningene for kasse nord ved ulike tidspunkter før sammen støpen. Beregningene er basert på spenningene som er funnet tidligere, ettersom spenningene ble hentet manuelt ved å sjekke en numerisk liste er det muligheter for feil resultater. Etter å ha vurdert tøyningene viser det seg at målepunkt 4 i byggetrinn 1 gir en ujevn kurve og det er mistanke om feil. På grunn av at innleveringsfristen nærmet seg kunne ikke det legge mer tid til å undersøke dette.

Generelt om resultatene: Det opprinnelige planen for oppgaven var å finne tidsavhengige effekter ved å bruke analyseprogrammet CSI-bridge, men ettersom versjonen som ble brukt ikke støttet denne funksjonen, ble CSI brukt til å finne spenninger. I og med at dette var et nytt program og samstundes mye å sette seg inn i for en nyutdannet og uerfaren person, kan det fort ha oppstått feil i tolkinger og beregninger. Derfor anbefales det å gjøre en tredjepersons verifikasjon av resultatene. Denne oppgaven kan brukes til å få en liten innføring i CSI-bridge og en ide om hvordan tøyningene muligens vil være før sammen støpet.

7.1 KONKLUSJON:

På bakgrunn av resultatene som er funnet med hensyn på det gitte antagelsene kan følgende konklusjon trekkes.

- Det største tøyningsendringene skjer ved oppspenning, etter siste oppspenning er det mye mindre endringer i tøyningene. Tøyningen øker med en mindre stigningstall gjennom tiden. Tøyningen som oppstår er forårsaket av kryp og svinn.

- Avviket i bøyemomenter fra egenlast viser at vi har et godt estimert modell i CSI som kan brukes for analysering. Avviket for bøyemoment fra oppspenningslasten er også akseptabel, men dette forutsettes at handberegnede verdier er korrekte.

- Det hadde vært ideelt for en tredjepersons verifikasjon av resultatene for å dobbeltsjekke resultatene og evt. Kartlegge feilene som er blitt gjort.

7.2 VIDERE ARBEID

Det hadde vært ideelt å tatt en verifikasjon av spenningene som ble funnet for å sikre at tøyningsresultatene blir nøyaktig som mulig evt. Beregnet spenningene i en annen program og vurdert opp mot spenningene som er funnet i denne rapporten.

Det kunne vært interessant å ha sett på nedbøyningene ved det ulike byggetrinnene ved utkrager delen. Dette kunne blitt gjort ved å bruke CSI og sammenlignet med teoretiske bergende verdier.

8.0 REFERANSER

1. Coven, J., *Post-Tensioned Box Girder Design Manual*. 2016, Coven Engineering Inc,. p. 136-137.

2. vegvesen, S. *Om Statens vegvesen*. 2017; Available from: http://www.vegvesen.no/om+statens+vegvesen/om+organisasjonen/Om+organisasjonen.

3. Rørtvedt, A.E., *Brunnholen bru, Fv 505, Bru NR 11-2463, Prosjekteringsgrunnlag*. 2015, Prosjekteringsseksjonen Region vest.

4. Sørensen, S.I., *Betong-konstruksjoner*. 1 ed. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag

5. *Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, in *EN 1992-1-1*. 2004.

6. Juliebø, E., *Sentrale begreper og definisjoner innen betongfaget*. 2005.

7. Irgens, F., *Fasthetslære*. 7 ed. 2006, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

8. Elbadry., G.A.a.M.M., *Serviceability design of continuous prestressed concrete structures.* PCI journal 34.1 1989: p. 54-91.

9. *Eurocode 2 - Design of concrete structure - Concrete bridges - Design and detailing rules* in *Annex KK*. 2005.

10. Computers and Structures, I. *Overview CSi-Bridge*. 2017; Available from: https://www.csiamerica.com/products/csibridge.

11. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, in *NS-EN 1990*. 2008.

VEDLEGGS LISTE

VEDLEGG A Tegninger fra Statens vegvesen

VEDLEGG B Spennprofil

VEDLEGG C Kryp, E-modul og svinnberegning

VEDLEGG D Resultater av kryp, E-modul og svinnberegning

VEDLEGG E Transformert tverrsnitt

VEDLEGG F Tøynings beregning for byggetrinn 1

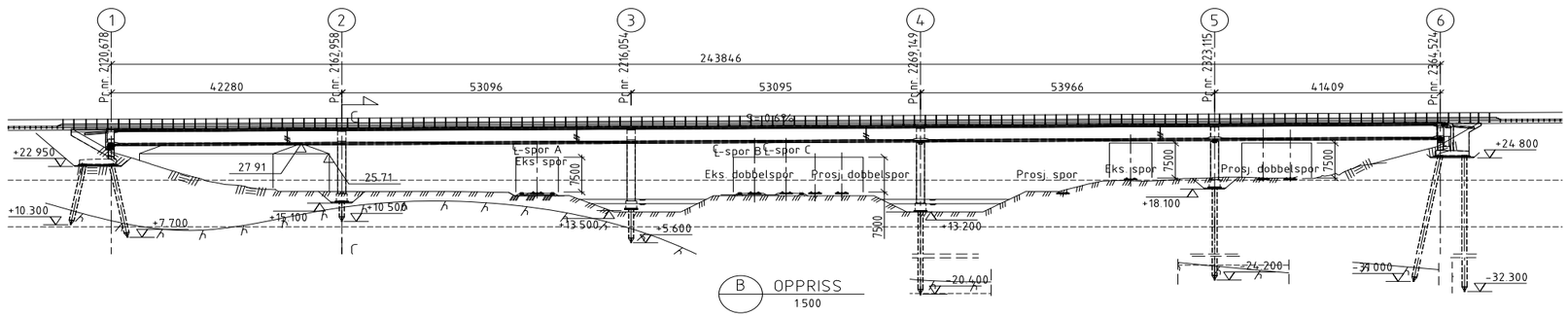
VEDLEGG G Bøyemomenter fra Robot Structural Analysis

VEDLEGG H Bøyemomenter fra CSi-bridge Advanced 2017

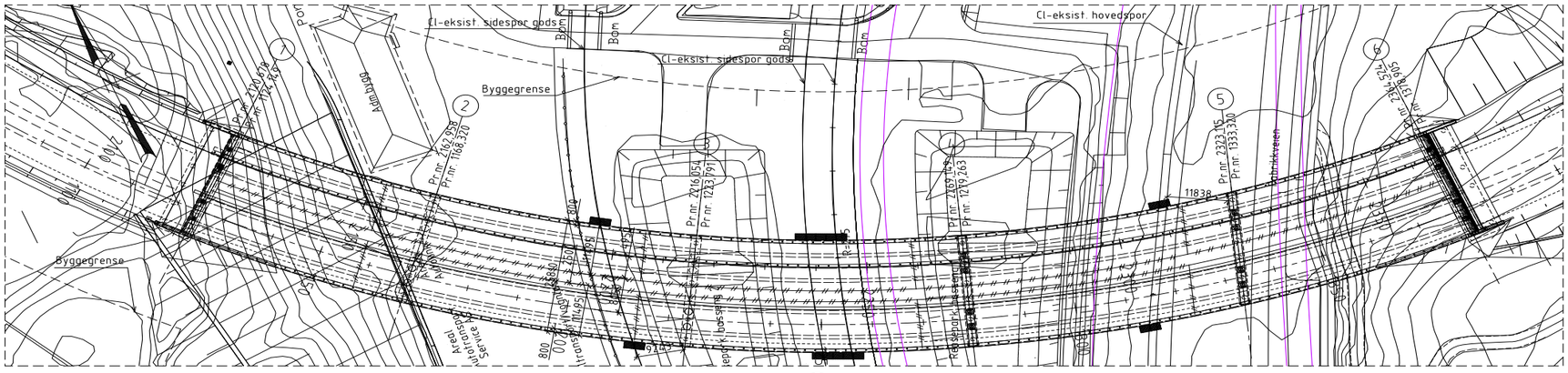
VEDLEGG A

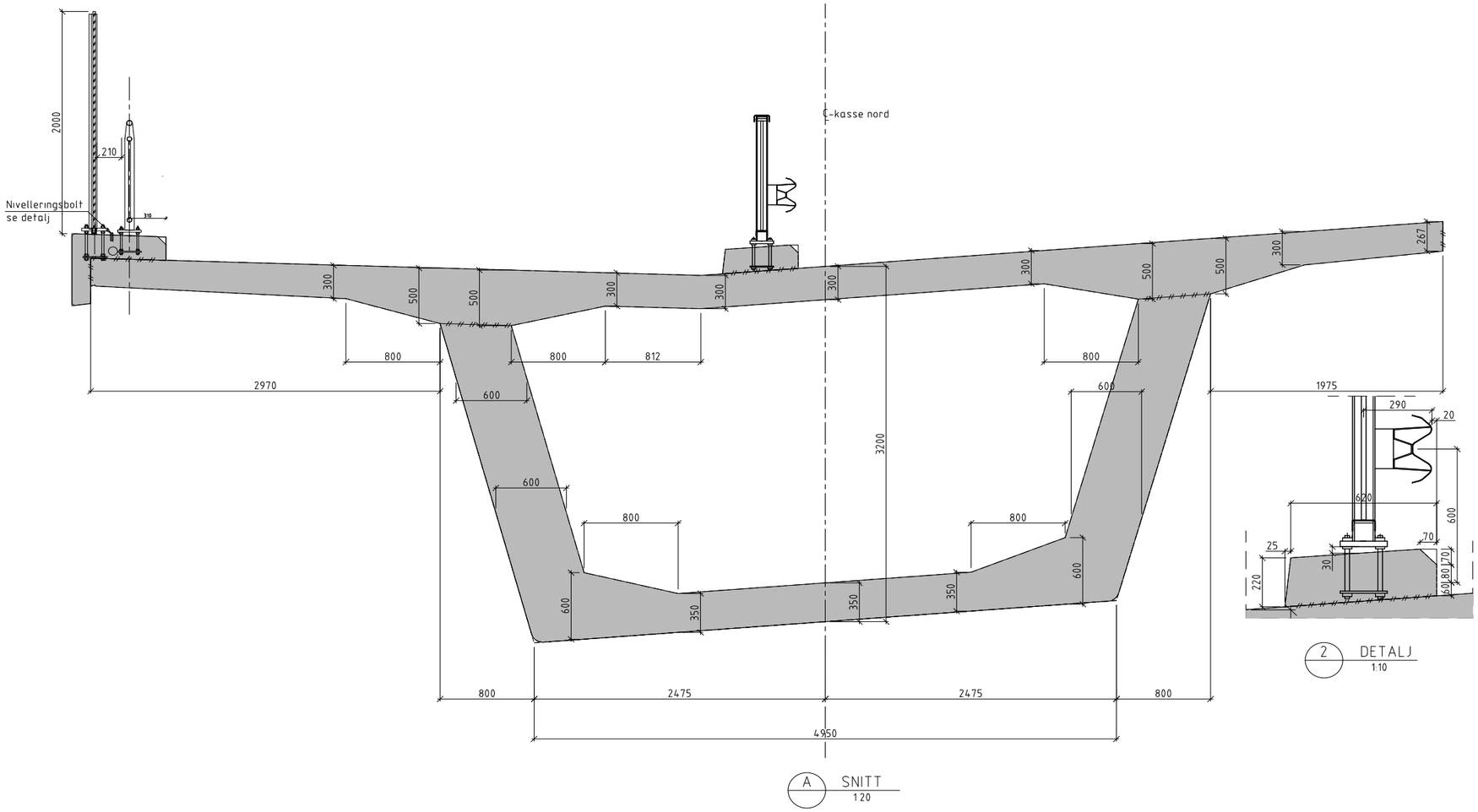
Current road project: BRO_NORD

PROFILNUMMER	2120	2130	2140	2150	2160	2170	2180	2190	2200	2210	2220	2230	2240	2250	2260	2270	2280	2290	2300	2310	2320	2330	2340	2350	2360	2370	2380
PROFILHØYDE	30.834	30.890	30.946	31.002	31.057	31.113	31.169	31.225	31.281	31.337	31.392	31.448	31.504	31.560	31.616	31.672	31.728	31.783	31.839	31.895	31.951	32.007	32.063	32.118	32.174	32.230	32.286
TERRENGHØYDE	27.93	24.30	20.64	18.63	18.59	18.05	17.90	17.71	17.42	15.36	15.68	15.84	17.52	17.55	17.00	16.00	15.65	16.99	19.23	19.80	20.40	20.60	21.22	23.95	24.73	25.10	25.47
VERTIKALKURVE	s = 0.006																										
HORISONTALKURVE	R = 291 m																										
TVERRFALL	Ensidig tverrfall 7.7%																										

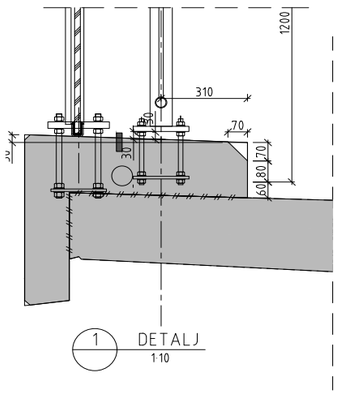


B OPPRISS
1:500

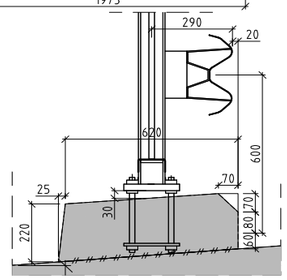

Cl-eksist. sidespor godstog
Cl-eksist. hovedspor
Cl-eksist. sidespor godstog
Byggegrense
Byggegrense
Adkomstveg
Pr nr 2162,958
Pr nr 1168,320
Pr nr 2216,054
Pr nr 1233,791
Pr nr 2269,149
Pr nr 1219,263
Pr nr 2323,115
Pr nr 1333,330
Pr nr 2364,524
Pr nr 1319,905
Rørbrua
Rørbrua
Rørbrua



A SNITT
1:20



1 DETALJ
1:10



2 DETALJ
1:10

BEMERKNINGER

1. Prosjekteringsregler
   Håndbok N400 Bruprosjektering -2015
   Dimensjonerende belegningsvekt=2.5 kN/m²

2. Betong/Armering

Betongkvalitet:	B45 SV-40
Bestandighetsklasse:	MF40
Eksponeringsklasse	XD3,XF4
Nøyaktighetsklasse	A
Luftinnhold	5+_1.5%
Tilslagsstørrelse:	D100=22mm
Armering	Slakkarmering B500NC, NS3576-3
Spennarmering	11 kabler a 27/31 stk. 150mm²-tau.

   Utførelsesklasse 3, NS-EN 13670

3. Alle hjørner avfases 20mm.

Rev.	Dato	Erstatning - endring	Tegn av	Kontr	Godkj/sign
1	03.11.2016	Til teknisk delgodkjenning	arnror	joadev	stiper

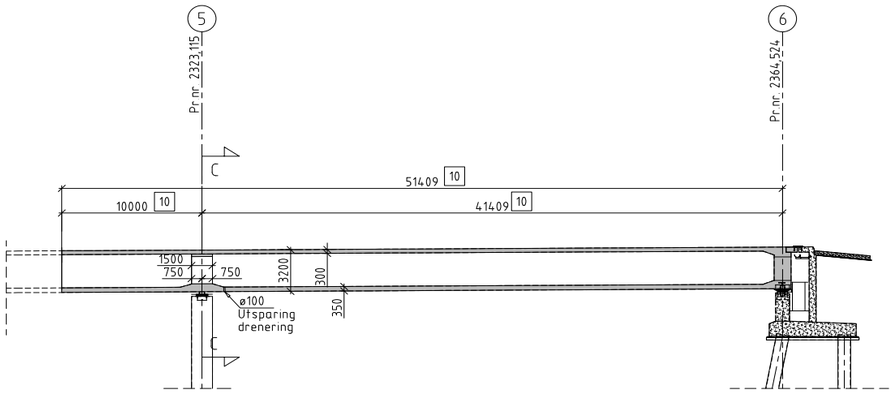
Godkjent som arbeidstegning iflg. Notat fra Vegdirektoratet

Statens vegvesen

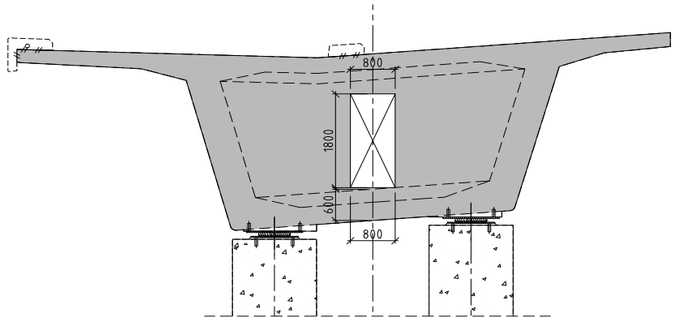
Fv505
Skjæveland - Foss Eikeland
Brunnholen bru
Alt 1 Overbyggning snitt Bru nord
Form

Produsert av: Bruseksjonen Region Vest

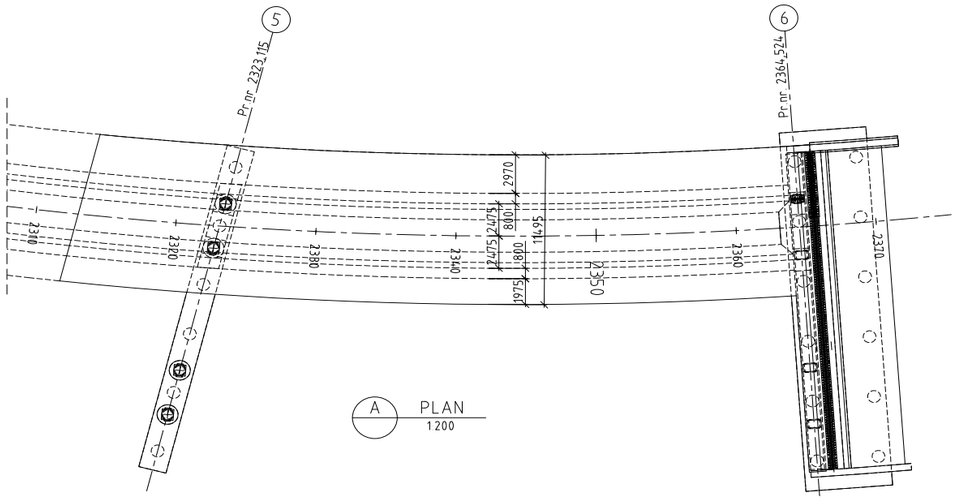
Saksnr.	
Tegn av: arnror	05.10.2016
Kontr.	
Godkj/sign	S Persson (sign)
Saksb.	A.E. Rørtvedt
Bru nr.	11-2463
PROFnr.	11-2463 Brunnholen
Mappe nr.	16/11406
Målestokk	A1: Som angitt
Tegn nr	K1200
Rev	1



B OPPRISS
1:200



C SNITT
1:50



A PLAN
1:200

BEMERKNINGER

1 Prosjekteringsregler
Håndbok N400 Bruprosjektering -2015
Dimensjonerende belegningsvekt=2.5 kN/m²

2 Betong/Armering

Betongkvalitet	B45 SV-40
Bestandighetsklasse	MF40
Eksponeringsklasse	XD3,XF4
Nøyaktighetsklasse	A
Luftinnhold	5+_1.5%
Tilslagsstørrelse	D100=22mm
Armering	Slakkarmering B500NC, NS3576-3
Spennarmering	xx kabler a xx/xx stk. 150mm²-tau.

Utførelsesklasse 3, NS-EN 13670

3 Alle hjørner avfases 20mm.

4 Stikningsdata
Gitt i fagmodellen. Kfr. prosess 11

5 Bordforskaling på alle synlige flater

6 Reservetrekkerør bøyes ut i skulder veg.
Må dreneres i lavbrekk.

7 Nivelleringsbolter ø16 i rustfritt/syrefast;Kval A4-80.
Totalt xx stk. Plasseres som vist på Plan A
ved akser og i midtpunkt i hvert felt bs. bru.
Etter at brua er ferdig asfaltert skal bolter måles
inn for komplettering av tabell.

8 Brakett for lysmast. Plasseres på bruas nordside
i profil påført Plan A.
For detaljer kfr. tegn. K3028

9 Fortannede støpeskjøter mellom seksjon 1 og 2
Se prosess 84.274

10 Målsatt langs profillinje for bru nord.

Rev.	Dato	Erstatning - endring	Tegn av	Kontr	Godkj/sign
1	03.11.2016	Til teknisk delgodkjenning	arnror	joadev	stiper

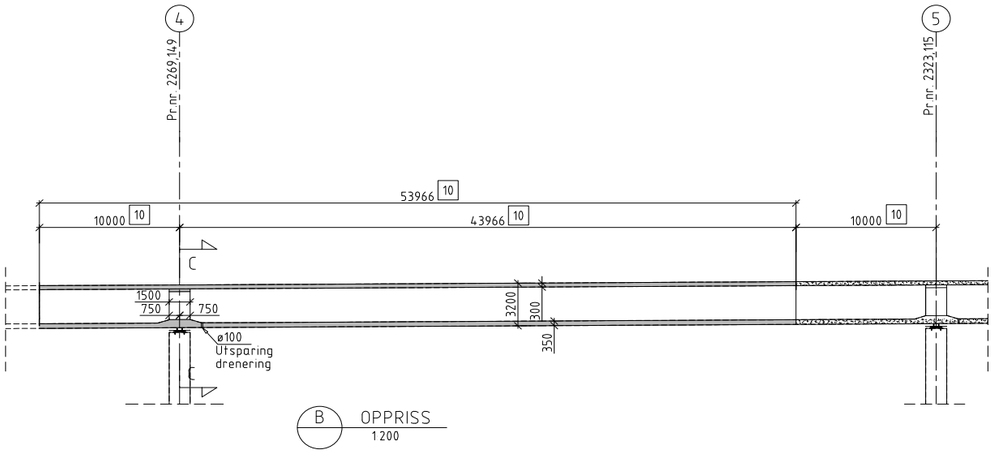
Godkjent som arbeidstegning iflg. Notat fra Vegdirektoratet

Statens vegvesen

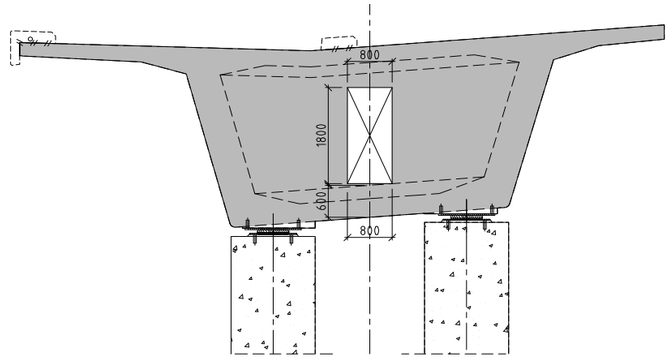
Saksnr.
Tegn av: arnror 05 10 2016
Kontr:
Godkj/sign Stian Persson
Saksb. Ø.E. Rørtvedt
Bru nr 11-2463
PROFnr.11-2463 Brunnholen
Mime nr. 16/11406.....
Målestokk A1 Som angitt
Tegn nr K1201 Rev 1

Fv505
Skjæveland - Foss Eikeland
Brunnholen bru
Overbyggning støpeavsnitt 6-5 Nordlige kasse
Form

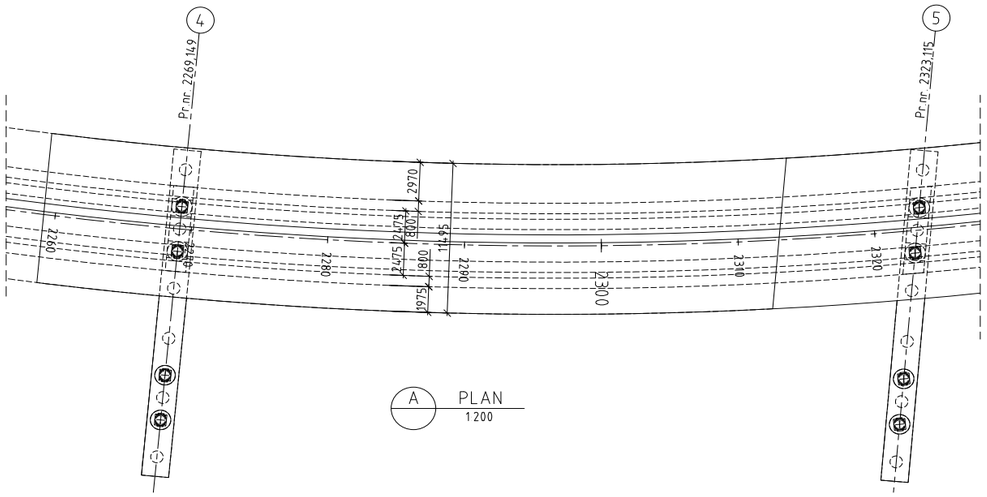
Produsert av: Bruseksjonen Region Vest



B OPPRISS
1 200



C SNITT
150



A PLAN
1 200

BEMERKNINGER

1 Prosjekteringsregler
Håndbok N400 Bruprosjektering -2015
Dimensjonerende belegningsvekt=2 5 kN/m²

2 Betong/Armering

Betongkvalitet	B45 SV-40
Bestandighetsklasse	MF40
Eksponeringsklasse	XD3,XF4
Nøyaktighetsklasse	A
Luftinnhold	5• 1,5%
Tilslagsstørrelse:	D100=22mm
Armering	Slakkarmering B500NC, NS3576-3
Spennarmering	xx kabler a xx/xx stk 150mm²-tau
Utførelsesklasse 3, NS-EN 13670	

3 Alle hjørner avfases 20mm.

4 Stikningsdata
Gitt i fagmodellen Kfr prosess 11

5 Bordforskaling på alle synlige flater.

6. Reservetrekkerør bøyes ut i skulder veg.
Må dreneres i lavbrekk.

7. Nivelleringsbolter ø16 i rustfritt/syrefast,Kval A4-80.
Totalt xx stk. Plasseres som vist på Plan A
ved akser og i midtpunkt i hvert felt bs. bru.
Etter at brua er ferdig asfaltert skal bolter måles
inn for komplettering av tabell

8. Brakett for lysmast. Plasseres på bruas nordside
i profil påført Plan A.
For detaljer kfr. tegn. K3028

9 Fortannede støpeskjøter mellom seksjon 2 og 3
Se prosess 84 274

10 Målsatt langs profillinje for bru nord

Rev.	Dato	Erstatning - endring	Tegn av	Kontr	Godkj/sign
1	03.11.2016	Til teknisk delgodkjenning	arnror	joadev	stiper

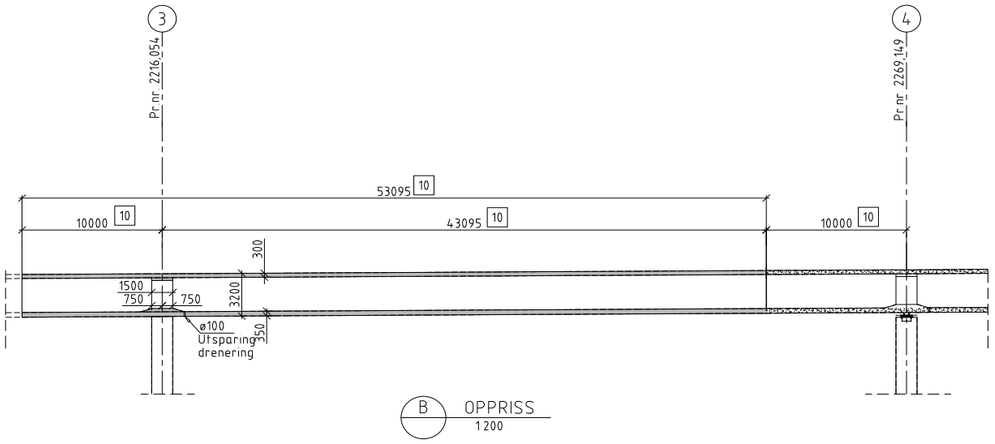
Godkjent som arbeidstegning iflg. Notat fra Vegdirektoratet

Statens vegvesen

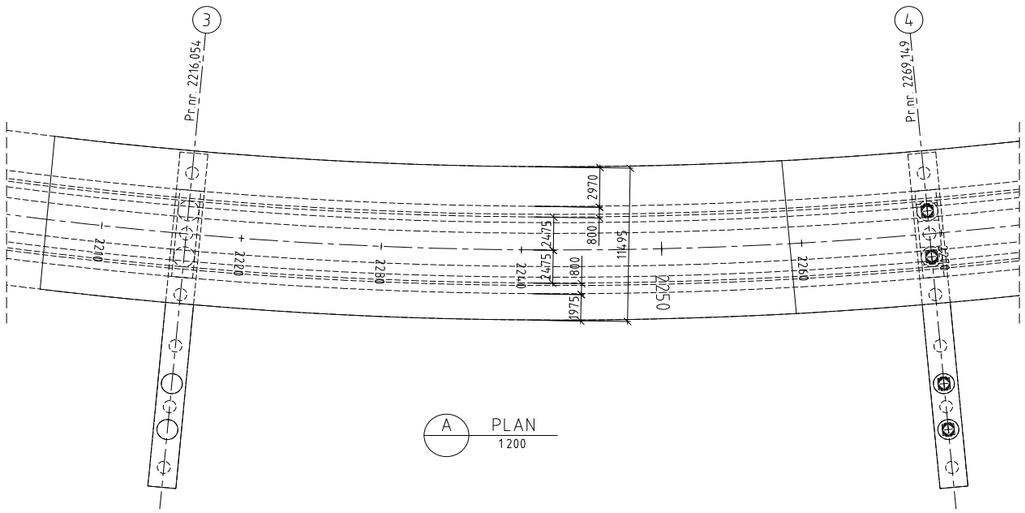
Fv505
Skjæveland - Foss Eikeland
Brunnholen bru
Overbyggning støpeavsnitt 5 -4
Form

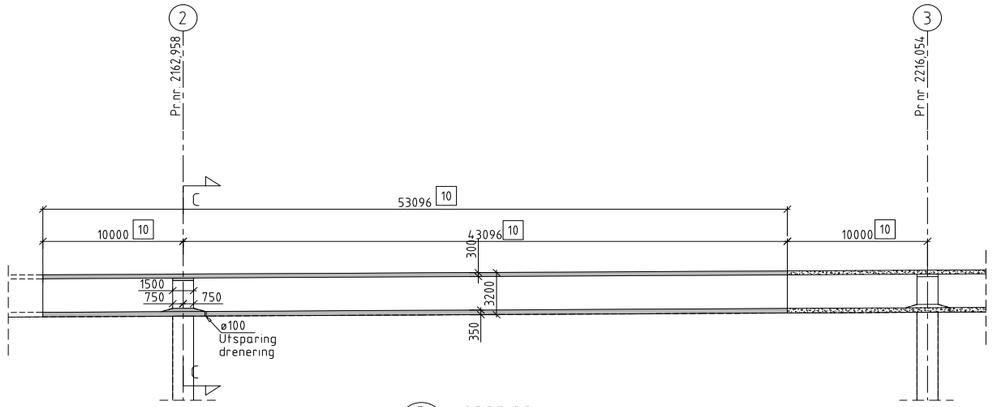
Produsert av: Bruseksjonen Region Vest

Saksnr.	
Tegn av: arnror	05 10 2016
Kontr	
Godkj/sign Stian Persson	
Saksb. A.E. Rørtvedt	
Bru nr. 11-2463	
PROFnr.11-2463 Brunnholen	
Mime nr. 16/11406	
Målestokk A1 Som angitt	
Tegn nr K1202	Rev 1

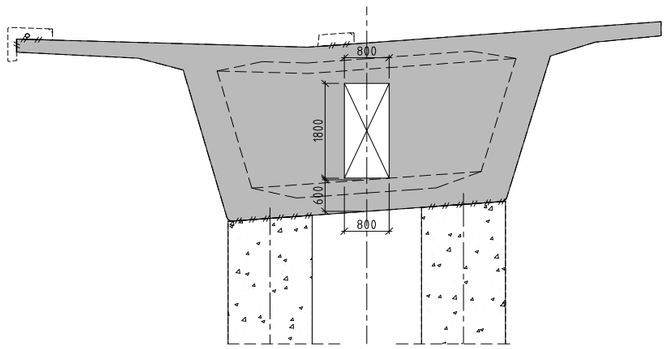


B OPPRISS
1:200

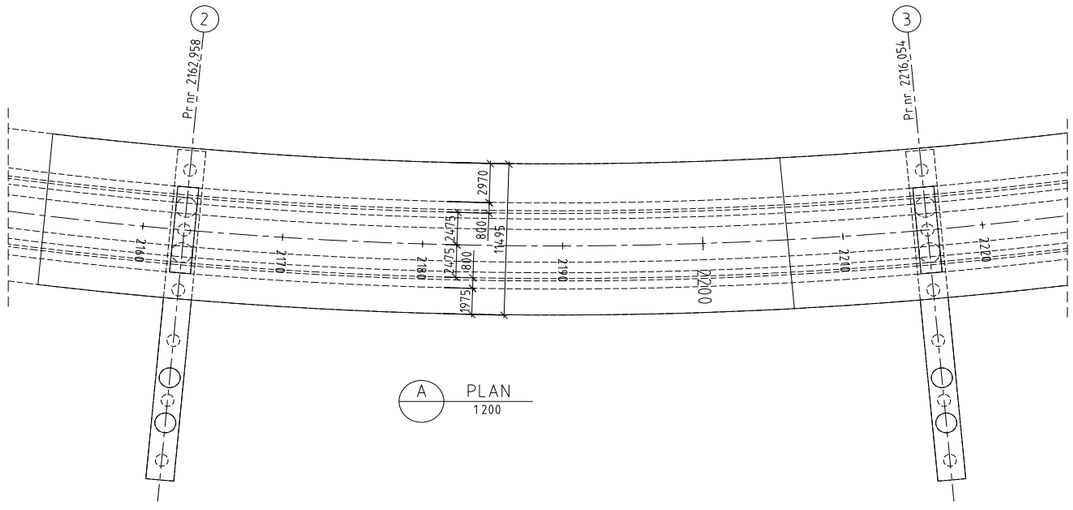

3
Pr nr 2216.054
4
Pr nr 2269.149
2970
800
2475
2475
1980
1975
11495
2280
2280
2280

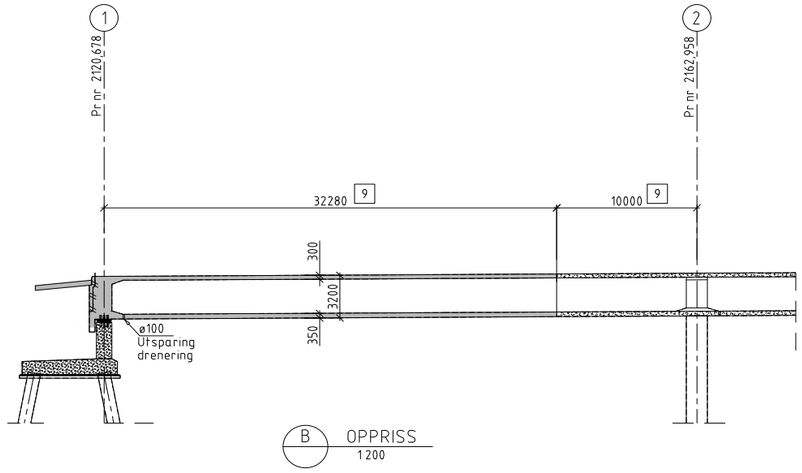


B OPPRISS
1:200

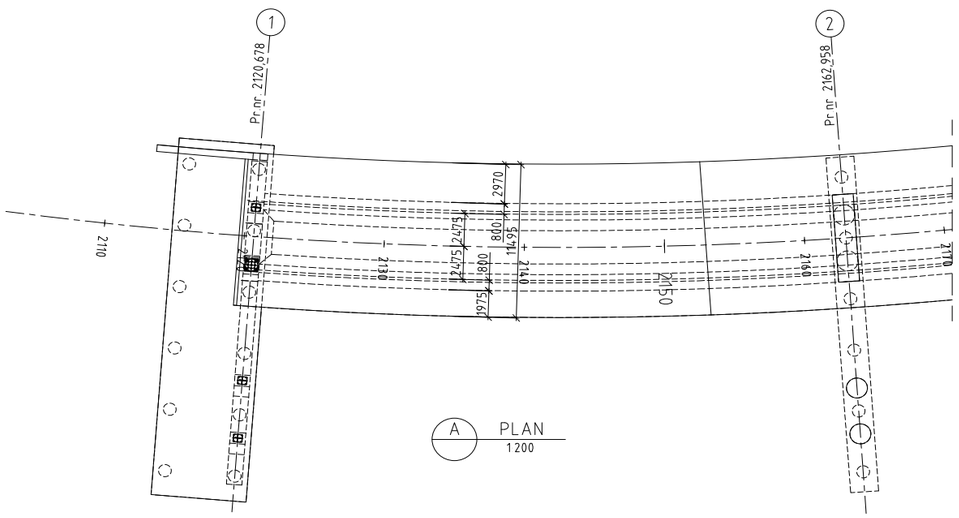


C SNITT
1:50


2
Pr nr 2162,958
3
Pr nr 2216,054
2970
800
1495
2475
1800
2475
1975
2100
2100
2100

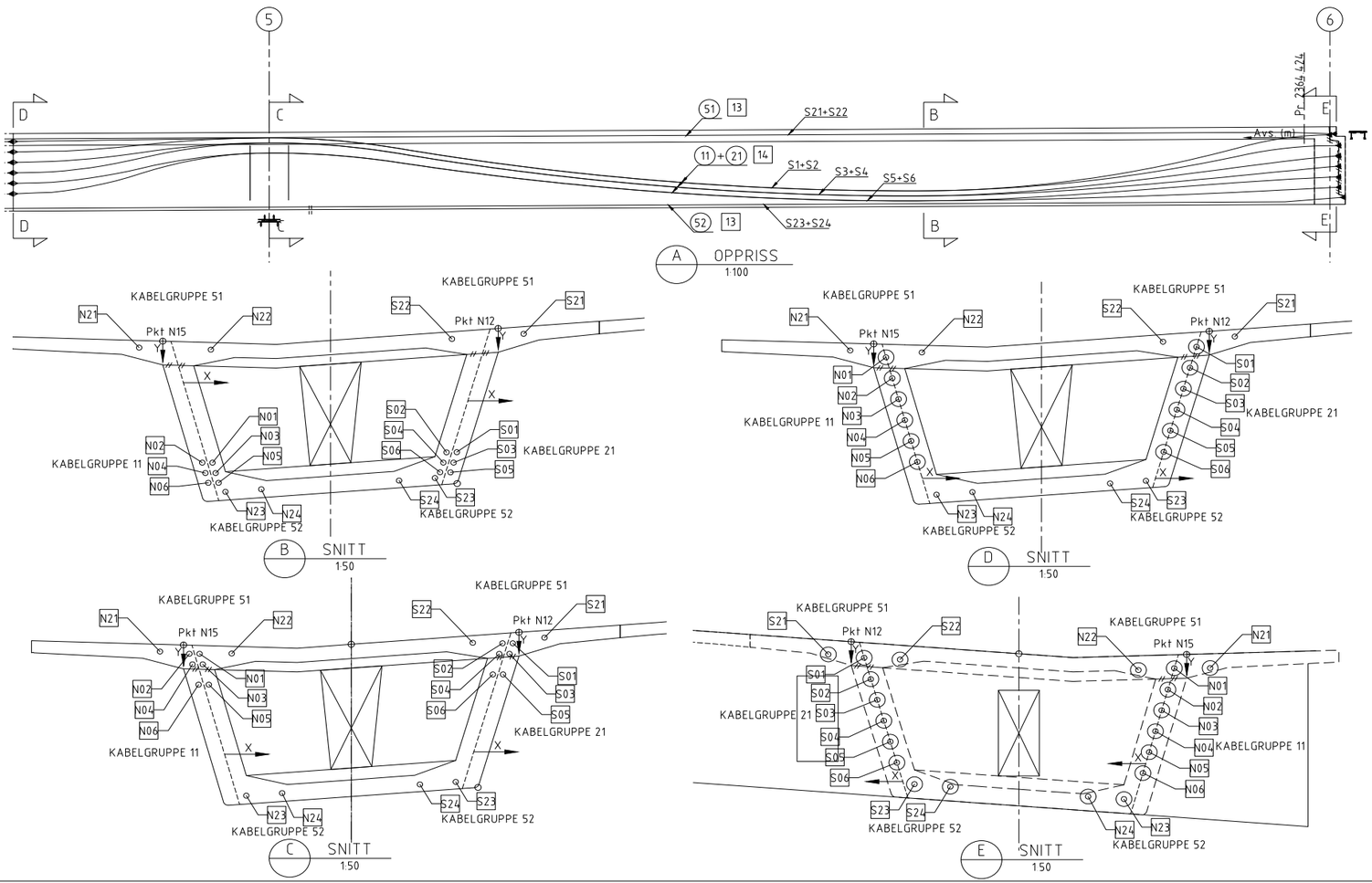


B OPPRISS
1:200


1
2
Pr nr 2120,678
Pr nr 2162,958
2110
2970
800
2475
2475
800
1975
2140
2140
2140

Tabell for avstand y (mm) fra pkt N_12 og N15 til senter kabelgruppe og avstand x (mm) fra senterlinje steg 15

50.4	50.0	49.0	48.0	47.0	46.0	45.0	44.0	43.0	42.0	41.0	40.0	39.0	38.0	37.0	36.0	35.0	34.0	33.0	32.0	31.0	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0	2363.524	2364.424	2364.774		Avs (m) / Kabel grup	Kabeltype
280	279	269	260	250	241	216	222	211	202	183	188	227	295	406	546	721	902	1067	1229	1376	1518	1650	1773	1887	1992	2088	2174	2253	2323	2382	2436	2475	2508	2533	2547	2554	2546	2517	2463	2386	2285	2161	2014	1843	1650	1435	1195	932	661	457	331	291		y	N01	11	2206
0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0			x			
720	715	702	674	609	521	415	324	256	210	184	189	228	295	406	546	722	902	1068	1230	1376	1518	1651	1774	1888	1992	2089	2175	2254	2323	2382	2436	2476	2509	2533	2548	2554	2547	2518	2479	2417	2336	2237	2121	1984	1831	1658	1467	1258	1041	878	779		740	y	N02		
0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0		0	x			
1160	1155	1135	1076	985	863	716	590	494	431	399	398	434	505	613	755	932	1110	1278	1437	1587	1729	1862	1985	2099	2204	2300	2387	2465	2535	2594	2646	2687	2721	2745	2760	2766	2757	2728	2680	2612	2531	2435	2328	2211	2087	1957	1824	1690	1555	1424	1303		1175	y	N03		
0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0			x			
1600	1595	1573	1481	1337	1143	909	709	558	458	406	402	438	509	618	762	939	1117	1284	1444	1594	1736	1869	1992	2106	2211	2307	2394	2472	2542	2601	2653	2694	2728	2752	2767	2773	2764	2746	2715	2671	2617	2554	2482	2402	2317	2227	2131	2034	1933	1833	1733		1615	y	N04		
0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0		0	x			
2040	2036	2011	1917	1772	1575	1340	1139	986	885	833	825	857	926	1020	1149	1309	1471	1623	1768	1904	2032	2153	2264	2369	2463	2551	2629	2701	2764	2818	2864	2902	2932	2952	2967	2974	2971	2951	2917	2872	2818	2754	2682	2609	2533	2455	2379	2306	2236	2174	2119		2055	y	N05		
0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0			x			
2480	2467	2431	2306	2107	1841	1521	1247	1040	902	838	830	861	931	1025	1154	1314	1475	1628	1772	1908	2037	2158	2269	2373	2468	2555	2634	2706	2768	2823	2869	2907	2937	2957	2972	2978	2975	2966	2956	2941	2924	2901	2875	2846	2814	2779	2740	2699	2655	2608	2560		2495	y	N06		
0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0		0	x			
327	326	316	307	297	288	263	269	258	249	230	235	274	342	453	593	768	949	1114	1276	1423	1565	1697	1820	1934	2039	2135	2221	2300	2370	2429	2483	2522	2555	2580	2594	2601	2593	2564	2510	2433	2332	2208	2061	1890	1697	1482	1242	979	708	504	378	338		y	S01	21	2206
0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0			x			
767	762	749	721	656	568	462	371	303	257	231	236	275	342	453	593	769	949	1115	1277	1423	1565	1698	1821	1935	2039	2136	2222	2301	2370	2429	2483	2523	2556	2580	2595	2601	2594	2565	2526	2464	2383	2284	2168	2031	1878	1705	1514	1305	1088	925	826		787	y	S02		
0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0		0	x			
1207	1202	1182	1123	1032	910	763	637	541	478	446	445	481	552	660	802	979	1157	1325	1484	1634	1776	1909	2032	2146	2251	2347	2434	2512	2582	2641	2693	2734	2768	2792	2807	2813	2804	2775	2727	2659	2578	2482	2375	2258	2134	2004	1871	1737	1602	1471	1350		1222	y	S03		
0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0			x			
1647	1642	1620	1528	1384	1190	956	756	605	505	453	449	485	556	665	809	986	1164	1331	1491	1641	1783	1916	2039	2153	2258	2354	2441	2519	2589	2648	2700	2741	2775	2799	2814	2820	2811	2793	2762	2718	2664	2601	2529	2449	2364	2274	2178	2081	1980	1880	1780		1662	y	S04		
0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0		0	x			
2087	2083	2058	1964	1819	1622	1387	1186	1033	932	880	872	904	973	1067	1196	1356	1518	1670	1815	1951	2079	2200	2311	2416	2510	2598	2676	2748	2811	2865	2911	2949	2979	2999	3014	3021	3018	2998	2964	2919	2865	2801	2729	2656	2580	2502	2426	2353	2283	2221	2166		2102	y	S05		
0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0			x			
2527	2514	2478	2353	2154	1888	1568	1294	1087	949	885	877	908	978	1072	1201	1361	1522	1675	1819	1955	2084	2205	2316	2420	2515	2602	2681	2753	2815	2870	2916	2954	2984	3004	3019	3025	3022	3013	3003	2988	2971	2948	2922	2893	2861	2826	2787	2746	2702	2655	2607		2542	y	S06		
0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0		0	x			



BEMERKNINGER

1. Type 2206/xx06 kabler m/spenntau 06-150, Ap= 3300/xxxx mm2
   Flytekraft, $F_{p\,0,1k}$= 5402kN
   Oppspenningskraft er 0,88*$F_{p\,0,1k}$ før låsing Se tabell nedenfor!
2. Stålkvalitet $f_{p\,0,1k}/f_{pk}$ = 1640/1860 MPa, lavrelaksasjonsstål
3. Anker, maks dimensjon Type 2206 , BxB=420 x 420mm
4. Kabelrør, innvendig diameter: Type 2206/ max. ø100
5. Kabelrørene skal legges slik at ferdige kanaler ikke får noen skarp bøy. Minimum radius for kabelrør i angitt knekkpunkt, Type 2206 I hh.t.l ETA-godkjenning!
   Kabelene skal festes i hht Publ 14, pkt A7 2 3
6. Minimum rettstrekning bak trumpet-ende Type 2206 I hh. t.l. ETA-godkjenning!
7. Min karakteristisk betongfasthet ved oppspenning 38/43?? MPa (terningsfasthet)
   Oppspenning tidligst 48t etter avsluttet støping Se Prosess 84 36!
8. Lengdene måles som horisontal avstand til bakkant forankringsplate målt langs bruaksen
9. Ankerplate skal stå normalt på tilhørende kabelrør.
10. Kablene spennes opp symetrisk om cl-bru.
11. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering.
    Vertikalt: ± 10 mm
    Horisontalt ± 10 mm
12. Spennstålleverandør skal kontrollere på anleggsstedet og godkjenne anker- og spennkabelplassering med rapport til byggherre før utstøping av overbygning.

13 For kabelgruppe 51 og 52 spennes alle spennkabler opp i fase ferdig støpt bru nord og sør og mellomstøp.

14 For kabelgruppe 11 og 21 spennes kabel N06 og S06 i fase før støpt topplate for gjeldende seksjon. De øvrige kablene i disse gruppene spennes opp i fase etter støpt topplate.

15 Tabell viser kabler som går i steg.

Rev.	Dato	Erstatning - endring	Tegn av	Kontr	Godkj/sign
1	03.11.2016	Til teknisk delgodkjenning	arnror	joadev	stiper

Godkjent som arbeidstegning iflg. Notat fra Vegdirektoratet

Statens vegvesen

Fv505
Skjæveland - Foss Eikeland
Brunnholen bru
Overbyggning støpeavsnitt 6-5
Spennarmering

Produsert av: Bruseksjonen Region Vest

Saksnr.
Tegn av: arnror 05 10 2016
Kontr.
Godkj/sign: Stian Persson
Saksb.: A.E. Rørtvedt
Bru nr: 11-2463
PROFnr.11-2463 Brunnholen
Mime nr. 16/11406.....
Målestokk A1: Som angitt
Tegn nr: K1231 Rev: 1

Tabell for avstand y (mm) fra pkt N_12 og N15 til senter kabelgruppe og avstand x (mm) fra senterlinje steg [15]

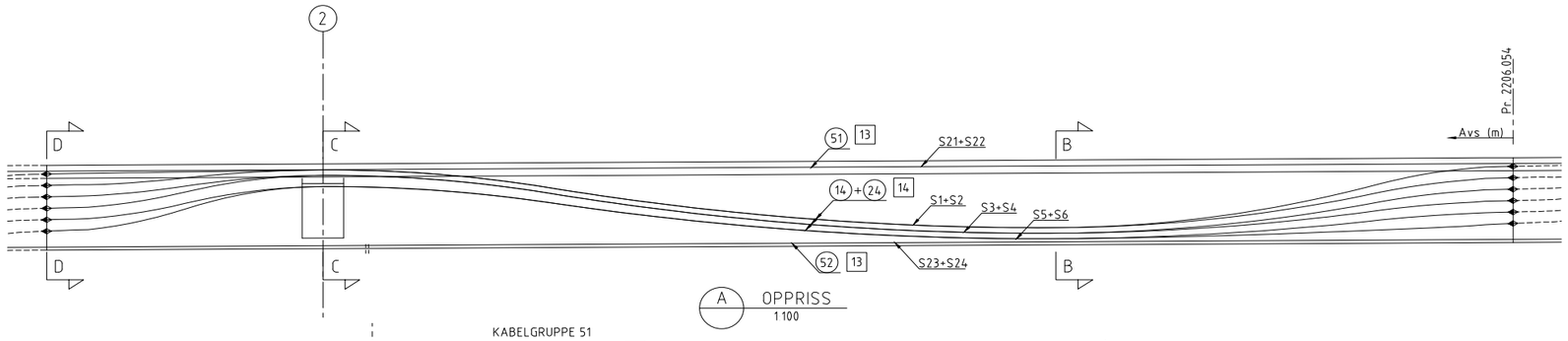
| 54.0 | 53.0 | 52.0 | 51.0 | 50.0 | 49.0 | 48.0 | 47.0 | 46.0 | 45.0 | 44.0 | 43.0 | 42.0 | 41.0 | 40.0 | 39.0 | 38.0 | 37.0 | 36.0 | 35.0 | 34.0 | 33.0 | 32.0 | 31.0 | 30.0 | 29.0 | 28.0 | 27.0 | 26.0 | 25.0 | 24.0 | 23.0 | 22.0 | 21.0 | 20.0 | 19.0 | 18.0 | 17.0 | 16.0 | 15.0 | 14.0 | 13.0 | 12.0 | 11.0 | 10.0 | 9.0 | 8.0 | 7.0 | 6.0 | 5.0 | 4.0 | 3.0 | 2.0 | 1.0 | 2313.115 | | | Avs (m) / Kabel grup | Kabeltype |
|---|---|---

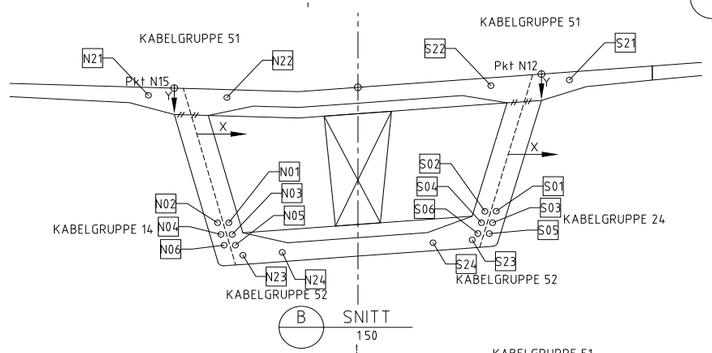
Tabell for avstand y (mm) fra pkt N_12 og N15 til senter kabelgruppe og avstand x (mm) fra senterlinje steg 15

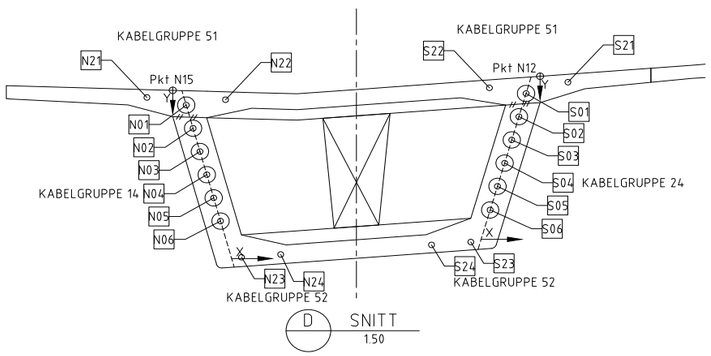
| 53.1 | 52.0 | 51.0 | 50.0 | 49.0 | 48.0 | 47.0 | 46.0 | 45.0 | 44.0 | 43.0 | 42.0 | 41.0 | 40.0 | 39.0 | 38.0 | 37.0 | 36.0 | 35.0 | 34.0 | 33.0 | 32.0 | 31.0 | 30.0 | 29.0 | 28.0 | 27.0 | 26.0 | 25.0 | 24.0 | 23.0 | 22.0 | 21.0 | 20.0 | 19.0 | 18.0 | 17.0 | 16.0 | 15.0 | 14.0 | 13.0 | 12.0 | 11.0 | 10.0 | 9.0 | 8.0 | 7.0 | 6.0 | 5.0 | 4.0 | 3.0 | 2.0 | 1.0 | 2259.149 | | | Avs (m) / Kabel grup | Kabeltype |
|---|---|---

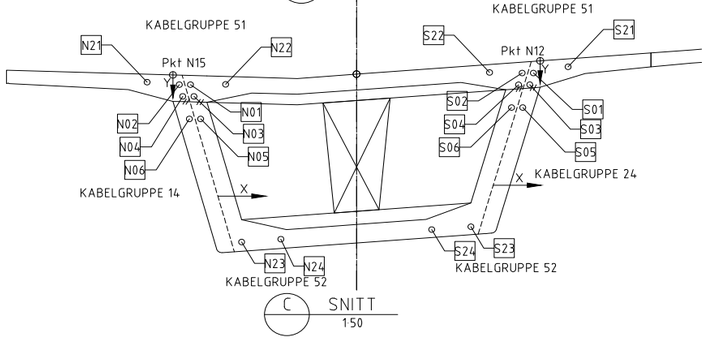
Tabell for avstand y (mm) fra pkt N_12 og N15 til senter kabelgruppe og avstand x (mm) fra senterlinje steg [15]

53.1	52.0	51.0	50.0	49.0	48.0	47.0	46.0	45.0	44.0	43.0	42.0	41.0	40.0	39.0	38.0	37.0	36.0	35.0	34.0	33.0	32.0	31.0	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0	2206.054		Avs (m) / Kabel grup	Kabeltype
284	266	261	249	239	230	220	210	201	191	184	197	232	289	365	465	586	729	895	1068	1234	1389	1536	1671	1797	1914	2020	2116	2203	2281	2349	2406	2456	2493	2522	2542	2551	2541	2523	2475	2403	2307	2188	2044	1877	1686	1472	1234	973	726	521	389	301	283		y	N01	14	2206
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
724	706	690	633	552	451	354	277	224	191	184	197	232	289	365	465	586	729	895	1068	1234	1389	1536	1671	1797	1914	2020	2116	2203	2281	2349	2406	2456	2493	2522	2542	2551	2541	2523	2492	2433	2358	2263	2148	2015	1863	1692	1503	1294	1098	942	833	743	724		y	N02		
0	−10	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−80	−90	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−90	−80	−70	−60	−50	−40	−30	−20	−10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
1164	1142	1099	1018	906	766	630	524	450	406	393	408	442	500	577	677	798	942	1107	1281	1446	1601	1747	1884	2009	2127	2232	2331	2417	2495	2563	2621	2670	2708	2737	2756	2766	2756	2745	2712	2660	2593	2510	2409	2292	2157	2007	1841	1656	1484	1347	1248	1183	1164		y	N03		
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
1604	1580	1513	1387	1209	986	769	601	484	414	393	408	442	500	577	677	798	942	1107	1281	1446	1601	1747	1884	2009	2127	2232	2331	2417	2495	2563	2621	2670	2708	2737	2756	2766	2763	2751	2728	2690	2643	2583	2511	2427	2332	2224	2105	1973	1849	1752	1683	1624	1604		y	N04		
0	−10	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−80	−90	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−90	−80	−70	−60	−50	−40	−30	−20	−10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
2044	2023	1954	1826	1647	1422	1203	1034	916	846	822	833	865	917	987	1078	1188	1319	1468	1626	1776	1917	2049	2173	2287	2393	2490	2578	2657	2728	2789	2842	2886	2921	2947	2965	2973	2971	2965	2946	2917	2879	2832	2774	2707	2630	2545	2450	2344	2246	2168	2112	2061	2044		y	N05		
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
2484	2441	2357	2181	1939	1633	1335	1107	944	851	825	836	869	920	991	1081	1191	1322	1471	1629	1779	1920	2052	2175	2290	2396	2493	2581	2661	2731	2792	2846	2889	2924	2950	2967	2977	2974	2969	2958	2945	2927	2905	2880	2851	2821	2788	2752	2715	2675	2635	2594	2524	2484		y	N06		
0	−10	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−80	−90	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−90	−80	−70	−60	−50	−40	−30	−20	−10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
331	313	308	296	286	277	267	257	248	238	231	244	279	336	412	512	633	776	942	1115	1281	1436	1583	1718	1844	1961	2067	2163	2250	2328	2396	2453	2503	2540	2569	2589	2598	2588	2570	2522	2450	2354	2235	2091	1924	1733	1519	1281	1020	773	568	436	348	330		y	S01	24	2206
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
771	753	737	680	599	498	401	324	271	238	231	244	279	336	412	512	633	776	942	1115	1281	1436	1583	1718	1844	1961	2067	2163	2250	2328	2396	2453	2503	2540	2569	2589	2598	2588	2570	2539	2480	2405	2310	2195	2062	1910	1739	1550	1341	1145	989	880	790	771		y	S02		
0	−10	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−80	−90	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−90	−80	−70	−60	−50	−40	−30	−20	−10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
1211	1189	1146	1065	953	813	677	571	497	453	440	455	489	547	624	724	845	989	1154	1328	1493	1648	1794	1931	2056	2174	2279	2378	2464	2542	2610	2668	2717	2755	2784	2803	2813	2803	2792	2759	2707	2640	2557	2456	2339	2204	2054	1888	1703	1531	1394	1295	1230	1211		y	S03		
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
1651	1627	1560	1434	1256	1033	816	648	531	461	440	455	489	547	624	724	845	989	1154	1328	1493	1648	1794	1931	2056	2174	2279	2378	2464	2542	2610	2668	2717	2755	2784	2803	2813	2810	2798	2775	2737	2690	2630	2558	2474	2379	2271	2152	2020	1896	1799	1730	1671	1651		y	S04		
0	−10	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−80	−90	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−90	−80	−70	−60	−50	−40	−30	−20	−10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
2091	2070	2001	1873	1694	1469	1250	1081	963	893	869	880	912	964	1034	1125	1235	1366	1515	1673	1823	1964	2096	2220	2334	2440	2537	2625	2704	2775	2836	2889	2933	2968	2994	3012	3020	3018	3012	2993	2964	2926	2879	2821	2754	2677	2592	2497	2391	2293	2215	2159	2108	2091		y	S05		
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			
2531	2488	2404	2228	1986	1680	1382	1154	991	898	872	883	916	967	1038	1128	1238	1369	1518	1676	1826	1967	2099	2222	2337	2443	2540	2628	2708	2778	2839	2893	2936	2971	2997	3014	3024	3021	3016	3005	2992	2974	2952	2927	2898	2868	2835	2799	2762	2722	2682	2641	2571	2531		y	S06		
0	−10	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−80	−90	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−100	−90	−80	−70	−60	−50	−40	−30	−20	−10	0	0	0	0	0	0	0	0		x			









BEMERKNINGER

1. Type 2206/xx06 kabler m/spenntau 06-150, Ap= 3300/xxxx mm2
   Flytekraft, $F_{p0,1k}$= 5402kN
   Oppspenningskraft er 0,88*$F_{p0,1k}$ før låsing.Se tabell nedenfor[1]
2. Stålkvalitet $f_{p0,1k}/f_{pk}$ = 1640/1860 MPa, lavrelaksasjonsstål
3. Anker, maks dimensjon Type 2206 , BxB=420 x 420mm
4. Kabelrør, innvendig diameter Type 2206/ max ø100
5. Kabelrørene skal legges slik at ferdige kanaler ikke får noen skarp bøy. Minimum radius for kabelrør i angitt knekkpunkt, Type 2206: I hh.til ETA-godkjenning!
   Kabelene skal festes i hht. Publ.14, pkt.A7.2.3.
6. Minimum rettstrekning bak trumpet-ende: Type 2206: I hh. til ETA-godkjenning!
7. Min karakteristisk betongfasthet ved oppspenning: 38/43?? MPa (terningsfasthet)
   Oppspenning tidligst 48t etter avsluttet støping. Se Prosess 84.36!
8. Lengdene måles som horisontal avstand til bakkant forankringsplate målt langs bruaksen.
9. Ankerplate skal stå normalt på tilhørende kabelrør.
10. Kablene spennes opp symetrisk om cl-bru.
11. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering:
    Vertikalt: ± 10 mm
    Horisontalt: ± 10 mm
12. Spennstålleverandør skal kontrollere på anleggsstedet og godkjenne anker- og spennkabelplassering med rapport til byggherre før utstøping av overbygning.

[13] For kabelgruppe 51 og 52 spennes alle spennkabler opp i fase ferdig støpt bru nord og sør og mellomstøp.

[14] For kabelgruppe 11 og 21 spennes kabel N06 og S06 i fase før støpt topplate for gjeldende seksjon.
De øvrige kablene i disse gruppene spennes opp i fase etter støpt topplate.

[15] Tabell viser kabler som går i steg.

Rev.	Dato	Erstatning - endring	Tegn av	Kontr	Godkj/sign
1	03.11.2016	Til teknisk delgodkjenning	arnror	joadev	stiper

Godkjent som arbeidstegning ifl.g. Notat fra Vegdirektoratet

Statens vegvesen

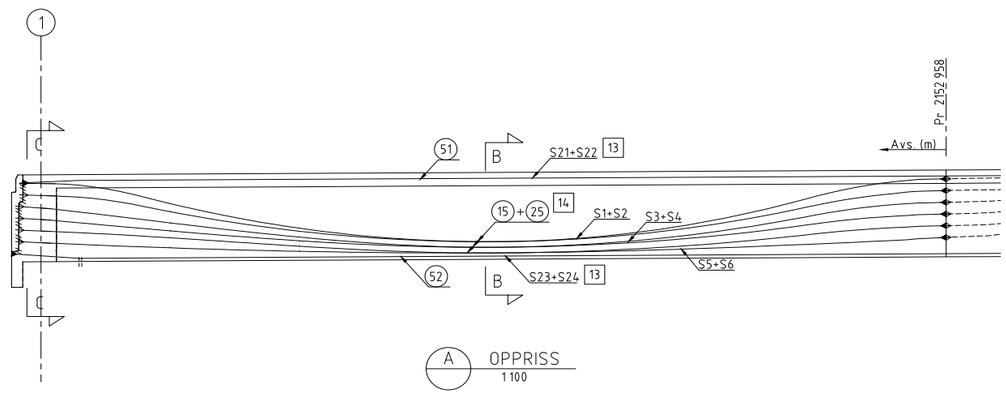
Fv505
Skjæveland - Foss Eikeland
Brunnholen bru
Overbyggning støpeavsnitt 3-2
Spennarmering

Produsert av. Bruseksjonen Region Vest

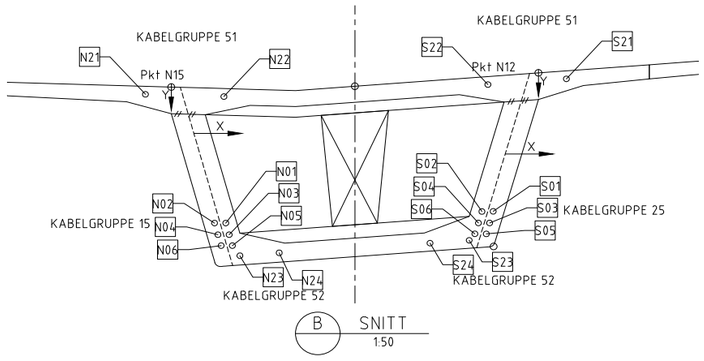
Saksnr.	
Tegn av:	arnror 05 10 2016
Kontr.	
Godkj/sign	Stian Persson
Saksb.	A.E. Rørtvedt
Bru nr	11-2463
PROFnr.11-2463	Brunnholen
Mime nr.	16/11406.....
Målestokk A1	Som angitt
Tegn nr	K1234 Rev 1

Tabell for avstand y (mm) fra pkt N_12 og N15 til senter kabelgruppe og avstand x (mm) fra senterlinje steg [15]

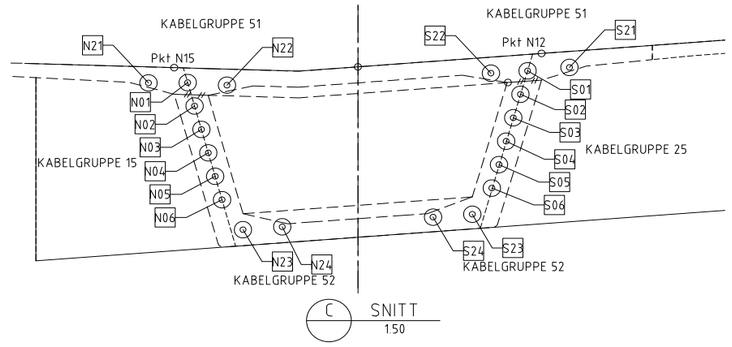
32.9	32.0	31.0	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0	2152.958		Avs (m) / Kabel grup	Kabeltype
268	285	344	484	703	973	1227	1458	1667	1855	2020	2162	2282	2381	2457	2512	2552	2541	2524	2499	2434	2345	2229	2090	1924	1733	1518	1278	1013	750	546	399	302	284	y	N01	15	2206
0	0	0	0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	x			
708	740	793	904	1079	1295	1497	1681	1848	1999	2129	2244	2339	2418	2478	2522	2552	2541	2524	2499	2434	2390	2297	2186	2053	1902	1730	1538	1326	1118	943	833	744	724	y	N02		
0	0	0	0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0	0	x			
1148	1221	1345	1475	1608	1740	1871	1999	2123	2241	2351	2451	2541	2617	2679	2726	2755	2756	2746	2712	2680	2618	2536	2438	2321	2189	2036	1868	1683	1499	1348	1248	1184	1164	y	N03		
0	0	0	0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	x			
1446	1601	1747	1884	2009	2127	2232	2331	2417	2495	2563	2621	2670	2708	2737	2756	2766	2763	2751	2728	2690	2643	2583	2511	2427	2332	2224	2105	1973	1849	1752	1683	1624	1604	y	N04		
0	0	0	0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0	0	x			
2028	2078	2129	2186	2250	2319	2393	2467	2544	2618	2690	2757	2818	2873	2916	2951	2974	2971	2966	2946	2918	2880	2831	2793	2726	2650	2563	2467	2361	2255	2169	2112	2062	2044	y	N05		
0	0	0	0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	x			
2468	2519	2569	2618	2664	2707	2747	2784	2819	2851	2878	2903	2924	2942	2955	2966	2977	2974	2969	2958	2945	2927	2905	2880	2851	2821	2787	2752	2715	2676	2635	2594	2524	2484	y	N06		
0	0	0	0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0	0	x			
315	332	391	531	750	1020	1274	1505	1714	1902	2067	2209	2329	2428	2504	2559	2599	2588	2571	2546	2481	2392	2276	2137	1971	1780	1565	1325	1060	797	593	446	349	331	y	S01		
0	0	0	0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	x			
755	787	840	951	1126	1342	1544	1728	1895	2046	2176	2291	2386	2465	2525	2569	2599	2588	2571	2546	2481	2437	2344	2233	2100	1949	1777	1585	1373	1165	990	880	791	771	y	S02		
0	0	0	0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0	0	x			
1195	1268	1392	1522	1655	1787	1918	2046	2170	2288	2398	2498	2588	2664	2726	2773	2802	2803	2793	2759	2727	2665	2583	2485	2368	2236	2083	1915	1730	1546	1395	1295	1231	1211	y	S03		
0	0	0	0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	x			
1493	1648	1794	1931	2056	2174	2279	2378	2464	2542	2610	2668	2717	2755	2784	2803	2813	2810	2798	2775	2737	2690	2630	2558	2474	2379	2271	2152	2020	1896	1799	1730	1671	1651	y	S04	25	2206
0	0	0	0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0	0	x			
2075	2125	2176	2233	2297	2366	2440	2514	2591	2665	2737	2804	2865	2920	2963	2998	3021	3018	3013	2993	2965	2927	2878	2840	2773	2697	2610	2514	2408	2302	2216	2159	2109	2091	y	S05		
0	0	0	0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100	100	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	0	0	0	0	0	0	x			
2515	2566	2616	2665	2711	2754	2794	2831	2866	2898	2925	2950	2971	2989	3002	3013	3024	3021	3016	3005	2992	2974	2952	2927	2898	2868	2834	2799	2762	2723	2682	2641	2571	2531	y	S06		
0	0	0	0	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-100	-100	-100	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10	0	0	0	0	0	0	0	x			



A OPPRISS
1:100



B SNITT
1:50



C SNITT
1:50

BEMERKNINGER

1. Type 2206/xx06 kabler m/spenntau 06-150, Ap= 3300/xxxx mm2
   Flytekraft, $F_{p\,0,1k}$= 5402kN
   Oppspenningskraft er 0,88*$F_{p\,0,1k}$ før låsing.Se tabell nedenfor[1]
2. Stålkvalitet $f_{p\,0,1\,k}/f_{pk}$ = 1640/1860 MPa, lavrelaksasjonsstål
3. Anker, maks dimensjon.Type 2206 , BxB=420 x 420mm
4. Kabelrør, innvendig diameter· Type 2206/ max ø100
5. Kabelrørene skal legges slik at ferdige kanaler ikke får noen skarp bøy.
   Minimum radius for kabelrør i angitt knekkpunkt, Type 2206 I hh.til ETA-godkjenning!
   Kabelene skal festes i hht. Publ.14, pkt.A7.2.3.
6. Minimum rettstrekning bak trumpet-ende Type 2206 I hh. til ETA-godkjenning!
7. Min karakteristisk betongfasthet ved oppspenning: 38/43?? MPa (terningsfasthet)
   Oppspenning tidligst 48t etter avsluttet støping. Se Prosess 84.36!
8. Lengdene måles som horisontal avstand til bakkant forankringsplate målt langs bruaksen.
9. Ankerplate skal stå normalt på tilhørende kabelrør.
10. Kablene spennes opp symetrisk om cl-bru
11. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering:
    Vertikalt ± 10 mm
    Horisontalt ± 10 mm
12. Spennstålleverandør skal kontrollere på anleggsstedet og godkjenne anker- og spennkabelplassering med rapport til byggherre før utstøping av overbygning.

[13] For kabelgruppe 51 og 52 spennes alle spennkabler opp i fase ferdig støpt bru nord og sør og mellomstøp

[14] For kabelgruppe 11 og 21 spennes kabel N06 og S06 i fase før støpt topplate for gjeldende seksjon.
De øvrige kablene i disse gruppene spennes opp i fase etter støpt topplate

[15] Tabell viser kabler som går i steg.

Rev.	Dato		Tegn av:	Kontr	Godkj/sign
1	03.11.2016	Til teknisk delgodkjenning	arnror	joadev	stiper
Rev.	Dato	Erstatning - endring	Tegn av:	Kontr	Godkj/sign

Godkjent som arbeidstegning iflg. Notat fra Vegdirektoratet

Statens vegvesen

Fv505
Skjæveland - Foss Eikeland
Brunnholen bru
Overbyggning støpeavsnitt 2-1
Spennarmering

Produsert av: Bruseksjonen Region Vest

Saksnr.
Tegn av: arnror 05 10 2016
Kontr.
Godkj/sign Stian Persson
Saksb. A.E. Rørtvedt
Bru nr 11-2463
PROFnr.11-2463 Brunnholen
Mime nr. 16/11406.....
Målestokk A1 Som angitt
Tegn nr. K1235 Rev 1

VEDLEGG B

Global lengde en målt i fra akse 6. Lokal lengde er målt iht. seksjons lengdene som er oppgitt i spennarmerings tegningene fra SVV. Alle høydene er målt ifra overkant av tverrsnittet.

Global lengde	Lokal lengde	Høyde
0 mm	0 mm	1494 mm
4000 mm	4000 mm	1980 mm
37 000 mm	37 000 mm	705 mm
41 000 mm	41 000 mm	497 mm
42 000 mm	42 000 mm	538 mm
46 000 mm	46 000 mm	1045 mm
51 000 mm	51 000 mm	1403 mm
91 000 mm	40 000 mm	653 mm
95 000 mm	44 000 mm	486 mm
96 000 mm	45 000 mm	511 mm
100 000 mm	49 000 mm	961 mm
105 000 mm	54 000 mm	1406 mm
144 000 mm	39 000 mm	693 mm
148 000 mm	43 000 mm	490 mm
149 000 mm	44 000 mm	507 mm
153 000 mm	48 000 mm	938 mm
158 000 mm	53 000 mm	1408 mm
197 000 mm	39 000 mm	667 mm
201 000 mm	43 000 mm	490 mm
202 000 mm	44 000 mm	507 mm
205 000 mm	47 000 mm	775 mm
211 000 mm	53 000 mm	1408 mm
240 000 mm	29 000 mm	1742 mm
244 000 mm	33 000 mm	1368 mm

VEDLEGG C

BEREGNINGSARK FRA MathCAD FOR KRYPTALL, ELASTISITETSMODUL OG SVINNTØYNINGER

Fasthetsutvikling

$f_{cm} := 53\ MPa$ Middelverdi av betong trykkfasthet etter 28 døgn

$f_{ck} := 45\ MPa$ Karakteristisk trykkfasthet

$s := 0.25$ Koeffisient avhengig av sementtype

$t := 28$ Antall døgn

$$\beta_{cc}(t) := e^{\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right)\right)}$$

$$f_{cm}(t) := \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$\beta_{cc}(t) = 1$

$f_{cm}(t) = 53\ MPa$

$$f_{ck}(t) := \begin{cases} \text{if } 3 < t < 28 \\ \quad f_{cm}(t) - 8\ MPa \\ \text{else} \\ \quad f_{ck} \end{cases}$$

Karakteristisk trykkfasthet etter t dager.

$f_{ck}(t) = 45\ MPa$

Elastisitetsmodul over tid

$E_{cm} := 1.05 \cdot 36000\ MPa = (3.78 \cdot 10^4)\ MPa$

$f_{cm} := 53\ MPa$

$$E_{cm}(t) := E_{cm} \cdot \left(\frac{\beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}}{f_{cm}}\right)^{0.3}$$

$E_{cm}(t) = (3.78 \cdot 10^4)\ MPa$

Beregning av h0

$A_c := 8829000\ mm^2$ Areal av hele tverrsnittet

$u := 25771\ mm$ Omkretsen av flater som er utsatt for miljø

$$h_0 := \frac{(2 \cdot A_c)}{u}$$

$h_0 = 685.189\ mm$

Kryp beregning

Input informasjon: $RH := 70$ $f_{cm} := 53$ $h_0 := 685.189$

$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7}$ $\alpha_1 = 0.748$ $t_0 := 28$ Belastnings døgn

$t := 56$ Døgn ved analyse

$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2}$ $\alpha_2 = 0.92$

$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5}$ $\alpha_3 = 0.813$

Normerte kryptall

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}}\right) & \text{if } f_{cm} \le 35 \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 & \text{else} \end{cases}$$

$\varphi_{RH} = 1.155$

$\beta(f_{cm}) := \frac{16.8}{f_{cm}^{0.5}}$ $\beta(f_{cm}) = 2.308$

$\beta(t_0) := \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.20}\right)}$ $\beta(t_0) = 0.488$

$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \frac{16.8}{f_{cm}^{0.5}} \cdot \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.20}\right)}$ $\varphi_0 = 1.301$ Normerte kryptall

Kryputvikling i forhold til tid etter belastning

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } f_{cm} \le 35 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \ge 1500 \\ \quad \| \; 1500 \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \ge 1500 \cdot \alpha_3 \\ \quad \| \; 1500 \cdot \alpha_3 \end{array} \right. \end{cases} \qquad \beta_H = 1.219 \cdot 10^3$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right)^{0.3} \qquad \beta_c(t, t_0) = 0.32$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \qquad \varphi(t, t_0) = 0.417 \qquad \textbf{KRYPTALL}$$

Svinntøyninger

Input informasjon:

$f_{ck} := 45$	$t := 147$
$t_s := 0$	Begynnelse av utørkelsessvinn i døgn
$k_h := 0.7$	Tabell 3.3 EC2
$\alpha_{ds1} := 4$	For N sement
$\alpha_{ds2} := 0.12$	For N sement
$RH := 70$	Relativ fuktighet
$RH_0 := 100$	
$f_{cm0} := 10$	

Autogene svinn

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \ (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \qquad \varepsilon_{ca} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} \qquad \beta_{as}(t) = 0.912$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca} \qquad \varepsilon_{ca}(t) = 7.976 \cdot 10^{-5}$$ Autogent svinn

Uttørkningssvinn

$$\beta_{ds}(t,t_s) := \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\cdot\sqrt[2]{h_0{}^3}} \qquad \beta_{ds}(t,t_s) = 0.17$$

$$\beta_{RH} := 1.55\cdot\left(1-\left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right) \qquad \beta_{RH} = 1.018$$

$$\varepsilon_{cd.0} := 0.85\cdot\left(\left(220+110\cdot\alpha_{ds1}\right)\cdot e^{\left(\left(-\alpha_{ds2}\right)\cdot\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)}\right)\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd.0} = 3.024\cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) := \beta_{ds}(t,t_s)\cdot k_h\cdot\varepsilon_{cd.0} \qquad \varepsilon_{cd}(t) = 3.6\cdot 10^{-5} \qquad \text{Uttørkningssvinn}$$

Totale svinntøyningen

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) := \varepsilon_{cd}(t)+\varepsilon_{ca}(t)$$

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = 1.158\cdot 10^{-4}$$

VEDLEGG D

RESULTATER AV KRYPTALL, ELASTISITETSMODUL OG SVINNTØYNINGER

Byggetrinn 1

Døgn	$E_c(t)$ N/mm^2	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	$\varphi(t, 28)$
28	37 800	6,51 x 10^{-5}	0
56	38 640	8,32 x 10^{-5}	0,417
84	39 020	9,57 x 10^{-5}	0,510
112	39 240	1,05 x 10^{-4}	0,572
140	39 400	1,14 x 10^{-4}	0,619
259	39 750	1,40 x 10^{-4}	0,75

Byggetrinn 2

Døgn	$E_c(t)$ N/mm^2	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	$\varphi(t, 28)$
28	37 800	6,51 x 10^{-5}	0
56	38 640	8,32 x 10^{-5}	0,417
84	39 020	9,57 x 10^{-5}	0,510
112	39 240	1,05 x 10^{-4}	0,572
231	39 690	1,35 x 10^{-4}	0,726

Byggetrinn 3

Døgn	$E_c(t)$ N/mm^2	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	$\varphi(t, 28)$
28	37 800	6,51 x 10^{-5}	0
56	38 640	8,32 x 10^{-5}	0,417
84	39 020	9,57 x 10^{-5}	0,510
203	39 620	1,3 x 10^{-4}	0,698

Byggetrinn 4

Døgn	$E_c(t)$ N/mm^2	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	$\varphi(t, 28)$
28	37 800	6,51 x 10^{-5}	0
56	38 640	8,32 x 10^{-5}	0,417
175	39 540	1,23 x 10^{-4}	0,667

Byggetrinn 5

Døgn	$E_c(t)$ N/mm^2	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	$\varphi(t, 28)$
28	37 800	6,51 x 10^{-5}	0
147	39 430	1,16 x 10^{-4}	0,630

VEDLEGG E

MathCAD-FIL FOR BEREGNING AV TRANSFORMERT TVERRSNITT

Transformert tverrsnitt

Informasjon

$A_c := 8830000\ mm^2$ Areal av betongtverrsnitt

$I := 6.623 \cdot 10^{13}\ mm^4$ Arealmoment

$E_{cm} := 36000\ \frac{N}{mm^2}$ E-modul for betong

$A_p := 3300\ mm^2$ Areal av spennkabel

$n := 12$ Antall kabler i tverrsnittet

$E_s := 195000\ \frac{N}{mm^2}$ E-modul for spenntau

$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}}$ $\eta = 5.417$

Tyngdepunkt betong tverrsnitt

$y_{over} := 1220\ mm$

Data hentet fra AutoCad

$y_{under} := -1980\ mm$

$e := (-1570)\ mm$ Pilhøyde ved det laveste punktet

Transformert tverrsnitt

$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot n \cdot A_p$ $A_t = (9.005 \cdot 10^6)\ mm^2$

$y_t := \frac{((\eta - 1) \cdot n \cdot A_p \cdot e)}{A_t}$ $y_t = -30.494\ mm$

$I_t := I + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$ $I_t = (6.626 \cdot 10^{13})\ mm^4$

VEDLEGG F

VEDLEGG

BEREGNING AV TØYNINGER VED L=14,7m (topp)

Generell steg for steg metoden

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_s)$$

Steg 1 ved 14,7m topp:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(28{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varepsilon_{cs}(28{,}0)$$

Ved t = 28 er ikke det noe endringer i spenningen så tredje leddet faller bort i likningen.

der
$\sigma_0 = 3.1$
$E_c(t_0) = 37\,800$
$\varphi(t,t_0) = 0$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = 6{,}51 \cdot 10^{-5}$

$$\varepsilon_c(28) = \frac{3.1}{37\,800} + 0 \cdot \frac{3.1}{37\,800} + 6{,}51 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(28) = 1{,}47 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 2 ved 14,7m topp:

$$\varepsilon_c(56) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(56{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(56{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \varepsilon_{cs}(56{,}0)$$

der
$\sigma_0 = 3.1$
$\varphi(56{,}28) = 0{,}417$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(56{,}0) = 8{,}32 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(56{,}56) = 0$
$\Delta\sigma(56) = 5{,}5$

$$\varepsilon_c(56) = \frac{3.1}{37\,800} + 0{,}417 \cdot \frac{3.1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{0}{37\,800} \right) 5{,}5 + 8{,}32 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(56) = 3{,}41 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 3 ved 14,7m topp:

$$\varepsilon_c(84) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(84{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(84{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(84{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \varepsilon_{cs}(84{,}0)$$

der
$\sigma_0 = 3.1$
$\varphi(84{,}28) = 0{,}51$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(84{,}0) = 9{,}57 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(84{,}56) = 0{,}365$
$\Delta\sigma(56) = 5{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(84{,}84) = 0$
$\Delta\sigma(84) = -0.4$

$$\varepsilon_c(84) = \frac{3{,}1}{37\,800} + 0{,}51 \cdot \frac{3{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(84{,}56)}{37\,800}\right)5{,}5 + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{0}{37\,800}\right)(-0{,}4) + 9{,}57 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(84) = 4{,}047 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 4 ved 14,7m topp:

$$\varepsilon_c(112) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(112{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(112{,}56)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(112{,}84)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(112{,}112)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(112) + \varepsilon_{cs}(112{,}0)$$

der
$\sigma_0 = 3.1$
$\varphi(112{,}28) = 0{,}572$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(112{,}0) = 1{,}05 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(112{,}56) = 0{,}446$
$\Delta\sigma(56) = 5{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(112{,}84) = 0{,}338$
$\Delta\sigma(84) = -0{,}4$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(112{,}112) = 0$
$\Delta\sigma(112) = -2{,}4$

$$\varepsilon_c(112) = \frac{3{,}1}{37\,800} + 0{,}572 \cdot \frac{3{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(112{,}56)}{37\,800}\right)5{,}5 + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(112{,}84)}{37\,800}\right)(-0{,}4) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{0}{37\,800}\right)(-2{,}4) + 1{,}05\text{x } 10^{-4}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(112) = 3{,}66 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 5 ved 14,7m topp:

$$\varepsilon_c(140) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(140{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(140{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(140{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(140{,}112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112) + \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(140{,}140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(140{,}0)$$

der
$\sigma_0 = 3.1$
$\varphi(140{,}28) = 0{,}619$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(140{,}0) = 1{,}14 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(140{,}56) = 0{,}501$
$\Delta\sigma(56) = 5{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(140{,}84) = 0{,}413$
$\Delta\sigma(84) = -0{,}4$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(140{,}112) = 0{,}32$
$\Delta\sigma(112) = -2{,}4$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(140{,}140) = 0$
$\Delta\sigma(140) = 1{,}7$

$$\varepsilon_c(140) = \frac{3{,}1}{37\,800} + 0{,}619 \cdot \frac{3{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,400} + \frac{\varphi(140{,}56)}{37\,800} \right) 5{,}5 + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(140{,}84)}{37\,800} \right) (-0{,}4) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(140{,}112)}{37\,800} \right) (-2{,}4) + \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(140{,}140)}{37\,800} \right) 1{,}7 + 1{,}14\text{x}\,10^{-4}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c(140) = 4{,}091 \cdot 10^{-4}}$

Steg 6 ved 14,7m topp:

$$\varepsilon_c(259) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(259{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(259{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(259{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(259{,}112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112) + \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(259{,}140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(259{,}0)$$

der
$\sigma_0 = 3.1$
$\varphi(259{,}28) = 0{,}75$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(259{,}0) = 1{,}40 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(259{,}56) = 0{,}636$
$\Delta\sigma(56) = 5{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(259{,}84) = 0{,}566$
$\Delta\sigma(84) = -0{,}4$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(259{,}112) = 0{,}511$
$\Delta\sigma(112) = -2{,}4$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(259{,}140) = 0{,}463$
$\Delta\sigma(140) = 1{,}7$

$$\varepsilon_c(259) = \frac{3{,}1}{37\,800} + 0{,}75 \cdot \frac{3{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(259{,}56)}{37\,800} \right) 5{,}5 + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(259{,}84)}{37\,800} \right) (-0{,}4) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(259{,}112)}{37\,800} \right) (-2{,}4) + \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(259{,}140)}{37\,800} \right) 1{,}7 + 1{,}40\text{x}\,10^{-4}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c(259) = 4{,}735 \cdot 10^{-4}}$

BEREGNING AV TØYNINGER VED L=14,3m (bunn)

Generell steg for steg metoden

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_s)$$

Steg 1 ved 14,7m bunn:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(28,28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varepsilon_{cs}(28,0)$$

Ved t = 28 er ikke det noe endringer i spenningen så tredje leddet faller bort i likningen.

der
$\sigma_0 = -18{,}1$
$E_c(t_0) = 37\,800$
$\varphi(t,t_0) = 0$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = 6{,}51 \cdot 10^{-5}$

$$\varepsilon_c(28) = \frac{-18{,}1}{37\,800} + 0 \cdot \frac{-18{,}1}{37\,800} + 6{,}51 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(28) = -4{,}13 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 2 ved 14,7m bunn:

$$\varepsilon_c(56) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(56{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(56{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \varepsilon_{cs}(56{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -18{,}1$
$\varphi(56{,}28) = 0{,}417$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(56{,}0) = 8{,}32 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(56{,}56) = 0$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$$\varepsilon_c(56) = \frac{-18{,}1}{37\,800} + 0{,}417 \cdot \frac{-18{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{0}{37\,800} \right) (-10{,}5) + 8{,}32 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(56) = -8{,}67 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 3 ved 14,7m bunn:

$$\varepsilon_c(84) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(84{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(84{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(84{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \varepsilon_{cs}(84{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -18{,}1$
$\varphi(84{,}28) = 0{,}51$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(84{,}0) = 9{,}57 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(84{,}56) = 0{,}365$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(84{,}84) = 0$
$\Delta\sigma(84) = -1{,}2$

$$\varepsilon_c(84) = \frac{-18{,}1}{37\,800} + 0{,}51 \cdot \frac{-18{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(84{,}56)}{37\,800}\right)(-10{,}5) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{0}{37\,800}\right)(-1{,}2) + 9{,}57 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(84) = -1{,}03 \cdot 10^{-3}}$$

Steg 4 ved 14,7m bunn:

$$\varepsilon_c(112) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(112{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(112{,}56)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(112{,}84)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(112{,}112)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(112) + \varepsilon_{cs}(112{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -18{,}1$
$\varphi(112{,}28) = 0{,}572$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(112{,}0) = 1{,}05 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(112{,}56) = 0{,}446$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(112{,}84) = 0{,}338$
$\Delta\sigma(84) = -1{,}2$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(112{,}112) = 0$
$\Delta\sigma(112) = 1{,}3$

$$\varepsilon_c(112) = \frac{-18{,}1}{37\,800} + 0{,}572 \cdot \frac{-18{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(112{,}56)}{37\,800}\right)(-10{,}5) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(112{,}84)}{37\,800}\right)(-1{,}2) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{0}{37\,800}\right)1{,}3 + 1{,}05\text{x } 10^{-4}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(112) = -1{,}06 \cdot 10^{-3}}$$

Steg 5 ved 14,7m bunn:

$$\varepsilon_c(140) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(140,28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(140,56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56)$$
$$+ \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(140,84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(140,112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112)$$
$$+ \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(140,140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(140,0)$$

der
$\sigma_0 = -18{,}1$
$\varphi(140{,}28) = 0{,}619$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(140{,}0) = 1{,}14 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(140{,}56) = 0{,}501$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(140{,}84) = 0{,}413$
$\Delta\sigma(84) = -1{,}2$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(140{,}112) = 0{,}32$
$\Delta\sigma(112) = 1{,}7$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(140{,}140) = 0$
$\Delta\sigma(140) = -10{,}9$

$$\varepsilon_c(140) = \frac{-18{,}1}{37\,800} + 0{,}619 \cdot \frac{-18{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,400} + \frac{\varphi(140,56)}{37\,800} \right) (-10{,}5)$$
$$+ \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(140,84)}{37\,800} \right) (-1.2) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(140,112)}{37\,800} \right) 1{,}7$$
$$+ \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(140,140)}{37\,800} \right) - 10{,}9 + 1{,}14\text{x } 10^{-4}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c(140) = -1{,}35 \cdot 10^{-3}}$

Steg 6 ved 14,7m bunn:

$$\varepsilon_c(259) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(259{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(259{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(259{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(259{,}112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112) + \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(259{,}140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(259{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -18{,}1$
$\varphi(259{,}28) = 0{,}75$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(259{,}0) = 1{,}40 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(259{,}56) = 0{,}636$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(259{,}84) = 0{,}566$
$\Delta\sigma(84) = -1{,}2$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(259{,}112) = 0{,}511$
$\Delta\sigma(112) = 1{,}7$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(259{,}140) = 0{,}463$
$\Delta\sigma(140) = -10{,}9$

$$\varepsilon_c(259) = \frac{-18{,}1}{37\,800} + 0{,}75 \cdot \frac{-18{,}1}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(259{,}56)}{37\,800} \right) (-10{,}5) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(259{,}84)}{37\,800} \right) (-1{,}2) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(259{,}112)}{37\,800} \right) 1{,}7 + \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(259{,}140)}{37\,800} \right) (-10{,}9) + 1{,}40\text{x } 10^{-4}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c(259) = -1{,}54 \cdot 10^{-3}}$

BEREGNING AV TØYNINGER VED L=41,4m (topp)

Generell steg for steg metoden

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_s)$$

Steg 1 ved 41,4m bunn:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(28{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varepsilon_{cs}(28{,}0)$$

Ved t = 28 er ikke det noe endringer i spenningen så tredje leddet faller bort i likningen.

der
$\sigma_0 = -1{,}5$
$E_c(t_0) = 37\,800$
$\varphi(t,t_0) = 0$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = 6{,}51 \cdot 10^{-5}$

$$\varepsilon_c(28) = \frac{-1{,}5}{37\,800} + 0 \cdot \frac{-1{,}5}{37\,800} + 6{,}51 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(28) = -2{,}54 \cdot 10^{-5}}$$

Steg 2 ved 41,4m topp:

$$\varepsilon_c(56) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(56{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(56{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \varepsilon_{cs}(56{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -1{,}5$
$\varphi(56{,}28) = 0{,}417$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(56{,}0) = 8{,}32 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(56{,}56) = 0$
$\Delta\sigma(56) = 6$

$$\varepsilon_c(56) = \frac{-1{,}5}{37\,800} + 0{,}417 \cdot \frac{-1{,}5}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{0}{37\,800} \right) (6) + 8{,}32 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(56) = 1{,}82 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 3 ved 41,4m topp:

$$\varepsilon_c(84) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(84{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(84{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(84{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \varepsilon_{cs}(84{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -1{,}5$
$\varphi(84{,}28) = 0{,}51$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(84{,}0) = 9{,}57 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(84{,}56) = 0{,}365$
$\Delta\sigma(56) = 6$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(84{,}84) = 0$
$\Delta\sigma(84) = -2{,}7$

$$\varepsilon_c(84) = \frac{-1{,}5}{37\,800} + 0{,}51 \cdot \frac{-1{,}5}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(84{,}56)}{37\,800}\right)(6) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{0}{37\,800}\right)(-2{,}7) + 9{,}57 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(84) = 1{,}79 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 4 ved 41,3m topp:

$$\varepsilon_c(112) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(112{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(112{,}56)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(112{,}84)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(112{,}112)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(112) + \varepsilon_{cs}(112{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -1{,}5$
$\varphi(112{,}28) = 0{,}572$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(112{,}0) = 1{,}05 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(112{,}56) = 0{,}446$
$\Delta\sigma(56) = 6$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(112{,}84) = 0{,}338$
$\Delta\sigma(84) = -2{,}7$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(112{,}112) = 0$
$\Delta\sigma(112) = -13{,}1$

$$\varepsilon_c(112) = \frac{-1{,}5}{37\,800} + 0{,}572 \cdot \frac{-1{,}5}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(112{,}56)}{37\,800}\right)(6) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(112{,}84)}{37\,800}\right)(-2{,}7) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{0}{37\,800}\right)(-13{,}1) + 1{,}05\text{x } 10^{-4}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(112) = -1{,}58 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 5 ved 41,3m topp:

$$\varepsilon_c(140) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(140{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(140{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(140{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(140{,}112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112) + \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(140{,}140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(140{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -1{,}5$
$\varphi(140{,}28) = 0{,}619$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(140{,}0) = 1{,}14 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(140{,}56) = 0{,}501$
$\Delta\sigma(56) = 6$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(140{,}84) = 0{,}413$
$\Delta\sigma(84) = -2{,}7$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(140{,}112) = 0{,}32$
$\Delta\sigma(112) = -13{,}1$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(140{,}140) = 0$
$\Delta\sigma(140) = 6{,}4$

$$\varepsilon_c(140) = \frac{-1{,}5}{37\,800} + 0{,}619 \cdot \frac{-1{,}5}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,400} + \frac{\varphi(140{,}56)}{37\,800} \right)(6) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(140{,}84)}{37\,800} \right)(-2{,}7) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(140{,}112)}{37\,800} \right)(-13{,}1) + \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(140{,}140)}{37\,800} \right) 6{,}4 + 1{,}14\text{x}\,10^{-4}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c(140) = -9{,}64 \cdot 10^{-5}}$

Steg 6 ved 41,4m topp:

$$\varepsilon_c(259) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(259{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(259{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56)$$
$$+ \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(259{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(259{,}112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112)$$
$$+ \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(259{,}140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(259{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -1{,}5$
$\varphi(259{,}28) = 0{,}75$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(259{,}0) = 1{,}40 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(259{,}56) = 0{,}636$
$\Delta\sigma(56) = 6$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(259{,}84) = 0{,}566$
$\Delta\sigma(84) = -2{,}7$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(259{,}112) = 0{,}511$
$\Delta\sigma(112) = -13{,}1$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(259{,}140) = 0{,}463$
$\Delta\sigma(140) = 6{,}3$

$$\varepsilon_c(259) = \frac{-1{,}5}{37\,800} + 0{,}75 \cdot \frac{-1{,}5}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(259{,}56)}{37\,800} \right) (6)$$
$$+ \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(259{,}84)}{37\,800} \right) (-2{,}7) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(259{,}112)}{37\,800} \right) (-13{,}7)$$
$$+ \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(259{,}140)}{37\,800} \right) (6{,}3) + 1{,}40\text{x}\,10^{-4}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c(259) = -5{,}29 \cdot 10^{-5}}$

BEREGNING AV TØYNINGER VED L=41,4 (bunn)

Generell steg for steg metoden

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_s)$$

Steg 1 ved 41,4m bunn:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(28{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varepsilon_{cs}(28{,}0)$$

Ved t = 28 er ikke det noe endringer i spenningen så tredje leddet faller bort i likningen.

der
$\sigma_0 = -11{,}8$
$E_c(t_0) = 37\,800$
$\varphi(t,t_0) = 0$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = 6{,}51 \cdot 10^{-5}$

$$\varepsilon_c(28) = \frac{-11{,}8}{37\,800} + 0 \cdot \frac{-11{,}8}{37\,800} + 6{,}51 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(28) = -2{,}47 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 2 ved 41,4m bunn:

$$\varepsilon_c(56) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(56{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(56{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \varepsilon_{cs}(56{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -11{,}8$
$\varphi(56{,}28) = 0{,}417$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(56{,}0) = 8{,}32 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(56{,}56) = 0$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$$\varepsilon_c(56) = \frac{-11{,}8}{37\,800} + 0{,}417 \cdot \frac{-11{,}8}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{0}{37\,800} \right) (-10{,}5) + 8{,}32 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(56) = -6{,}30 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 3 ved 41,4m bunn:

$$\varepsilon_c(84) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(84{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(84{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(84{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \varepsilon_{cs}(84{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -11{,}8$
$\varphi(84{,}28) = 0{,}51$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(84{,}0) = 9{,}57 \cdot 10^{-5}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(84{,}56) = 0{,}365$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(84{,}84) = 0$
$\Delta\sigma(84) = 2{,}2$

$$\varepsilon_c(84) = \frac{-11{,}8}{37\,800} + 0{,}51 \cdot \frac{-11{,}8}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(84{,}56)}{37\,800}\right)(-10{,}5) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{0}{37\,800}\right)(2{,}2) + 9{,}57 \text{ x } 10^{-5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(84) = -6{,}92 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 4 ved 41,4m bunn:

$$\varepsilon_c(112) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(112{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(112{,}56)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(112{,}84)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(112{,}112)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(112) + \varepsilon_{cs}(112{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -11{,}8$
$\varphi(112{,}28) = 0{,}572$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(112{,}0) = 1{,}05 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(112{,}56) = 0{,}446$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(112{,}84) = 0{,}338$
$\Delta\sigma(84) = 2{,}2$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(112{,}112) = 0$
$\Delta\sigma(112) = -7{,}5$

$$\varepsilon_c(112) = \frac{-11{,}8}{37\,800} + 0{,}572 \cdot \frac{-11{,}8}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(112{,}56)}{37\,800}\right)(-10{,}5) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(112{,}84)}{37\,800}\right)(2{,}2) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{0}{37\,800}\right)(-7{,}5) + 1{,}05\text{x } 10^{-4}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c(112) = -8{,}96 \cdot 10^{-4}}$$

Steg 5 ved 41,4m bunn:

$$\varepsilon_c(140) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(140{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(140{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(140{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(140{,}112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112) + \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(140{,}140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(140{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -11{,}8$
$\varphi(140{,}28) = 0{,}619$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(140{,}0) = 1{,}14 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(140{,}56) = 0{,}501$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(140{,}84) = 0{,}413$
$\Delta\sigma(84) = 2{,}2$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(140{,}112) = 0{,}32$
$\Delta\sigma(112) = -7{,}5$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(140{,}140) = 0$
$\Delta\sigma(140) = 6{,}3$

$$\varepsilon_c(140) = \frac{-11{,}8}{37\,800} + 0{,}619 \cdot \frac{-11{,}8}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,400} + \frac{\varphi(140{,}56)}{37\,800} \right)(-10{,}5) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(140{,}84)}{37\,800} \right)(2.2) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(140{,}112)}{37\,800} \right)(-7{,}5) + \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(140{,}140)}{37\,800} \right)(6{,}3) + 1{,}14\text{x}\,10^{-4}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c(140) = -8{,}16 \cdot 10^{-4}}$

Steg 6 ved 41,4m bunn:

$$\varepsilon_c(259) = \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \varphi(259{,}28) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{E_c(56)} + \frac{\varphi(259{,}56)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(56) + \left(\frac{1}{E_c(84)} + \frac{\varphi(259{,}84)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(84) + \left(\frac{1}{E_c(112)} + \frac{\varphi(259{,}112)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(112) + \left(\frac{1}{E_c(140)} + \frac{\varphi(259{,}140)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(140) + \varepsilon_{cs}(259{,}0)$$

der
$\sigma_0 = -11{,}8$
$\varphi(259{,}28) = 0{,}75$
$E_c(28) = 37\,800$
$\varepsilon_{cs}(259{,}0) = 1{,}40 \cdot 10^{-4}$

$E_c(56) = 38\,640$
$\varphi(259{,}56) = 0{,}636$
$\Delta\sigma(56) = -10{,}5$

$E_c(84) = 39\,020$
$\varphi(259{,}84) = 0{,}566$
$\Delta\sigma(84) = 2{,}2$

$E_c(112) = 39\,240$
$\varphi(259{,}112) = 0{,}511$
$\Delta\sigma(112) = -7{,}5$

$E_c(140) = 39\,400$
$\varphi(259{,}140) = 0{,}463$
$\Delta\sigma(140) = 6{,}3$

$$\varepsilon_c(259) = \frac{-11{,}8}{37\,800} + 0{,}75 \cdot \frac{-11{,}8}{37\,800} + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{38\,640} + \frac{\varphi(259{,}56)}{37\,800} \right) (-10{,}5) + \left(\frac{1}{39\,020} + \frac{\varphi(259{,}84)}{37\,800} \right) (2{,}2) + \left(\frac{1}{39\,240} + \frac{\varphi(259{,}112)}{37\,800} \right) (-7{,}5) + \left(\frac{1}{39\,400} + \frac{\varphi(259{,}140)}{37\,800} \right) (6{,}3) + 1{,}40\text{x}\,10^{-4}$$

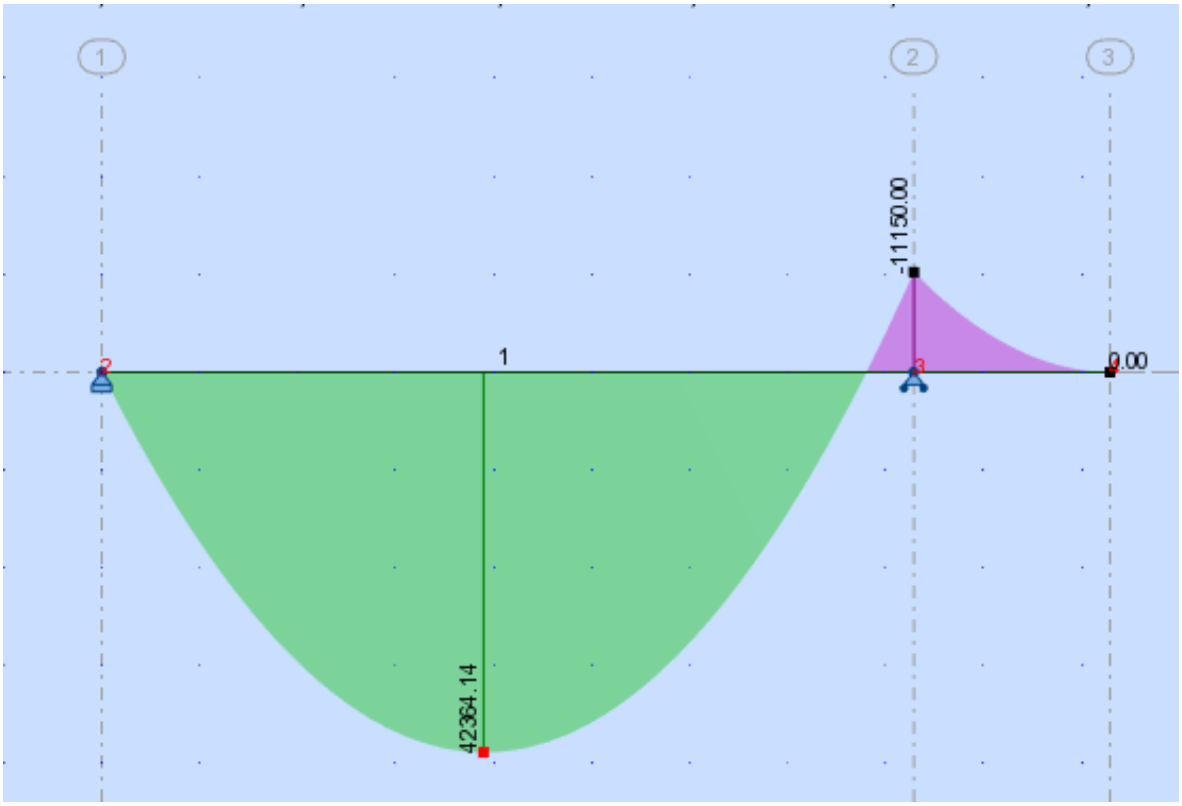
$\boldsymbol{\varepsilon_c(259) = -8{,}20 \cdot 10^{-4}}$

VEDLEGG G

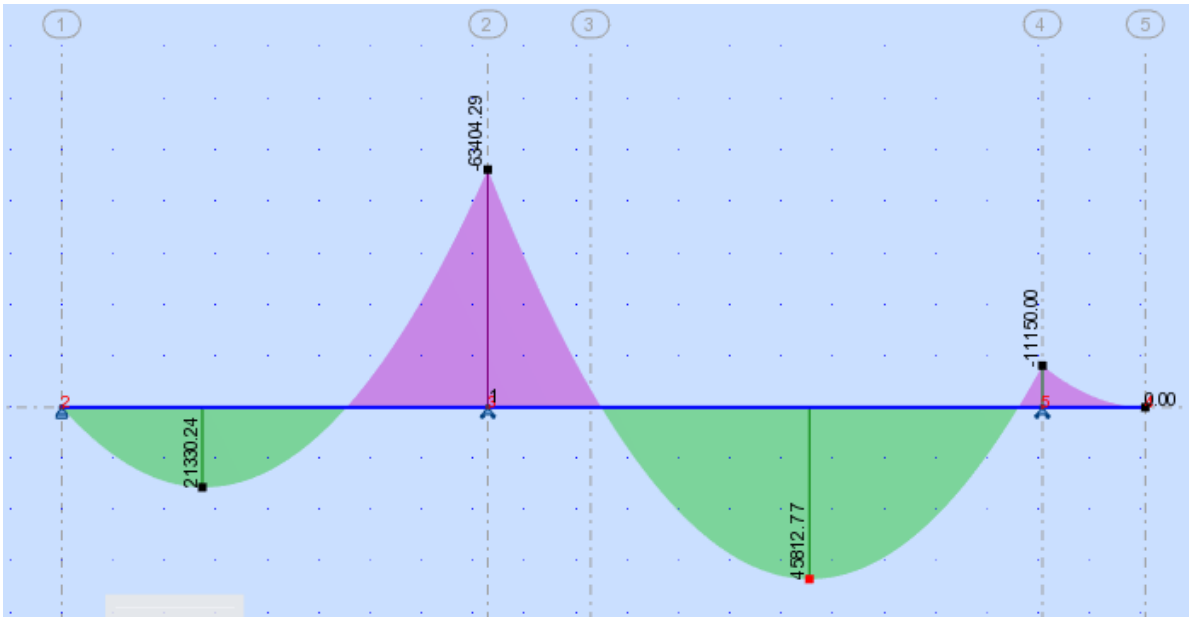
Bøyemomenter fra Robot Structural Analysis

En vektløs bjelke er blitt pålastet med en last tilsvarende teoretisk definerte egenlasten fra prosjekteringsgrunnlaget til SVV.

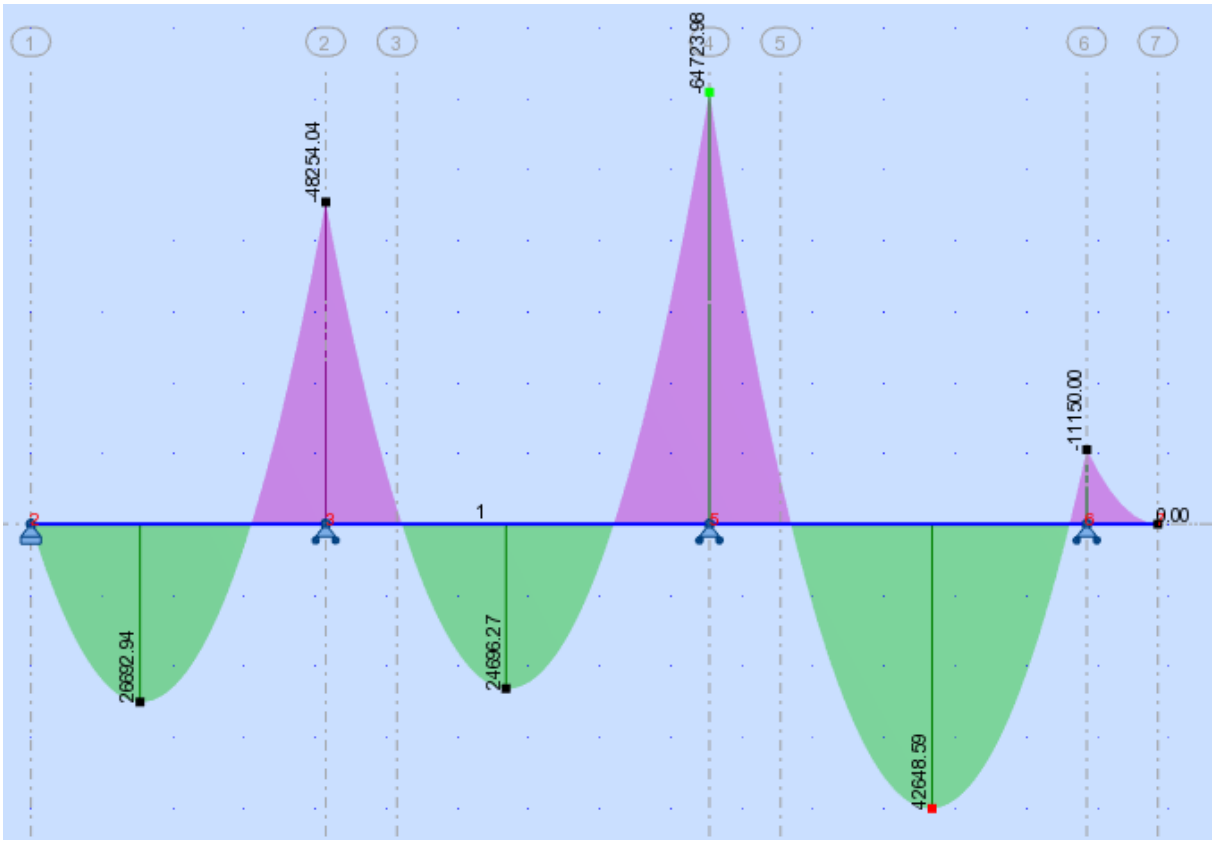
BYGGETRINN 1



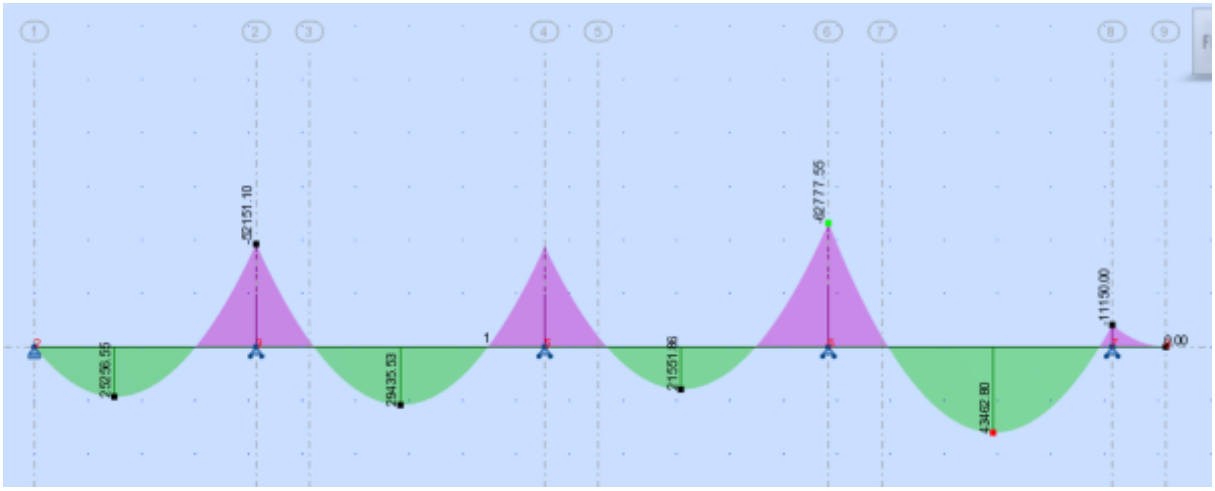
BYGGETRINN 2



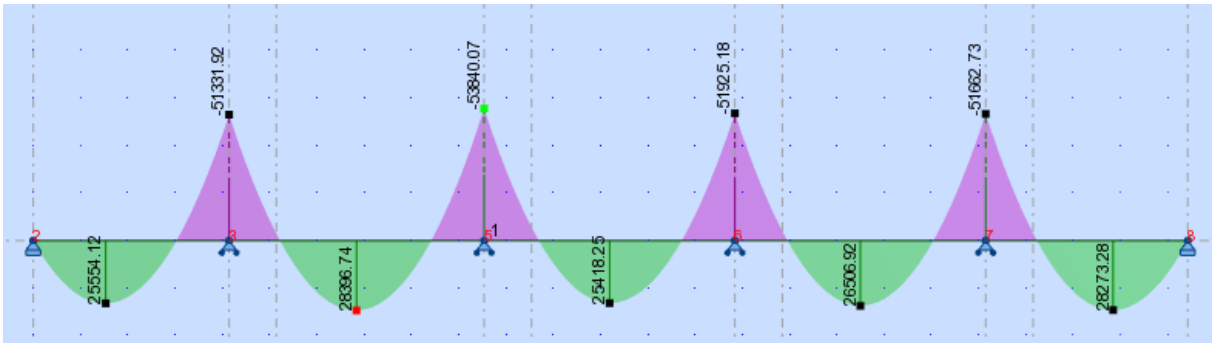
BYGGETRINN 3



BYGGETRINN 4

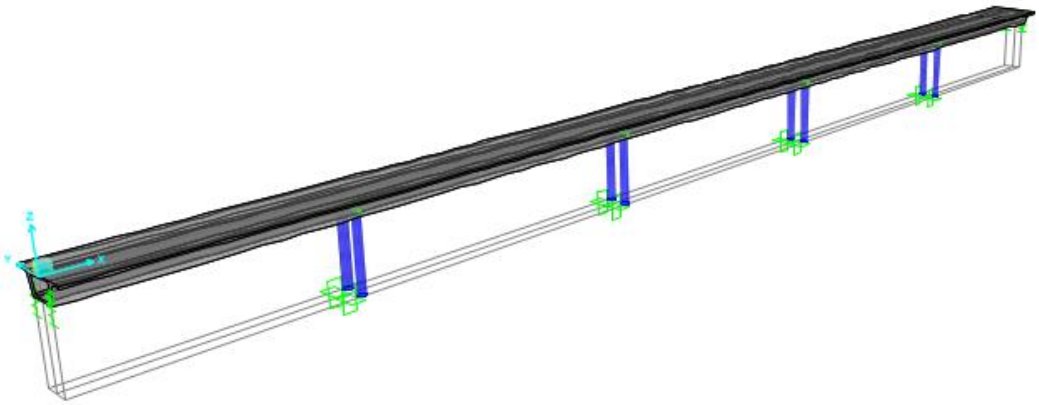


BYGGETRINN 5



VEDLEGG H

BØYEMOMENTER FRA EGENLAST I CSI-BRIDGE



TVERRSNITT DATA FOR BRU-KASSEN

Bridge Section Points for Kasse Nord

File

Bridge Section Name: Kasse Nord

Units: KN, mm, C

Bridge Section (Double Click Picture for Larger View)

Mouse Coordinates

Section Points

Shape	Point	Material	X	Y
Reference Point			6245,	3200,
Insertion Point			6245,	3200,
Structural Polygon 1	1	C45/55	0,	3200,
	2		11495,	3200,
	3		11495,	2933,
	4		10320,	2933,
	5		9520,	2733,
	6		8720,	0,
	7		3770,	0,
	8		2970,	2700,
	9		2170,	2900,
	10		0,	2900,
Opening Polygon 1	1		3570,	2700,

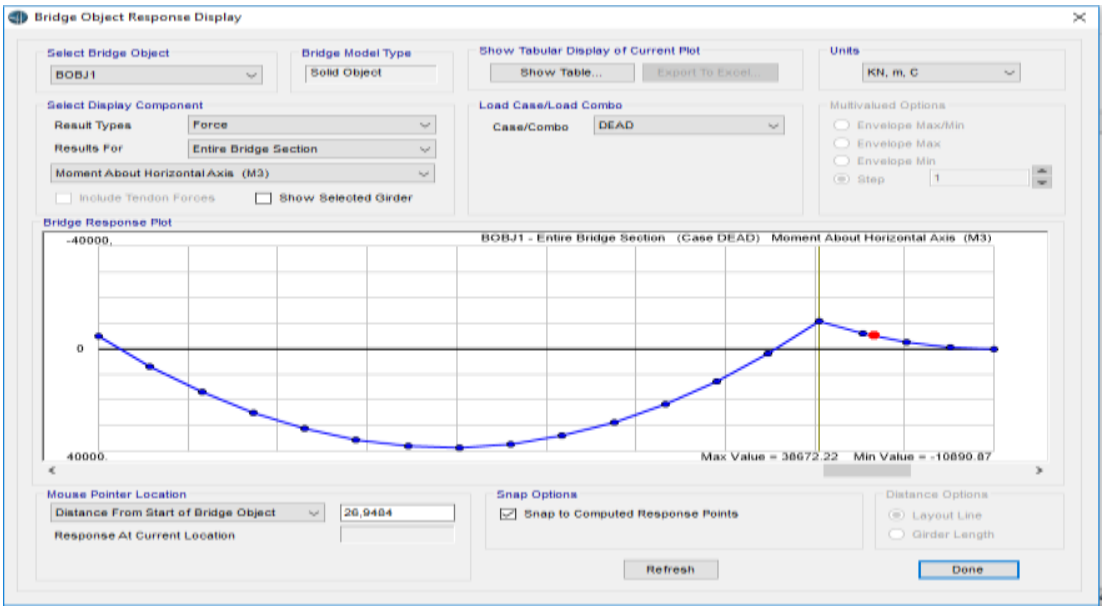
Properties

Base Material: C45/55

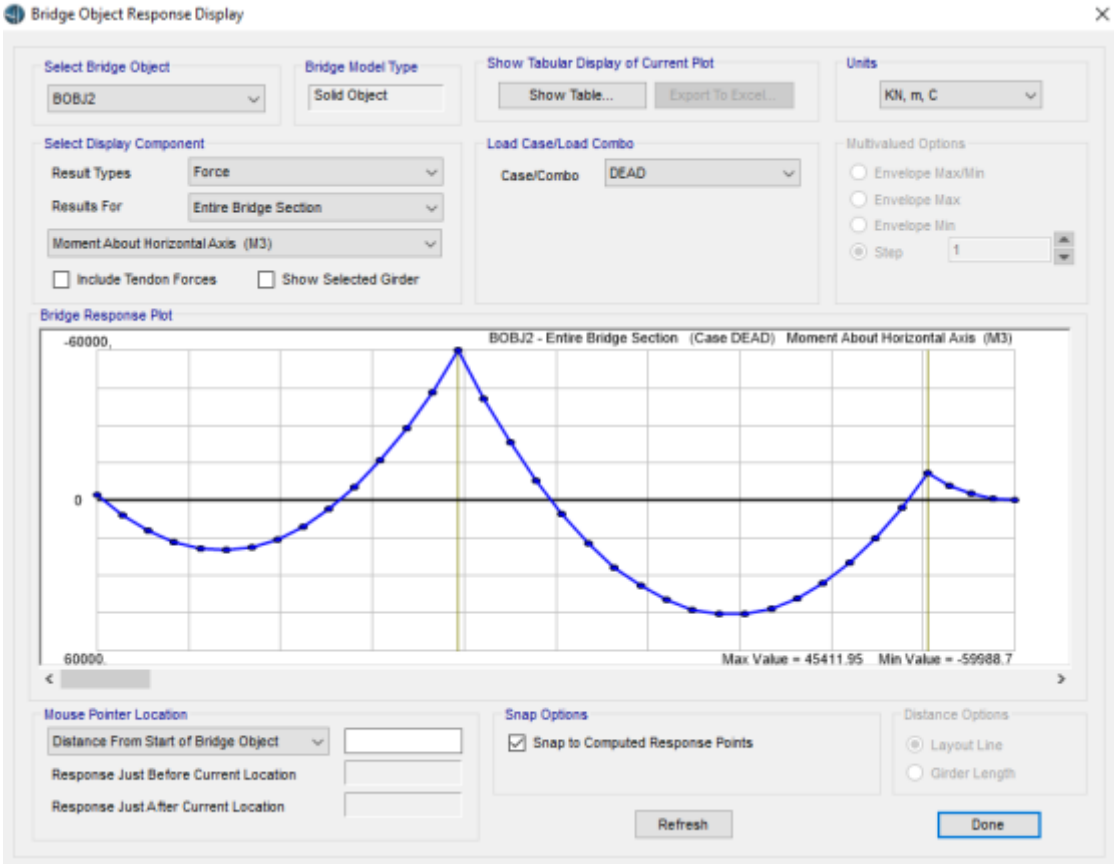
A	8715268,
J	2,429E+13
I33	1,236E+13
I22	6,620E+13
I23	-2,231E+12
AS2	3892267,
AS3	5894564,
S33(+face)	9,546E+09
S33(-face)	6,487E+09
S22(+face)	1,208E+10
S22(-face)	1,100E+10
Z33	9,309E+09
Z22	2,128E+10
r33	1190,8383
r22	2756,0146
Xcg	6015,7708
Ycg	1905,2681
Xpna	5966,5163
Ypna	2356,2167

OK

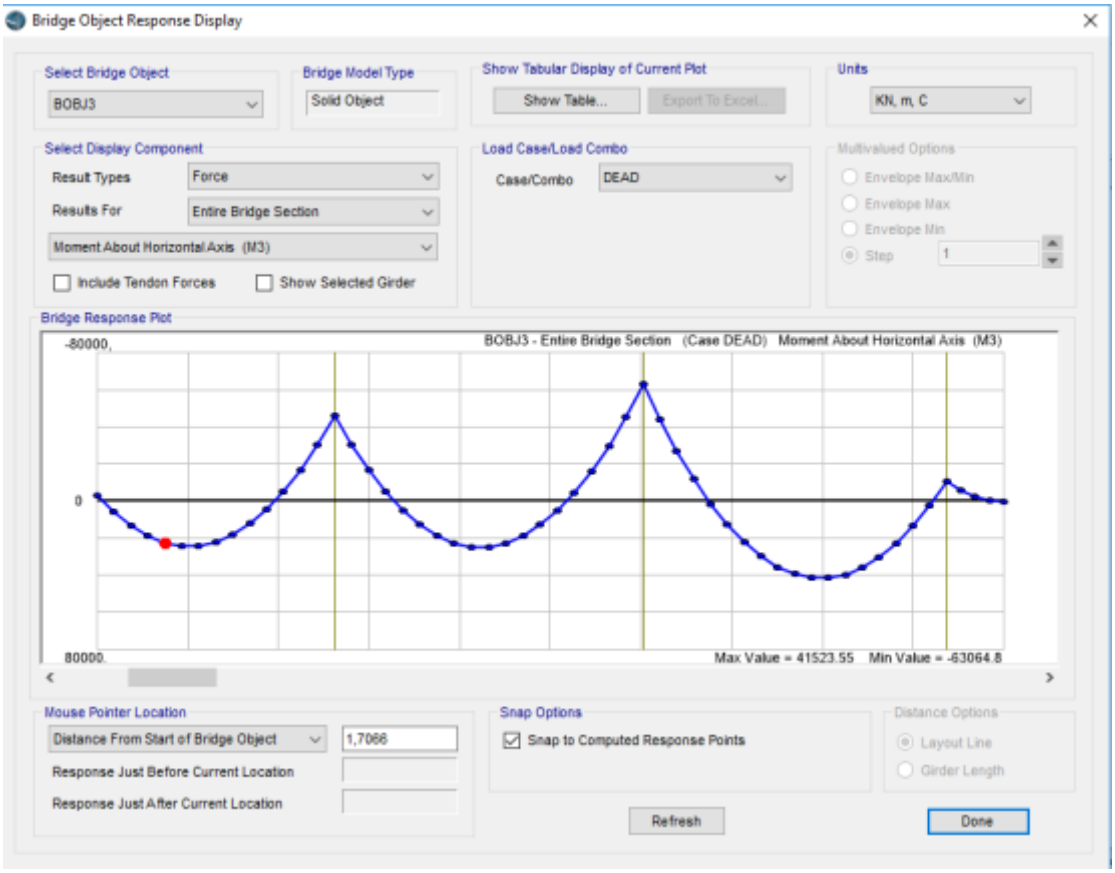
MOMENT FRA EGENVEKT BYGGETRINN 1



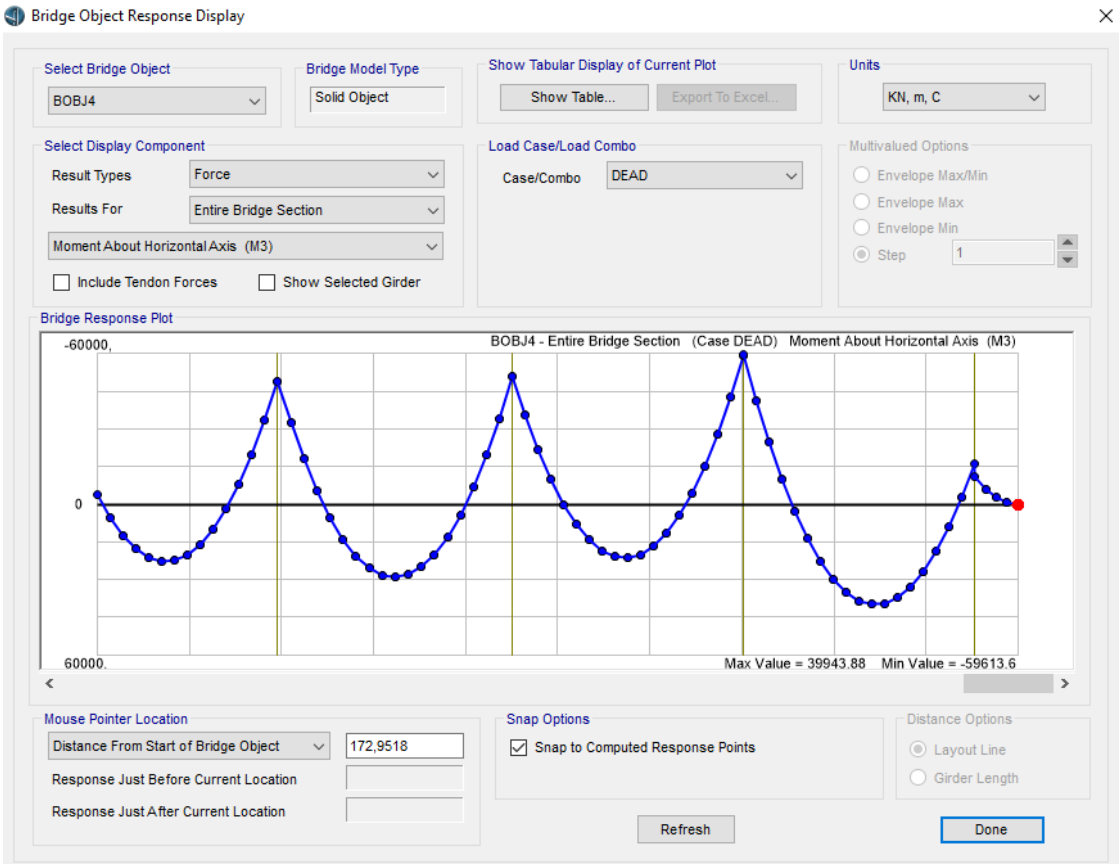
MOMENT FRA EGENVEKT BYGGETRINN 2



MOMENT FRA EGENVEKT BYGGETRINN 3



MOMENT FRA EGENVEKT BYGGETRINN 4



MOMENT FRA EGENVEKT BYGGETRINN 5