

Endre Nilsberg Torp

## Analyse av Dolmsundbrua: En sammenligning av RM bridge og Sofistik

Desember 2019





Kunnskap for en bedre verden

# Analyse av Dolmsundbrua: En sammenligning av RM bridge og Sofistik

**Endre Nilsberg Torp**

Master i bru

Innlevert: Desember 2019

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Medveileder: Håvard Johansen, VD

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk



# Forord

Denne masteroppgaven er utført for Bygg- og miljøteknikk ved Institutt for konstruksjonsteknikk vår og høst 2019, som en del av studieforløpet erfaringsbasert «master i bru» ved Norges Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) og tilsvarer 30 studiepoeng. Veiledere for oppgaven har vært Jan Arve Øverli ved NTNU og Håvard Johansen i Vegdirektoratet.

Oppgaven går ut på å sammenligne resultater mellom RM bridge og Sofistik med utgangspunkt i Dolmsundbrua. Det har blitt undersøkt hvordan de tidsavhengige deformasjonslastene kryp og svinn blir håndtert i de to beregningsprogrammene. Det har blitt laget flere analysemodeller for å se på effekten av kryp separat for de forskjellige permanente lastene.

Det ønskes å rette en stor takk til Håvard Johansen for faglige diskusjoner, engasjement og interesse under arbeidet med oppgaven. Det rettes også en takk til flere i Statens vegvesen og Sofistik-support for god hjelp knyttet til modellering i Sofistik.

Trondheim, desember 2019



Endre Nilsberg Torp



# Sammendrag

Betongstandarden (NS-EN 1992-1-1) angir hvordan kryptallet skal beregnes, men ikke hvilken metode som skal benyttes for å beregne kryptøyninger for varierende spenninger over tid. Ved globale analyser av en fritt frambygg bru er det viktig å forutse hvordan kryptet utvikler seg for å estimere korrekte krefter og nedbøyninger når brua skal dimensjoneres. Underestimering av krefter pga. kryp og spennarmeringstap pga. kryp kan gi store deformasjoner og riss som kan påvirke bruas bestandighet og levetid.

I denne oppgaven undersøkes det hvordan beregningsprogrammene RM bridge og Sofistik håndterer de tidsavhengige deformasjonslastene kryp- og svinn pga. egenvekt og spennarmering.

For å finne ut hvordan beregningsprogrammene løser kryp- og svinneffektene er det valgt å ta utgangspunkt i en eksisterende fritt frambygg bru, Dolmsundbrua. Denne brua ble prosjektert i RM bridge. Det er laget en global analyse av Dolmsundbrua i Sofistik. Resultatene fra globalanalysen i Sofistik er sammenlignet med RM bridge.

For å undersøke hvordan kryptet behandles i de to beregningsprogrammene er kryptets virkning på konstruksjon pga. de permanente lastene, egenvekt og spennarmering, studert hver for seg. I oppgaven er det også valgt å beskrive hvordan kryptemetoder som er aktuelle for denne typen konstruksjon og hvilken metode RM bridge og Sofistik bruker.

Det er blitt utført to forskjellige analyser i Sofistik med de to mest velkjente krypt metodene *delkryptmetoden* og *lineær superposisjon metoden*. Analysene som ble gjort i Sofistik med de forskjellige krypt metodene viser at valg av krypt metode har betydelig innvirkning på kreftene fra kryp. Dette gjør seg spesielt gjeldende ved mer komplekse konstruksjoner med mange byggefaser. Det viser seg at krypt metoden med *lineær superposisjon* tar bedre hensyn til belastningstidspunktet enn det *delkryptmetoden* gjør.

Det er valgt å bruke *lineær superposisjon metoden* i Sofistik ved sammenligning av resultatene mellom RM bridge og Sofistik. RM bridge benytter *lineær superposisjon metoden* for å simulere krypeffektene. Resultatene samsvarer godt både for krypeffektene pga. spennarmering og pga. egenvekt mellom RM bridge og Sofistik. Det viser seg at både Sofistik og RM bridge håndterer kryputviklingen i en fritt fram bygg bru på en tilfredsstillende måte.





# Abstract

The concrete standard (NS-EN 1992-1-1) specifies how to calculate the creep coefficient, but not which method to be used to calculate the creep strain for varying stresses over time. In global analyses of a cantilevered bridge, it is important to predict how the creep will develop to estimate the correct forces and deflections in the design process of the bridge.

Underestimation of forces and prestressing loss due to creep can cause large deformations and cracks that can affect the sustainability of the construction.

In this thesis it is re-searched how the RM bridge and Sofistik analysis programs handle the behaviour of the time-dependent deformation loads creep and shrinkage on the self-weight and prestressing loads.

In order to find out how the analysis programs solve these challenges, it has been decided to use an existing cantilevered bridge, Dolmsundbrua. This bridge was designed in RM bridge. A global analysis of Dolmsundbrua in Sofistik has been made. The results from the global analysis in Sofistik are compared with RM bridge.

In order to analyse how the creep behaves in the two analysis programs it is determined to look at the effect of the creep on construction due to the permanent loads, self-weight and prestressing, separately.

In this thesis it is also chosen to describe how creep methods that are relevant for this type of construction and which method RM bridge and Sofistik uses.

Two different analyses have been performed in Sofistik with the two most well-known creep methods, the *partial creep method* and the *linear superposition method*. The analyses that were processed in Sofistik with the different creep methods, show that choice of creep method has a significant impact on the forces due to creep. This is particularly the case for more complex constructions with many construction stages.

It turns out that the creep method with linear superposition takes better account of the time of the loading, than the *part creep method*.

When comparing the results between RM bridge and Sofistik, it is chosen to use the *linear superposition method* in Sofistik. It is this method RM bridge uses to simulate the creep effects. The results correspond well to both the creep effects due to prestressing and due to self-weight. It turns out that both Sofistik and RM bridge handle the creep development in a cantilevered bridge satisfactorily.



# INNHold

---

<b>FORORD</b>	<b>I</b>
<b>SAMMENDRAG</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>V</b>
<b>INNHold</b> .....	<b>VII</b>
<b>1 INNLEDNING</b> .....	<b>- 1 -</b>
1.1 BAKGRUNN OG MOTIVASJON .....	- 1 -
1.2 TIDLIGERE ARBEID INNENFOR TEMAET.....	- 1 -
1.3 OPPGAVENS MÅL OG OMFANG .....	- 1 -
1.4 RAPPORTENS OPPBYGGING .....	- 2 -
<b>2 BAKGRUNN FOR KRYPBREGNINGER</b> .....	<b>- 3 -</b>
2.1 KRYP .....	- 3 -
2.2 KRYPMODELLER OG -METODER .....	- 4 -
2.3 ANALYSEMETODE FOR KRYP I BETONG UNDER VARIERENDE SPENNINGER .....	- 7 -
<b>3 BEREGNINGSGRUNNLAG</b> .....	<b>- 8 -</b>
3.1 GRUNNLAG FRA STATENS VEGVESEN.....	- 8 -
3.2 REGELVERK .....	- 8 -
3.2.1 <i>Standarder</i> .....	- 8 -
3.2.2 <i>ETA</i> .....	- 8 -
3.2.3 <i>Håndbøker</i> .....	- 8 -
3.3 MATERIALEGENSKAPER .....	- 9 -
3.3.1 <i>Betong</i> .....	- 9 -
3.3.2 <i>Spennarmering</i> .....	- 9 -
<b>4 DOLMSUNDBRUA</b> .....	<b>- 11 -</b>
4.1 BESKRIVELSE/BYGGEFASER .....	- 12 -
4.1.1 <i>Grunnforhold og fundamentering</i> .....	- 12 -
4.1.2 <i>Lengder, bredder og høyder</i> .....	- 12 -
4.1.3 <i>Tørrsnitt</i> .....	- 12 -
4.1.4 <i>Forbindelse overbygning/underbygning</i> .....	- 15 -
4.2 BYGGEPROSESSEN.....	- 15 -
<b>5 LASTER</b> .....	<b>- 17 -</b>
5.1 PERMANENTE LASTER .....	- 17 -
5.1.1 <i>Egenvekt</i> .....	- 17 -
5.1.2 <i>Super-egenvekt</i> .....	- 17 -
5.2 NYTTELAST I BYGGEFASEN.....	- 17 -
5.3 TRAFIKKLAST .....	- 17 -
5.4 VINDLAST .....	- 17 -
5.5 SPENNARMERING .....	- 17 -
5.6 TEMPERATUR.....	- 19 -
5.7 TIDSAVHENGIGE DEFORMASJONSLASTER .....	- 20 -
5.7.1 <i>Kryp</i> .....	- 20 -
5.7.2 <i>Svinn</i> .....	- 22 -
<b>6 PROGRAMVARE</b> .....	<b>- 23 -</b>

6.1	SOFISTIK.....	- 23 -
6.2	RM BRIDGE.....	- 25 -
<b>7</b>	<b>OPPBYGGING AV ANALYSEN .....</b>	<b>- 26 -</b>
7.1	ANALYSEMODELLEN.....	- 26 -
7.1.1	Modellgeometri .....	- 27 -
7.1.2	Veglinje.....	- 27 -
7.1.3	Elementinndeling.....	- 27 -
7.1.4	Aksesystem.....	- 27 -
7.1.5	Grensebetingelser.....	- 27 -
7.1.6	Tørrsnitt.....	- 28 -
7.2	LASTER .....	- 29 -
7.2.1	Egenvekt:.....	- 29 -
7.2.2	Kryp og svinn: .....	- 29 -
7.2.3	Forskalingsvogn.....	- 30 -
7.2.4	Byggefaser:.....	- 30 -
7.2.5	Spennarmering .....	- 31 -
7.3	VERIFISERING AV MODELLEN.....	- 33 -
<b>8</b>	<b>KRYP- OG SVINNEFFEKTER I SOFISTIK OG RM BRIDGE .....</b>	<b>- 34 -</b>
8.1	KRYP I SOFISTIK.....	- 34 -
8.1.1	Verifisering av nedbøyning for standard kryp og realistisk kryp .....	- 36 -
8.1.2	Testmodell.....	- 36 -
8.1.3	Lasttilfeller .....	- 36 -
8.1.4	Verifikasjon av kryputvikling i Sofistik .....	- 38 -
8.1.5	Kontroll av beregnet kryptall for Dolmsundbrua, i Sofistik .....	- 41 -
8.2	SVINN I SOFISTIK .....	- 42 -
8.2.1	Kontroll av svinneffekter i Sofistik.....	- 42 -
8.3	VERIFISERING AV SPENNKRAFTTAP PGA. KRYP OG SVINN I SOFISTIK .....	- 43 -
8.4	KRYP I RM BRIDGE .....	- 44 -
8.4.1	Verifikasjon av kryputvikling i RM Bridge .....	- 44 -
8.5	SVINN I RM BRIDGE .....	- 46 -
<b>9</b>	<b>SAMMENLIGNING AV RM BRIDGE OG SOFISTIK.....</b>	<b>- 47 -</b>
9.1	KREFTER .....	- 47 -
9.1.1	Benevnelse av krefter.....	- 47 -
9.1.2	Benevnelse av laster .....	- 49 -
9.2	FERDIG BRU, OVERBYGNINGEN .....	- 49 -
9.2.1	Egenvektlaster.....	- 49 -
9.2.2	Spennarmering .....	- 49 -
9.2.3	Svinn.....	- 50 -
9.2.4	Temperatur .....	- 50 -
9.2.5	Jekking av hovedspennet .....	- 50 -
9.2.6	Kryp pga. egenvekt.....	- 51 -
9.2.7	Kryp pga. spennarmering .....	- 53 -
9.2.8	Ferdig bru, alle laster inkludert .....	- 55 -
9.3	FERDIG BRU, UNDERBYGNINGEN .....	- 57 -
9.3.1	Egenvekt.....	- 58 -
9.3.2	Spennarmering .....	- 59 -
9.3.3	Kryp pga. egenvekt.....	- 60 -
9.3.4	Kryp pga. spennarmering .....	- 61 -
9.3.5	Ferdig bru, alle laster inkludert .....	- 62 -
9.4	BYGGEFASE, HOVEDPILAR AKSE 2.....	- 63 -
	Kontroll av vertikallast: .....	- 65 -
9.5	SPENNKABLER .....	- 66 -
9.5.1	Kabel 104 .....	- 66 -

9.5.2	<i>Kabel 113</i> .....	- 69 -
9.6	NEDBØYNINGER.....	- 71 -
9.6.1	<i>Nedbøyning egenvekt</i> .....	- 72 -
9.6.2	<i>Nedbøyninger kryp pga. egenvekt og spennarmering</i> .....	- 72 -
<b>10</b>	<b>SAMMENLIGNING AV KRYPMETODER I SOFISTIK</b> .....	<b>- 73 -</b>
10.1	KRYP PGA. EGENVEKT .....	- 73 -
10.2	KRYP PGA. SPENNARMERING .....	- 75 -
<b>11</b>	<b>DISKUSJON</b> .....	<b>- 77 -</b>
<b>12</b>	<b>KONKLUSJON</b> .....	<b>- 79 -</b>
12.1	KONKLUSJON .....	- 79 -
12.2	VIDERE ARBEID.....	- 79 -
<b>13</b>	<b>REFERANSELISTE</b> .....	<b>- 80 -</b>
<b>14</b>	<b>VEDLEGGSLISTE</b> .....	<b>- 82 -</b>

# 1 INNLEDNING

---

## 1.1 BAKGRUNN OG MOTIVASJON

Fritt frambygg metoden, heretter kalt FFB, er en vanlig og velkjent byggemetode i Norge. FFB-metoden er en byggemetode hvor søylene støpes først, før utkragerbjelker støpes etappevis fra søylene. Dette gjøres med forskalingsvogner som bæres av søyler og overbygningen. Utkragerbjelkene støpes etappevis fra hver søyle før de kobles sammen på midten til ferdig bru.

FFB-brua som det er valgt å analysere i denne oppgaven er Dolmsundbrua. Det er en bru som går over Dolmsundet. Dolmsundbrua er en forbindelse mellom Hitra og Dolmøya. Den ble prosjektert i et samarbeid mellom Statens Vegvesen Region Midt og Vegdirektoratet i Trondheim.

Det har blitt utført mye arbeid for å prøve å forstå hvordan langtidseffektene virkelig opptrer i en FFB-bru. Byggemetoden FFB krever høy nøyaktighet og det er viktig at disse effektene hensyntas på en mest mulig realistisk måte, og derfor blir modellert mest mulig korrekt. Det har tidligere vist seg at en feilestimering i kryp- og svinneffekter kan gi store deformasjoner og riss lenge før bruas levetid er over.

## 1.2 TIDLIGERE ARBEID INNENFOR TEMAET

Det har tidligere skrevet masteroppgaver J. Gjørseter mfl. (2017) [1] og H. Ravnås m.fl (2018) [2] om Dolmsundbrua. I disse oppgavene er dataprogrammet Novaframe brukt for å verifisere tøyninger og forskyvninger i Dolmsundbrua. I oppgave H. Ravnås m.fl (2018) er også resultatene fra Novaframe sammenlignet med resultatene fra analyseverktøyet som har blitt brukt i prosjekteringen av brua, RM bridge. Begge disse programmene er velkjente analyseverktøy for å beregne bruer. For de tidsavhengige deformasjonslastene kryp og svinn har disse programmene vist seg å gi ganske forskjellige resultater.

## 1.3 OPPGAVENS MÅL OG OMFANG

Hensikten med oppgaven er å få en innsikt i hvordan de tidsavhengige deformasjonslastene kryp og svinn blir håndtert i de forskjellige beregningsprogrammene, med spesielt fokus på konstruksjonstypen FFB. Oppgaven består i å verifisere RM bridge modellen som ble brukt for prosjektering av Dolmsundbrua, samt en verifisering av at Sofistik beregner kryp- og svinneffekter på en tilfredsstillende måte. Det er derfor valgt å fokusere på de permanente lastene. I oppgaven neglisjeres variable laster som ville vært inkludert i dimensjoneringen av brua. Det er fordi de variable lastene ikke har innvirkning på kryptet.

## **1.4 RAPPORTENS OPPBYGNING**

Rapporten introduseres med å beskrive hvordan kryp oppfører seg i betongen, og hvilke beregningsmetoder som er utviklet. Oppgaven tar deretter for seg konstruksjonen Dolmsundbrua, hvordan brua ble bygget og hvilken byggemetode som ble brukt. Videre beskrives de forskjellige lastene som er inkludert i analysemodellen. Oppgaven tar så for seg hvordan analyseprogrammet Sofistik og RM bridge er bygd opp, og hvordan analysemodellen for Dolmsundbrua er bygd opp i Sofistik.

For å sammenligne kryp- og svinn effekter i RM bridge og Sofistik er det valgt å se nærmere på hvordan disse to programmene løser disse effektene. Videre sammenlignes resultatene for disse lastene mellom Sofistik og RM bridge.

Til slutt er det valgt å se på forskjellen mellom de forskjellige krypmetodene i Sofistik.

## 2 BAKGRUNN FOR KRYPBEREGNINGER

---

*Dette kapitlet omhandler den tidsavhengige deformasjonslasten kryp, og hva som er bakgrunnen for hvordan kryp skal betraktes i en betongkonstruksjon. For å ha muligheten til å forstå hvordan Sofistik og RM bridge beregninger kryptøyninger er det nødvendig å få en grundigere oppfatning av hvilke beregningsmetoder som finnes for kryptøyninger, og få en grunnleggende kunnskap om temaet.*

### 2.1 KRYP

Kryp er en tøyning som oppstår når betong påkjennes av egenvekt og ytre laster over tid. Når betong blir belastet oppstår det en momentan sammentrekning. Over tid vil denne sammentrekningen fortsette, og det meste av kryptet gjøres unna i løpet av konstruksjonens første leveår. Krypeffekten (krypkurven) vil deretter flate ut.

Kryp påvirkes i hovedsak av betongens alder ved belastning, trykkfastheten, tverrsnittsgeometrien og relativ fuktighet. Tøyningen pga. kryp kan antas proporsjonal med betongspenningen, og kan etter S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner [3] uttrykkes lik:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma}{E_c} * \varphi(t, t_0) \quad (2.1)$$

Den totale spenningsavhengige tøyningen,  $\varepsilon_{c(t)}$ , gitt av Sørensen [3] er lik:

$$\varepsilon_{c(t)} = \frac{\sigma}{E_c} + \frac{\sigma}{E_c} * \varphi(t, t_0) \quad (2.2)$$

$\varepsilon_{cc}$  er tøyningen i betongen pga. kryp

$\varphi(t, t_0)$  er kryptallet ved et gitt tidspunkt

$\sigma_c$  er betongspenningen.

$E_c$  er betongens tangent E-modul og kan antas som  $E_c = 1,05 * E_{cm}$  etter NS-EN 1992-1-1:2004 + NA: 2008. pkt. 3.1.4(2) [4], herved kalt EC2.

I teorien vil kryp påføre konstruksjonen deformasjoner, tap i spennarmering og indre spenninger. Som igjen vil føre til at en antatt spenning i betongen som er konstant, i realiteten ikke er det, selv under konstant last. Dette fordi det vil oppstå en omfordeling av spenninger mellom stålet og betongen, og kryptet vil i realiteten være ikke-lineært.

En praktisk tilnærming til kryptøyningsproblematikken er å se på kryptøyningene som elastisk-lineært ved konstant spenning. Det er bestemt i EC2, pkt. 3.1.4(4), at for betongspenninger mindre enn 45% av betongstyrken så kan kryptøyningene og spenningene betraktes som lineære.



## 2.2 KRYPMODELLER OG -METODER

En krypmodell angir hvordan kryptallet skal beregnes. Det har over tid blitt utviklet flere forskjellige krypmodeller for å best kunne estimere kryptet i betongen.

De vanligste krypmodellene er ifølge P. Takacs, (2002) [5]:

- CEB-FIB Model Code 1990 [6]
- CEB-FIB model code 2010 [7]
- Bazant-Baweja B3 model [8]

CEB-FIB MC 1990 er grunnlaget for EC2 som benyttes i dag, og CEB-FIB MC 2010 er en videreutvikling av denne metoden. Bazant-Baweja modellen er foreslått som en erstatning av den amerikanske standarden. Dolmsundbrua er beregnet etter EC2. Hvordan kryptallet skal beregnes er beskrevet i EC2, tillegg B.1. I dette kapitlet er det valgt å se nærmere på hvilke krypmetoder som benyttes.

For å beregne kryptøyninger i betongen, som over tid har blitt utsatt for varierende spenninger, kreves det en metode å gjøre dette på. Det har blitt utført mange tester og flere metoder har blitt utviklet for å beregne kryp i betong. Krypmetodene beskrives i E. Åldstedt, (1975) [9].

**De tre vanligste metodene for beregning av kryp er:**

- Effektiv E-modul metode (egnet ved beregning av overhøyder i enkle bruer uten flere byggefaser)
- Metode med lineær superposisjon (egnet ved flere byggefaser, avhengig av dataprogram for å utføre beregninger)
- Metode med delkryptall (deler totalt kryptall i flere tidsintervaller)

**Effektiv E-modul** er den vanligste og enkleste metoden og beregne kryp på og egner seg godt til håndberegninger.

Grunnlaget for denne metoden er å redusere betongens E-modul med en faktor  $(1 + \phi(t, t_0))$ .

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} \quad (2.3)$$

Som formel (2.3) viser tar ikke effektiv E-modul metoden hensyn til spenningen i konstruksjonen ved beregning av kryp.

Denne metoden er vanlig å bruke ved beregning av krypeffekter for enkle konstruksjoner uten flere byggefaser. Denne metoden tar ikke hensyn til tidligere spenningshistorikk, og vil derfor ikke gi gode resultater for konstruksjoner med flere byggefaser. Dette er en metode som egner seg best i eldre konstruksjoner hvor spenningene er tilnærmet konstant og kryptøyninger kan neglisjeres. Denne metoden er representert med graf *EMM* i Figur 2 - 5.

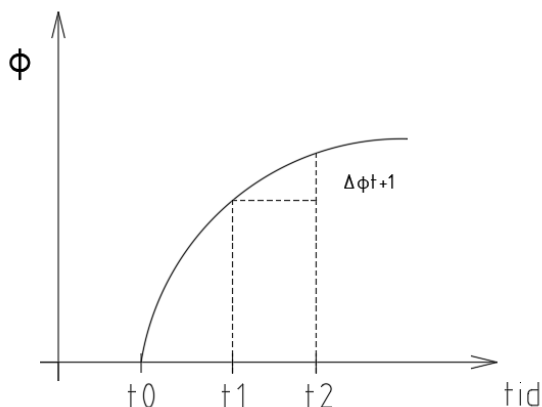
**Delkryptallmetoden**, herved kalt RCM, deler det totale kryptallet inn i flere tidsintervaller, noe som gjør metoden bedre egnet til utregning av bruer med flere byggefaser. Denne metoden egner seg ikke like godt ved håndberegninger og er bedret egnet med beregningsverktøy. Kryptøyningen,  $\varepsilon_{cc}$ , blir etter denne metoden regnet ut som:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma}{E_c} * \Delta\varphi \quad (2.4)$$

Denne metoden henter ut et nytt delkryptall for hver byggefase eller lastpåføring. Kryptøyningen pga. lastpåføring fra  $t_1$  til  $t_2$  blir:

$$\epsilon_{cc} = \frac{\sigma}{E_c} * \Delta\varphi(t_1, t_2). \quad (2.5)$$

Krypkurven som brukes til å beregne delkryptallet baserer seg på betraktet konstruksjonens første belastningstidspunkt  $t_0$ .  $T_0$  settes typisk når forskalingen fjernes. Delkryptallet blir hentet ut fra en graf, illustrert ved Figur 2 - 3, hvor belastningen er gitt ved tidspunkt  $t_0$ . Denne metoden tar ikke hensyn til at konstruksjonen blir påført en last på et annet tidspunkt enn  $t_0$ . Krypkurven vil være parallelle for alle lasttilfeller. Figur 2 - 3 viser utviklingen av et kryptallet over tid.



Figur 2 - 3 Delkryptallmetoden

RCM tar ikke i betraktning tøyningshistorikken. Tøyningen blir konstant også etter avlastning. I virkeligheten vil det oppstå et reversibelt kryp etter avlastning. Dette tar ikke RCM hensyn til, og kryptøyningen vil bli konstant etter avlastning. Dette kommer tydelig fram i figur 2 - 5. Metoden er representert med graf RCM i figur 2 - 5.

**Lineær superposisjon**, herved kalt *LSM*, er en metode for å behandle kryp som tar utgangspunkt i at spenningene som opptrer på et bestemt tidspunkt er summen av uavhengige tøyninger forårsaket av laster med ulik varighet og på- og avlastning. Det vil si at ved et gitt tidspunkt så vil ikke laster påført før eller etter gitt tidspunkt ha en påvirkning på tøyningene. Dette gir en spenningsavhengig deformasjon ved tiden,  $t$ , som igjen fører til en spenningsavhengig tøyning. Denne metoden er representert med graf *LSM* i figur 2 - 5.

Den totale tøyningen for *LSM* kan uttrykkes som:

$$\epsilon(t) = \epsilon_c(t') + \epsilon_{cc}(t, t') = J(t, t') \sigma_c(t') = \left( \frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_{c28}} \right) \sigma_c(t') \quad (2.6)$$

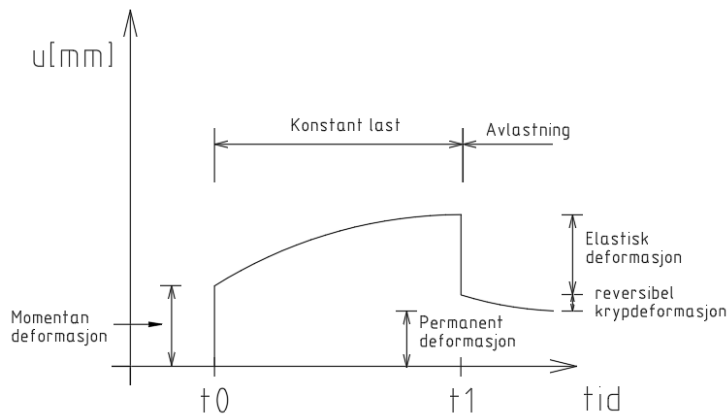
Her er  $\epsilon_c(t')$  tøyningen pga. påført last, mens  $\epsilon_{cc}(t, t')$  er kryptøyningen.

$J(t, t')$  er en funksjon av  $\frac{1}{E_c(t')}$ , som representerer den momentane elastiske deformasjonen, og sammentrekningen pga. det spesifikke kryptet,  $\frac{\varphi(t, t')}{E_{c28}}$ .

*LSM* baserer seg på produktmodeller. Det vil si at kryptøyningen er et produkt av

spenningsendring og endring i tid. *LSM* tar hensyn til at belastningstidspunktet er forskjellig fra  $t_0$ . For hvert belastningstidspunkt vil det lages en ny kryptkurve for det lasttilfellet.

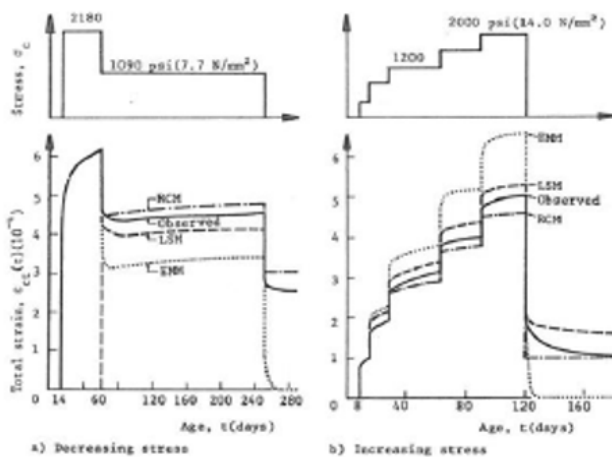
Figur 2 - 4 illustrer hvordan den momentane deformasjonen oppstår pga. en konstant last, og hvordan kryptdeformasjonen utvikler seg fra tid  $t_0$  til tid  $t_1$  med påkjenning av en konstant last. Når konstruksjonen blir avlastet vil det oppstå en reduksjon i spenningen,  $\sigma$ . Den plastiske deformasjonen som har oppstått pga. krypt vil bestå som en permanent deformasjon, mens den elastiske deformasjonen vil reverseres.



Figur 2 - 4: Utvikling av deformasjoner over tid

Konstruksjonen «husker» den tilstanden den var i før påkjenningen av krypt, og vil tilbake til denne tilstanden. Det vil det da oppstå en mindre kryptøyning pga. denne spenningsreduksjonen. Siden konstruksjonen vil fortsette å krypte «motsatt veg» vil det skape en spenningsendring i konstruksjonen som vil gi en mindre kryptøyning. Dette kalles reversibelt krypt. Figur 2 - 5 viser at for *LSM* vil det reversible kryptet tas hensyn til ved avlastning. Dette kan man se fra graf *LSM* hvor det illustreres at kryptøyningene fortsetter å gå tilbake også etter avlastning og den elastiske deformasjonen har blitt unnagjort

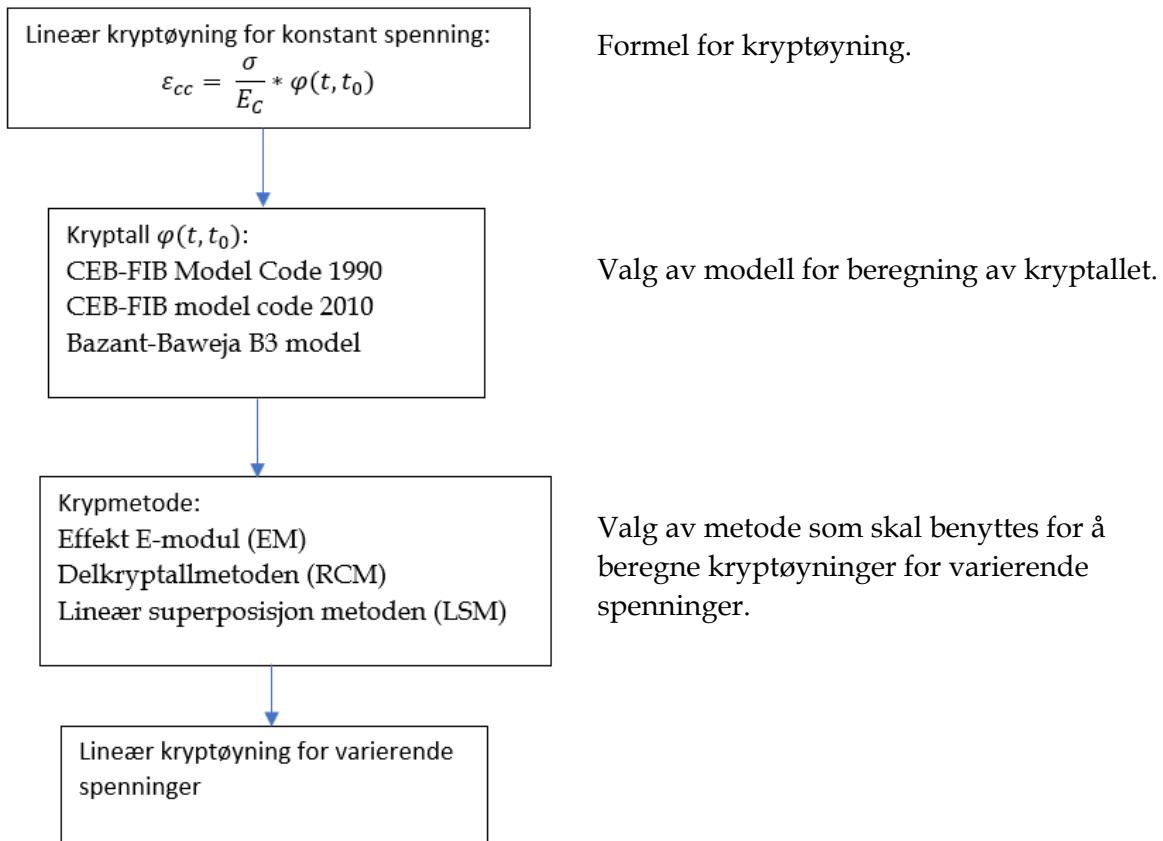
Figur 2 - 5, som er hentet fra E. Ålstedt [9], illustrer hvordan de ulike kryptmetodene er beregnet sammenlignet med observerte verdier.



Figur 2 - 5 Illustrasjon av ulike kryptmetoder, hentet fra [9]

## 2.3 ANALYSEMETODE FOR KRYP I BETONG UNDER VARIERENDE SPENNINGER

For kryp i betongen som er under konstant spenning gis kryptøyningene med en kryptkoeffisient,  $\phi$ . For å beregne kryp i betongen med varierende spenninger kreves en analysemetode. Framgangsmåten illustreres av figur 2 - 6.



Figur 2 - 6: Analysemetode for kryptøyninger

## 3 BEREGNINGSGRUNNLAG

---

*Dette kapitlet omhandler beregningsgrunnlaget for Dolmsundbrua. Hvilket regelverk, standarder og materialegenskaper som er lagt til grunn for prosjekteringen av Dolmsundbrua.*

### 3.1 GRUNNLAG FRA STATENS VEGVESEN

1. K1: Prosjekteringsgrunnlag for 16-1481 Dolmsundbrua (2013) [9]
2. Modelleringsgrunnlag, Vedlegg A
3. Tegninger: K100-K885
4. Diverse dokumenter: Byggefaser.pdf, Overbygning geometri.xlsx, Dato utførelse.xlsx

### 3.2 REGELVERK

#### 3.2.1 Standarder

1. NS-EN 1990:2002 + NA:2008. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner  
NS-EN 1990:2002/ A1:2005 + NA:2010. Endringsblad A1
2. NS-EN 1991-1-1:2002 + NA: 2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.  
Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger
3. NS-EN 1991-1-5:2003 + NA: 2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.  
Del 1-5: Allmenne laster. Termiske påvirkninger
4. NS-EN 1992-1-1:2004 + NA: 2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner.  
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [4]
5. NS-EN 1992-2:2005 + NA: 2010. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner.  
Del 2: Bruer
6. NS-EN 1998-2:2005 + A1:2009 + NA:2009. Eurokode 8:  
Del 2: Bruer

#### 3.2.2 ETA

- European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning, ETA-07/0035. [11]

#### 3.2.3 Håndbøker

1. Håndbok N400 Bruprosjektering (2015) [12]

### 3.3 MATERIALEGENSKAPER

Dolmsundbrua er en etteroppspent betongkassebru. Dolmsundbrua består av slakkarmering, spennarmering og betong. Materialegenskapene er gitt i Vedlegg A.

#### 3.3.1 Betong

I hele brua er det brukt betong med kvalitet B45. Egenskapene til betongen er gitt i Tabell 3 - 1.

Egenskaper betong		B45
<u>Lastvirkninger, E-moduler [4]</u>		
$E_{cm} =$	28 000	Sekant E-modul (3.1.3)
<u>Konstruksjonsfastheter [4]</u>		
$f_{ck,cube} =$	55	Terning-trykkfasthet (Tabell 3.1)
$f_{ctk,0,05} =$	2,70	Strekkfasthet (Tabell 3.1)
$\alpha_{cc} =$	0,85	Koeffisient (NA.3.1.6)
$\alpha_{ct} =$	0,85	Koeffisient (NA.3.1.6)
<u>Betongens arbeidsdiagram (3.1.7) [4]</u>		
$n =$	2,0	EkspONENT
$\epsilon_{c2} =$	2,0	Tøyning idet maksimalspenningen nås
$\epsilon_{cu2} =$	3,5	Tøyningsgrense i bruddgrensetilstanden
<u>Dimensjonerende verdier, bruddgrensetilstand[4]</u>		
$f_{cd} =$	25,5	Dim. Trykkfasthet (3.1.6)
$f_{ctd} =$	1,53	Dim. Strekkfasthet (3.1.6)
$f_{yd} =$	435	Dim. Armeringsfasthet (3.2.7)
$\epsilon_y =$	2,17	Tøyning ved flyt (3.2.7)
<u>Gjennomsnittlige verdier (Tabell 3.1) [4]</u>		
$f_{cm} =$	53,0	Midlere trykkfasthet ( $f_{ck} + 8,0$ )
$f_{ctm} =$	3,8	Midlere strekkfasthet ( $0,30 \times f_{ck}^{2/3}$ )

Tabell 3 - 1: Egenskaper betong

#### 3.3.2 Spennarmering

Spennarmeringsegenskaper er gitt i modelleringsgrunnlaget. Dette er i samsvar med NS-EN 1992-1-1+ NA [4] og gjeldende ETA [11]. Dolmsundbrua er prosjektert med to forskjellige kabelstørrelser. Kabler type 19 x 0,62'' taus og 15 x 0,62'' spenntau. 150 mm<sup>2</sup> per spenntau.

### 3.3.2.1 *Inndata*

Følgende materialeegenskaper gjelder for spennarmeringen:

- Bruddspenning,  $f_{pk} = 1.860 \text{ MPa}$
- Flytespenning,  $f_{p0,1k} = 1.640 \text{ MPa}$

Regler for største tillatte oppspenningskraft (jekkekraft) finnes i EC2 pkt. 5.10.2.1. Største oppspenningskraft  $P_{0, \max}$  settes lik den minste av  $0,8 F_{pk}$  og  $0,9 F_{p0,1k}$ . For begge kabeltyper gir  $0,9 F_{p0,1k}$  minst oppspenningskraft.

Regler for største tillatte forspenningskraft (tillatt kraft i kabel) finnes EC2 pkt. 5.10.3. Største forspenningskraft  $P_{\max}$  settes lik den minste av  $0,75 F_{pk}$  og  $0,85 F_{p0,1k}$ . For begge kabeltyper gir  $0,85 F_{p0,1k}$  minst oppspenningskraft.

Kabler type 19 x 0,62" tau:

- Kabelareal,  $A = 2.850 \text{ mm}^2$
- Nominell bruddlast,  $F_{pk} = 5.301 \text{ kN}$
- Flytekraft,  $F_{p0,1k} = 4.674 \text{ kN}$
- Største oppspenningskraft (jekkekraft) før låsetap,  $P_{0, \max} = 0,9 \times 4.674 = 4.207 \text{ kN}$
- Største forspenningskraft (etter låsetap),  $P_{\max} = 0,85 \times 4.674 = 3.973 \text{ kN}$
- Dimensjonerende bruddlast i ULS-STR,  $F_{pd} = F_{p0,1k}/1,15 = 4.064 \text{ kN}$
- Kabelrør-diameter indre: 100 mm

Kabler type 15 x 0,62" tau:

- Kabelareal,  $A = 2.250 \text{ mm}^2$
- Nominell bruddlast,  $F_{pk} = 4.140 \text{ kN}$
- Flytekraft,  $F_{p0,1k} = 3.690 \text{ kN}$
- Største oppspenningskraft (jekkekraft) før låsetap,  $P_{0, \max} = 0,9 \times 3.690 = 3.321 \text{ kN}$
- Største forspenningskraft (etter låsetap),  $P_{\max} = 0,85 \times 3.690 = 3.137 \text{ kN}$
- Dimensjonerende bruddlast i ULS-STR,  $F_{pd} = F_{p0,1k}/1,15 = 3.209 \text{ kN}$
- Kabelrør-diameter indre: 90 mm

## 4 DOLMSUNDBRUA

---

*Dette kapitlet omhandler en beskrivelse av Dolmsundbrua. Hvordan byggemetode som er valgt, bruas geometri og statisk system.*

Dolmsundbrua er en FFB-bru som ble prosjektert av Statens vegvesen region midt, i samarbeid med Vegdirektoratet. Brua er en del av ny fv. 714 mellom Barman og Stråmyra i Hitra kommune. Brua stod klar i 2016, og ble bygget av entreprenør NCC. Den ferdigstilte brua er vist under på figur 4 - 1.



*Figur 4 - 1: Dolmsundbrua*

### **FFB-metode:**

FFB-bru er en byggemetode hvor det bygges ut etappevis fra en fast ende. For en tradisjonell plastøpt bru er det underliggende eller overliggende stillas som skal bære brua under bygging. Med FFB-metoden må konstruksjonen bære seg selv under bygging. Det vil si at brua må dimensjoneres for store krefter i byggefasen som ikke vil bli dimensjonerende i ferdig tilstand. Som oftest bygges det symmetrisk ut fra hver pilar. Dette er tilfelle på Dolmsundbrua.

### **Valg av løsning:**

FFB har blitt en vanlig løsning i Norge for spennvidder mellom 125-300 meter. Pga. kravet til skipsled (62x32meter), utforming av sundet og gunstige grunnforhold (fundamentering på berg) er fritt frambygg bru en kostnadseffektiv løsning for kryssingen av Dolmsundet.



## 4.1 BESKRIVELSE/BYGGEFASER

Dolmsundbrua er totalt 483,6 meter lang og 12 meter bred. Brua har ingen horisontalkurvatur. FFB-delen ligger i en vertikalkurvatur med radius lik 2400 meter. Viadukten ligger i en jevn stigning på 7,5%.

### 4.1.1 Grunnforhold og fundamentering

#### Landkarakser

Landkar i akse 1 og 6 er fundamentert på såle av sprengstein.

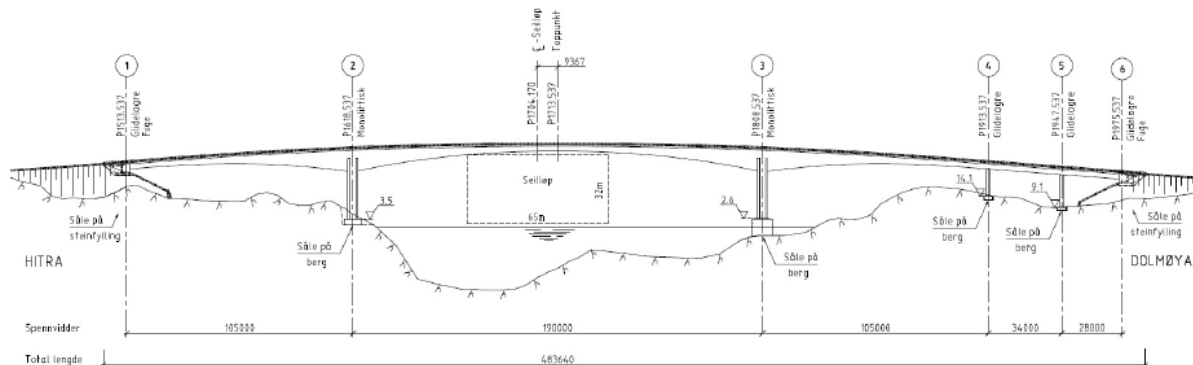
#### Søyleakser

Søylefundament i akse 2- 5 direktefundamenter på berg.

### 4.1.2 Lengder, bredder og høyder

Bruas teoretiske spennvidde er  $105 + 190 + 105 + 34 + 28 = 462$  meter.

Total bredde mellom ytterrekkeverk er 11,0 meter. Føringsavstand er 7,5 meter.



Figur 4 - 2: Oppriss av Dolmsundbrua, hentet fra tegning K100

Søylelengder (høyde UK overbygning - høyde OK fundament):

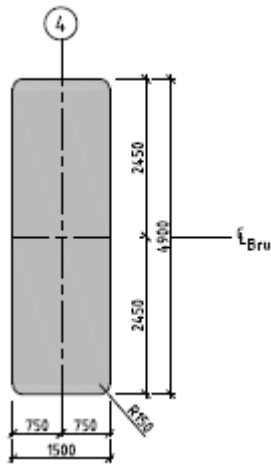
- Akse 2:  $26,487 - 3,500 = 22,987$  meter
- Akse 3:  $26,487 - 2,600 = 23,887$  meter
- Akse 4:  $27,064 - 14,100 = 12,964$  meter
- Akse 5:  $24,515 - 9,100 = 15,415$  meter

### 4.1.3 Tverrsnitt

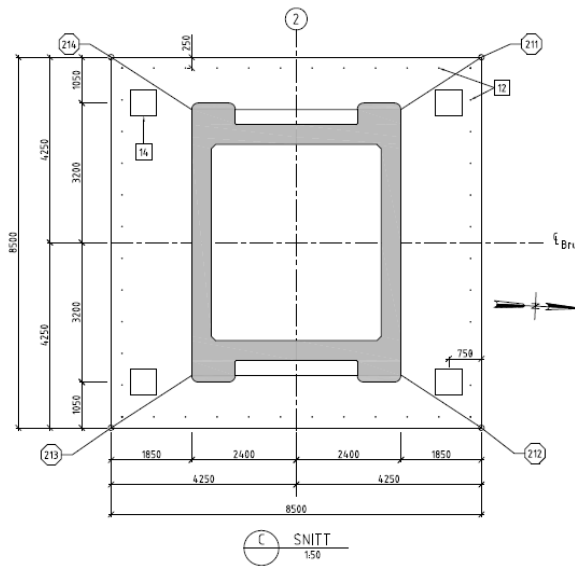
Følgende tverrsnitt er valgt for Dolmsundbrua:

- Overbygning: Kassetverrsnitt med varierende høyde. Største høyde lik 10m og minste høyde lik 2,75m. Vist på figur 4 - 3.
- Søylar akse 2 og 3: Kassetverrsnitt med ytre dimensjoner lik 4,8m x 5,4m/6,4m og tykkelse 0,45m. Vist på figur 4 - 4.
- Søylar akse 4 og 5: Massivt rektangulært tverrsnitt med dimensjoner lik 1,5m x 4,9m. Vist på figur 4 - 5.

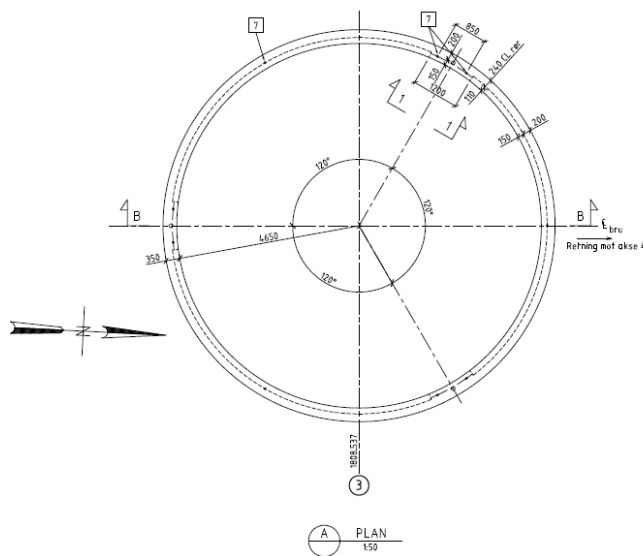




Figur 4 - 5: Søyلة akse 4 og 5, hentet fra K241



Figur 4-6 Fundament akse 2, hentet fra tegning K221



Figur 4-7 Prefabrikkert betongsylinder, senkeakse akse 3, hentet fra tegning K233.

#### 4.1.4 Forbindelse overbygning/underbygning

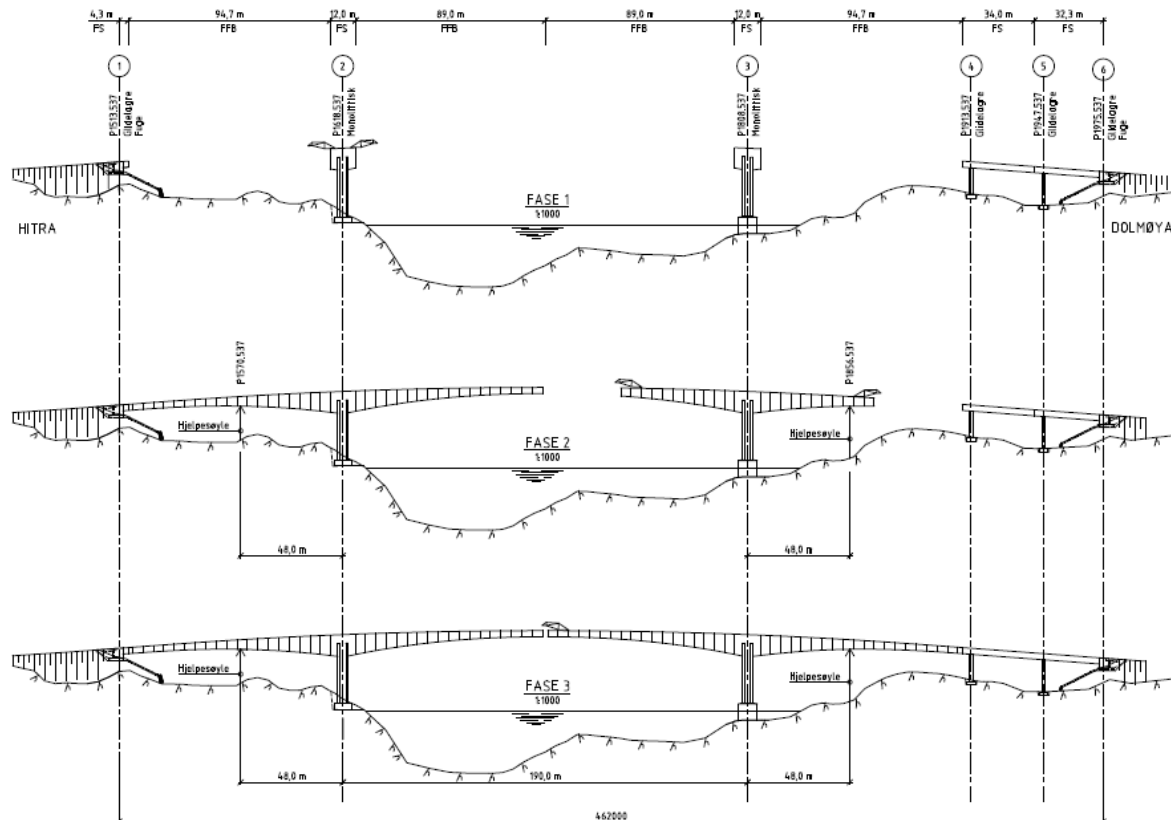
Forbindelsen mellom søyler og overbygning løses slik:

- Akse 1: Glidelagre
- Akse 2: Monolittisk
- Akse 3: Monolittisk
- Akse 4: Glidelagre
- Akse 5: Glidelagre
- Akse 6: Glidelagre

I akse 1 og 6 etableres fuger.

## 4.2 BYGGEPROSESSEN

Utbygging av Dolmsundbrua illustreres av figur 4 - 8.



Figur 4 - 8: Byggefaser, hentet fra tegning K101

Landkar i akse 1 og 6, søyler i akse 4 og 5 og viadukt mellom akse 4 og 6 ble støpt først. Videre ble søyle akse 2 støpt. Så ble søylehodet i akse 2 støpt før arbeidet med FFB-delen kunne starte. Ved støp av FFB-delen ble forskalingsvogn benyttet. Forskalingsvognen skyves videre ut til neste byggefase når forrige etappe har tilstrekkelig betongfasthet og kablene spennes opp. Byggefase FFB2-1 til FFB2-10 ble støpt før hjelpesøyle ble koblet på. Hjelpesøylene er nødvendig for å ha nok kapasitet i byggefasen med tanke på dynamiske vindlaster i byggefasen og for å unngå for store deformasjoner. Deretter ble etappe FFB2-11 til FFB2-19 støpt, og så ble overbygningen koblet mot akse 1.

Hver etappe bygges symmetrisk om akse 2 unntatt etappe FFB2-11 som kun blir bygget ut mot akse 1.

Mens arbeidet FFB-delen over akse 2 pågikk, startet entreprenør med arbeidet med senkekaske og søyle ved akse 3. FFB-delen ved akse 3 bygges ut på lik måte som FFB-delen ved akse 2 og etter etappe FFB3-19 ble overbygningen koblet mot akse 4. Hjelpesøylar ble fjernet før jekking av utkragerarmer ved hovedspennet startet. Jekkingen ble utført for å justere deformasjoner som ble til under byggingen og for å skaffe nok overhøyde for framtidige deformasjoner. Etter jekking ble hovedspennet koblet sammen. Etter kobling av hovedspenn ble forskalingsvogner demontert, kantdragere støpt og rekkverk montert og asfalt påført brudekket.

## 5 LASTER

---

*Dette kapitlet omhandler hvilke laster som blir brukt i denne oppgaven i analysen av Dolmsundbrua. Hvilke laster som skal vurderes i denne analysen er gitt i dokument fra Håvard Johansen i Vegdirektoratet, se vedlegg A.*

### 5.1 PERMANENTE LASTER

#### 5.1.1 Egenvekt

Tyngdetettheten til betongen settes lik **25,5kN/m<sup>3</sup>** for hele konstruksjonen iht. modelleringsgrunnlaget. Dette inkluderer vekten av betongen, armeringen og spennarmeringen.

#### 5.1.2 Super-egenvekt

Super-egenvekt er permanent egenvekt som ikke er del av den bærende konstruksjonen. Super-egenvekten inkluderer vekten av kantdragere, rekkverk og slitelag.

Kantdragere og rekkverk legges inn som en linjelast i modellen på **20kN/m**.

Slitelag legges inn som en linjelast i modellen på **20kN/m**.

### 5.2 NYTTELAST I BYGGEFASEN

I byggefasen påføres forskalingsvognene som en ekvivalent konsentrert last 0,5m inn på sist støpte seksjon. Forrige seksjon blir da avlastet for forskalingsvognen, og blir påsatt en oppadrettet kraft på 800kN i analysemodellen.

### 5.3 TRAFIKKLAST

I denne oppgaven blir ikke trafikklast vurdert.

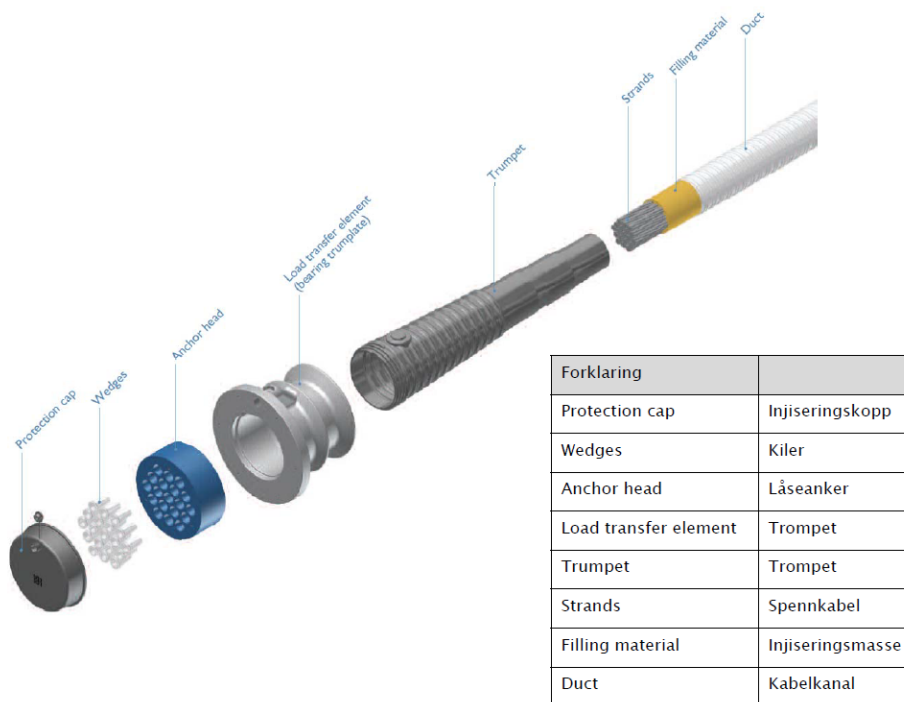
### 5.4 VINDLAST

I denne oppgaven blir ikke vindlast vurdert.

### 5.5 SPENNARMERING

Spennarmering kan før- eller etteroppspennes. Forspenning foregår på fabrikk før betongen støpes. For Dolmsundbrua så utføres spennarmering som etteroppspent. Betongen støpes på plassen og kablene spennes opp når betongen har tilstrekkelig fasthet.

Betongen støpes med gjennomgående utsparinger i form av rør for spennarmeringen. Spenntauene føres gjennom utsparingen før eller etter støp. Kablene spennes opp ved hjelp av jekk i aktiv ende etter at betongen er tilstrekkelig herdet. Etter oppspenning blir utsparingsrørene injisert med masse for å etablere heft mellom spennarmeringen og betongen.



Figur 5 - 1 Spennarmeringskomponenter

### Oppspenningskraft:

I EC2, punkt 5.10.2.1 sier noe om maks tillatt oppspenningskraft som kan påføres spennkabelen. Gitt i ligning (5.1):

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p,max} \quad (5.1)$$

Hvor  $P_{maks}$  er maks tillatt oppspenningskraft,  $A_p$  er spennarmeringens tverrsnittsareal og  $\sigma_{p,maks}$  er maks tillatt spenning i kabelen.

I modelleringsgrunnlaget, vedlegg A, er det gitt en foreskrevet oppspenning lik  $0,9 f_{p0,1k}$ :

- 3,321 kN (15 taus)
- 4,207 kN (19 taus)

### Tap av spennarmering:

Flere effekter gjør at spennarmeringen ikke vil ha den oppspenningskraften i betongen over tid.

### Låsetap:

Ved oppspenning oppstår det et låsetap når kraften fra jekken skal overføres til forankringen. Før kilen låser seg vil spennstålet gli noen millimeter.

### Friksjonstap:

Friksjonstap oppstår når friksjonskrefter motarbeider glidningen mellom spennstålet og kabelrører, og dermed gir en reduksjon i spennkraften.

### Tidsavhengige tap:

I løpet av bruas levetid vil spennkraften reduseres pga. langtidseffektene kryp, svinn og relaksasjon. Kryp gjør at betongen trekker seg sammen, og det vil oppstå kryptøyninger i spennarmeringen. Når betongen tørker ut vil dette føre til at det oppstår svinntøyninger i spennarmeringen, som reduserer spennkraften.

Spennkraft tap pga. kryp og svinn verifiseres i kapittel 7.

Når spennstålet utsettes for tøyning over tid vil stålet få et spenningsfall. Dette kalles relaksasjon. Dette fører til en reduksjon i spennkraften.

Forutsetninger for spennkraft tap er gitt i modelleringsgrunnlaget:

- Friksjonskoeffisient:  $\mu = 0,20 \text{ rad}^{-1}$
- Faktor for effekt av utilsiktet vinkelendring (wobble):  $k = 0,006 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$
- Kabelkraft etter friksjonstap beregnes etter formelen:  $\Delta P_{\mu}(x) = P_0^*(1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$
- Relaksasjonsklasse 2
- Låsetap 6mm (I denne oppgaven er det valgt å se bort i fra låsetapet).

## 5.6 TEMPERATUR

Temperaturlasten blir satt på som to forskjellige laster, etter bestemmelser i vedlegg A.

1. En endring i middeltemperatur på  $-10^{\circ}\text{C}$ :  $\Delta T_{N,\text{con}} = 10^{\circ}\text{C}$
2. Vertikal temperaturgradient, hvor overside er varmest:  $\Delta T_{M,\text{heat}} = 7^{\circ}\text{C}$

Temperaturlasten blir påsatt overbygningen og aktivert etter åpning av brua.



## 5.7 TIDSAVHENGIGE DEFORMASJONSLASTER

### 5.7.1 Kryp

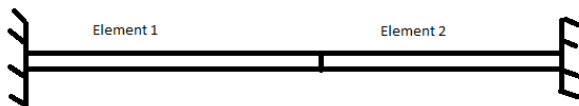
Teorien bak kryptøyninger er beskrevet nærmere i kapittel 2. I dette delkapittelet er det valgt å se nærmere på to kryptometoder, *LSM* og *RCM*. Dolmsundbrua består av mange byggefaser og det er derfor viktig å forstå hvordan kryptometodene håndterer flere byggefaser.

For å illustrere forskjellen mellom *RCM* og *LSM* er det tatt utgangspunkt i en tenkt konstruksjon med to støpetapper. Først støpes element 1 ved tid  $t_1$  og deretter støpes element 2 ved tid  $t_2$ . Det er valgt å se på kryptutviklingen bare for element 1. Tabell 5 - 1 viser forklaring på benevnelsene for de forskjellige elementer, spenninger og kryptall for de forskjellige støpetappene.

$t_1$	Element 1 aktiveres
$t_2$	Element 2 aktiveres
$\sigma_1$	Spenning i betongen pga. last fra element 1
$\sigma_2$	Spenning i betongen pga. last element 2
$\sigma_3$	Spenning i betongen fra tid $t_3$ til $t_4$
$\phi_1$	Kryptall fra kryptkurve generert for støpetappe 1
$\phi_2$	Kryptall fra kryptkurve generert for støpetappe 2

Tabell 5 - 1: Benevnelser

Figur 5 - 2 viser en fiktiv bjelke med to utkragere.



Figur 5 - 2: Fiktiv bjelke

**Støpetappe 1 ( $t_1 \rightarrow t_2$ ):** Når betongen er tilstrekkelig herdet fjernes forskalingen for støpetappe 1. Betongen belastes av egenvekten, og kryptøyningene vil starte. For både *RCM* og *LSM* vil støpetappen få en egen kryptkurve, hvor kryptallet blir hentet ifra. På dette tidspunktet vil de to metodene beregne kryptøyningen likt. Kryptøyningen vil da bli:

$$\varepsilon_{cc} = \phi_{1(t_1, t_2)} * \frac{\sigma_0}{E_c} \quad (5.2)$$

Hvor  $\phi_{1(t_1, t_2)}$  er kryptallet fra tiden  $t_1$  (hvor forskalingen fjernes) til tiden  $t_2$  (hvor neste etappe støpes)

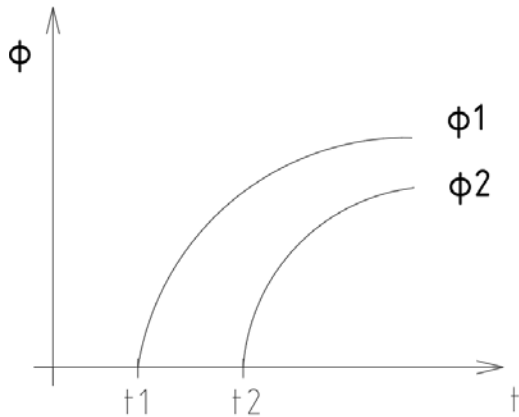
**Støpetappe 2 ( $t_2 \rightarrow t_3$ ):** Element 2 blir støpt ut og belastet ved tidspunkt  $t_2$ . Når element 2 har blitt utstøpt vil element 1 få en belastning av vekten fra element 2.

Med *RCM* vil da kryptøyningen pga. støpetappe 2, for element 1, bli lik:

$$\varepsilon_{cc(t_2, t_3)} = \Delta\phi_{1(t_2, t_3)} * \frac{\sigma}{E_c} \quad (5.3)$$

$\Delta\varphi_{t_1,t_2} = \varphi_{t_1,t_2} - \varphi_{t_0,t_1}$  er delkryptallet for tiden mellom  $t_1$  og  $t_2$ , hentet fra kryptkurve generert for belastningstidspunkt  $t_1$  (kryptkurve  $\varphi_1$  i figur 5 - 3).

Spenningen,  $\sigma$ , er oppredende spenning i betongen pga. lasten fra støpetappe 1 og 2. Figur 5 - 3 viser tenkt kryptkurver  $\varphi_1$  og  $\varphi_2$ .  $\varphi_1$  er kryptkurve for element 1 ved belastning  $t_1$  og kryptkurve  $\varphi_2$  er kryptkurven for element 1 ved belastning  $t_2$ .



Figur 5 - 3: Kryptkurver

For *LSM* vil da kryptøyningen i element 1 pga. støpetappe 2 bli lik:

$$\varepsilon_{cc}(t_2,t_3) = \varphi_{2(t_2,t_3)} * \frac{\sigma_2}{E_c} + \varphi_{1(t_2,t_3)} * \left[ \frac{\sigma_2}{E_c} - \frac{\sigma_1}{E_c} \right] \quad (5.4)$$

$\varphi_{2(t_2,t_3)}$  er kryptkurven som blir generert for lasttilfelle «støp element 2» fra tiden  $t_2$  til  $t_3$ .

$\varphi_{1(t_2,t_3)}$  er kryptkurven som blir generert for lasttilfelle «støp element 1» fra tiden  $t_2$  til  $t_3$ .

Som eksempelet illustrerer beregner *RCM* og *LSM* kryptøyninger forskjellig. *LSM* tar hensyn til belastningstidspunktet i kryptberegningene, ved å generere en ny kryptkurve for hvert lasttilfelle. *RCM* benytter samme kryptkurve for alle belastningstidspunktene for et element. I kapittel 8.1 er det beskrevet hvilke metoder Sofistik bruker for kryptberegninger, og hvilken som er valgt for Dolmsundbrua.

### 5.7.2 Svinn

Svinn er en deformasjonslast som oppstår når betongen krymper, tørker ut. Svinn, i motsetning til kryp, er ikke avhengig av spenninger. Svinnpåkjenningen består av to bidrag. Autogent svinn og uttørkingssvinn. Konstruksjonen blir rett og slett påkjent av en tøyning som følge av svinn.

Autogent svinn utvikler seg mest i starten av konstruksjonens levetid, mens uttørkingssvinn pågår i løpet av konstruksjonens levetid. Det meste av svinntøyningene blir likevel unnagjort de første 150 dagene.

Den totale svinnpåkjenningen er gitt i EC2, pkt. 3.1.4(3.8), som:

$$\varepsilon_{cs(t)} = \varepsilon_{ca(t)} + \varepsilon_{cd(t,ts)} \quad (5.5)$$

Hvor  $\varepsilon_{ca(t)}$  er tøyning på grunn av autogent svinn og  $\varepsilon_{cd(t,ts)}$  er tøyningen pga. uttørkingssvinn.

I kapittel 8.2 og 8.4 er det beskrevet nærmere hvordan Sofistik og RM bridge behandler svinneffekter.

## 6 PROGRAMVARE

---

*Dette kapitlet gir en beskrivelse av beregningsverktøyene Sofistik og RM bridge. Hvordan programmene er bygd opp og arbeidsmetodikken til programmene.*

### 6.1 SOFISTIK

I analysen av Dolmsundbrua benyttes Sofistik, versjon 2018.

Sofistik er et tysk firma som utviklet programvaren for første gang i 1987. Sofistik er et komplekst elementmetodeprogram som benyttes til analyse og dimensjonering av konstruksjoner. Hvordan Sofistik er bygd opp er nærmere beskrevet i Sofistik, Basic Manual, 2014 [13].

Sofistik består av mange forskjellige moduler som «snakker» med en felles database, CDB. De forskjellige modulene utfører beregninger og analyser som etterpå blir lagret og presentert i CDB. De forskjellige modulene som blir brukt kan deles opp i *pre-processing*, *processing* og *post-processing*.

*Pre-processingmoduler i Sofistik:*

- *Sofiplus-X*: Basert på Autocad.
- *Teddy*: Basert på skriftsprogrammeringsspråk.
- *SOFiMSHA*(Eksportering/importering av elementer og noder)

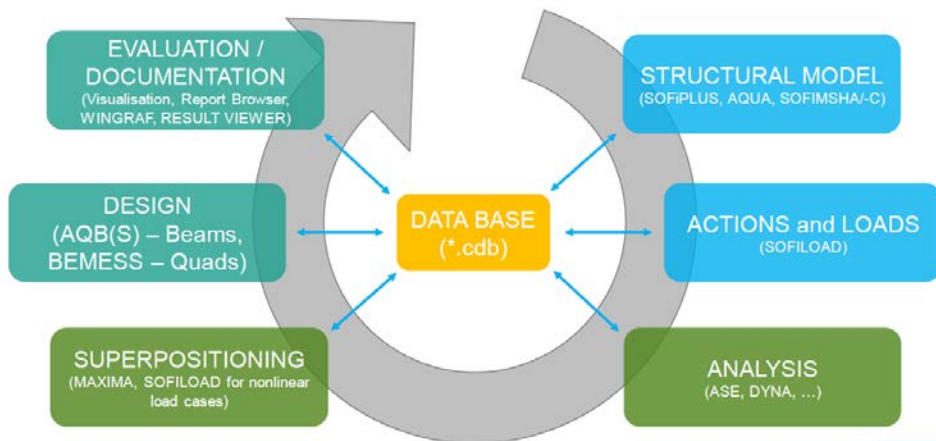
For modellering av Dolmsundbrua er det valgt å bruke *Sofiplus-X*. *Teddy* er brukt til input av laster.

*De vanligste processing-modulene i Sofistik er:*

- *Aqua* (materialer og tverrsnitt)
- *CSM* (byggefaser og krypeffekter defineres)
- *ASE* (statisk analyse av FE-konstruksjoner)
- *Maxima* (lastkombinering, superposisjonering)
- *Sofilo* (laster)
- *Tendon* (spennarmering)

*De vanligste post-processing-modulene i Sofistik er:*

- *AQB* (spenningsanalyse og dimensjonering av bjelkeelement)
- *AQBS* (spenningsanalyse og dimensjonering av spennarmerte bjelkeelementer)



Figur 6- 1: Link mellom modulene og CDB i Sofistik, hentet fra Sofistik, Bridge design basic training [14]

SSD er grensesnittet som hjelper brukeren med å manøvrere seg gjennom de forskjellige programmene. Informasjon fra programmene og til SSD gis enten grafisk eller gjennom tekstfiler (*Teddy*). Fordelen med å bruke tekstfiler er at det på enkelt vis kan brukes på andre prosjekt med noen små tilpasninger.

En vanlig arbeidsprosedyre i Sofistik er å først definere geometri og tverrsnitt i autocad programmet *Sofiplus-X*. Denne geometrien kjører så gjennom programmet *SOFiMSHA* som deler modellen inn i elementer og noder. Deretter kjøres modellen gjennom modulen *Aqua* som definerer materialer og tverrsnitt. Da er modellen ferdig definert med elementinndeling og tilegnet tverrsnitts- og materialegenskaper. Så defineres lasttilfeller og lastgrupper i modulen *SofiLoad*. Dette kan enten gjøres i tegneprogrammet *Sofiplus-X* eller i script-programmet *teddy*. I modulen *tendon* defineres spennkablene.

Sofiplus-X → SofiMSHA → Aqua → SofiLoad → tendon → CSM: (ASE ↔ AQB) → Maxima

Deretter defineres byggefasene for konstruksjonen i modulen CSM. Her aktiveres hvert enkelt element til en gitt tid. Når alle byggefasene er bestemt kjøres det en lineær analyse i modulen ASE. I modulen ASE beregnes krefter og forskyvninger for hvert enkelt lasttilfelle. Før hver byggefase med kryp må Sofistik kjøre modulen AQB for bestemmelse av krypverdier. Deretter kjører Sofistik disse kreftene og forskyvningene gjennom programmet AQB eller AQB(S) for å kalkulere dimensjonerende krefter og spenninger i tverrsnittet. I denne modulen dimensjoneres også tverrsnittet. Ved dimensjonering av ei bru med mange forskjellige laster kjører Sofistik først modulen *Maxima* hvor lastkomberingen og superposisjoneringen skjer.

I Sofistik er det mulig å velge om man vil modellere med bjelkeelementer eller skallelementer eller en kombinasjon mellom disse. En kombinasjon av skall- og bjelkeelementer kan være nyttig ved f.eks. samvirkebru mellom stål og betong. I denne oppgaven er det, som videre beskrevet i kapittel 7, valgt å bruke bjelkeelementer for modellering av Dolmsundbrua.

## 6.2 RM BRIDGE

RM bridge er utviklet av Bentley. RM bridge er et 4D rammeprogram. 4D vil si at programmet kan behandle geometri i 3D samtidig som programmet inkluderer tidsaksen. Dette er likt som i Sofistik. I motsetning til Sofistik, som har mange forskjellige moduler som «snakker» til en felles database, har RM to hoveddeler. Hvordan RM bridge er bygd opp er nærmere beskrevet i Bentley, RM bridge Modeler user guide, 2013 [15] og Bentley, RM bridge Analysis user guide, 2017 [16].

Hoveddelene i RM bridge er Modeler og Analyser. *Pre-processing* skjer i Modeler. Der defineres veglinje, tverrsnittsgeometri, bruas geometri, elementinndeling og grensebetingelser. RM lager i Modeler en bjelkemodell av den inputen bruker har satt inn. Denne bjelkemodellen eksporteres deretter til Analyser. Her foregår all *post-processing*. I Analyser defineres laster, lastkombinasjoner, armering og spennarmering. Under *schedule actions* defineres hver byggefase og tilhørende kryp- og svinneffekter. Under *stages* aktiveres og deaktiveres elementene og lastene.

RM bridge har som Sofistik innebygd mange forskjellige standarder, deriblant EC2, med det norske tillegget.

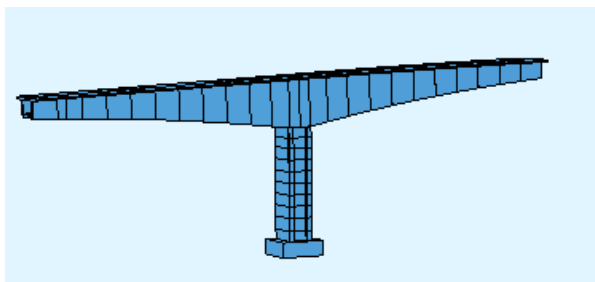
## 7 OPPBYGGING AV ANALYSEN

*Dette kapitlet beskriver hvordan analysemodellen av Dolmsundbrua er bygget opp i Sofistik. Kapitlet forklarer hvordan Sofistik deler inn elementene, modellerer grensebetingelsene, tverrsnittene, byggefasen og lastene.*

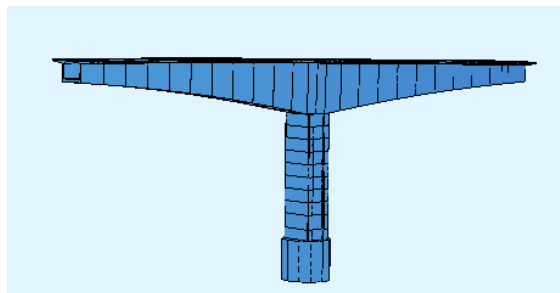
Hvordan analysen er bygd opp i RM Bridge er beskrevet i K1: Prosjekteringsgrunnlag [10].

### 7.1 ANALYSEMODELLEN

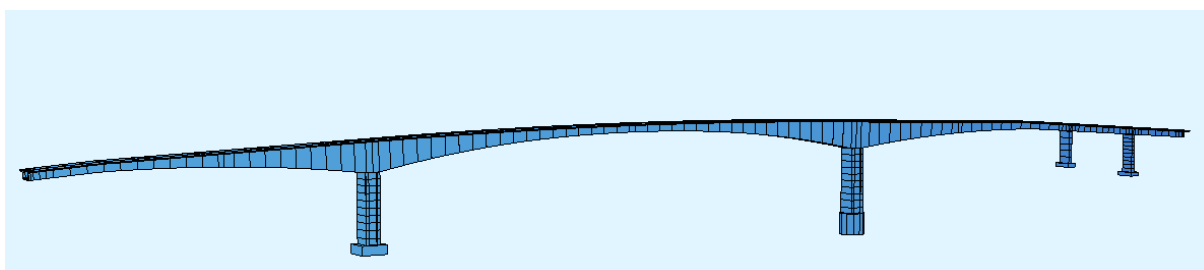
Brua modelleres som en bjelkemodell i Sofistik. Bruer generelt er en konstruksjon hvor det er en tydelig hovedbæreretning i bruas lengderetning. Geometriske dimensjonene i lengderetning er mye større enn i tverretning eller vertikalretning, noe som gjør at det er mulig å modellere konstruksjonen som en bjelkemodell. Dette med forutsetning om at bjelkeelementene forblir plane gjennom hele analysen og spenningsfordelingen er lineær. Byggefasene ivaretas i Sofistik under «CSM». Her bestemmes til hvert tidspunkt hvilke elementer, kalt «groups» i Sofistik, som blir aktivert og deaktivert.



Figur 7- 1 Utkragerdel ved akse 2 i Sofistik



Figur 7- 2 Utkragerdel ved akse 3 i Sofistik



Figur 7- 3 Ferdig bru

### 7.1.1 Modellgeometri

Den geometriske modellen er basert på formtegninger til de ulike bruelementene:

For overbygningen er autocad-fil fra tegning K110 brukt. Denne har blitt importert inn i Sofiplus-X.

Excelark «overbygning geometri.xlsx» er brukt for å definere varierende tverrsnittskonstanter.

Geometri for fundamenter og søyler er hentet fra formtegningene.

### 7.1.2 Veglinje

Veglinjen er gitt fra tegning K100. I Sofistik kobles senterlinje veg til senterlinje bru.

### 7.1.3 Elementinndeling

For å få analysemodellen i Sofistik mest mulig sammenlignbar med RM bridge, er elementinndelingen valgt lik. I FFB-delen er i hovedsak et element i modellen lik lengden av en byggefase (unntatt ved kobling av hjelpesøyle). I viaduktdelen er det fokus på fornuftig elementinndeling i forhold til tverrsnittshøyde. Det er litt tettere elementinndeling over søyler og midlertidig opplegg/fastholding pga. større endring i krefter og større opptredende krefter i disse områdene.

### 7.1.4 Akseystem

Akse 1 – Pr. 1513.537

Akse 2 – Pr. 1618.537

Akse 3 – Pr. 1808.537

Akse 4 – Pr. 1913.537

Akse 5 – Pr. 1947.537

Akse 6 – Pr. 1975.537

Profilnummer er hentet fra tegning K100.

### 7.1.5 Grensebetingelser

Alle randbetingelser er modellert som elementfjærer eller som «fast innspent» i Sofistik. Standardverdi for elementfjærene er lik  $1e8$  kN/m/rad.

	Akse 1	Akse 2	Akse 3	Akse 4	Akse 5	Akse 6
Høyre lager	Allsidig			Allsidig	Allsidig	Allsidig
Venstre lager	Ensidig			Ensidig	Ensidig	Ensidig
Fundament		Fast innspent	Fast innspent			

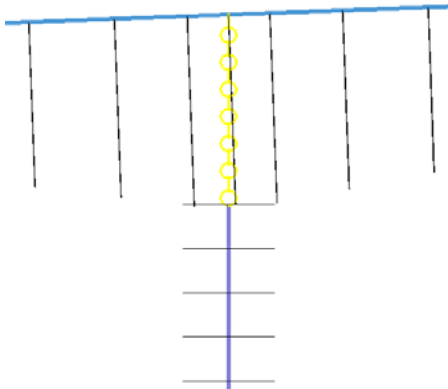
Tabell 7- 1 Grensebetingelser

Allsidig lager: Fastholdes bare vertikalt

Ensidig lager: Fastholdes vertikalt og i bruas tverretning.



Modellering av søylehodet ved akse 2 og 3, er modellert som en stiv kobling fra OK bruoverbygning til topp søyle. I Sofistik brukes det en master/slave-kobling. Det er en stiv kobling hvor masternoden, som er koblet i overbygningen, «drar» på slavenoden, som er koblet i topp søyle.



Figur 7- 4 Modellering av søylehodet i Sofistik

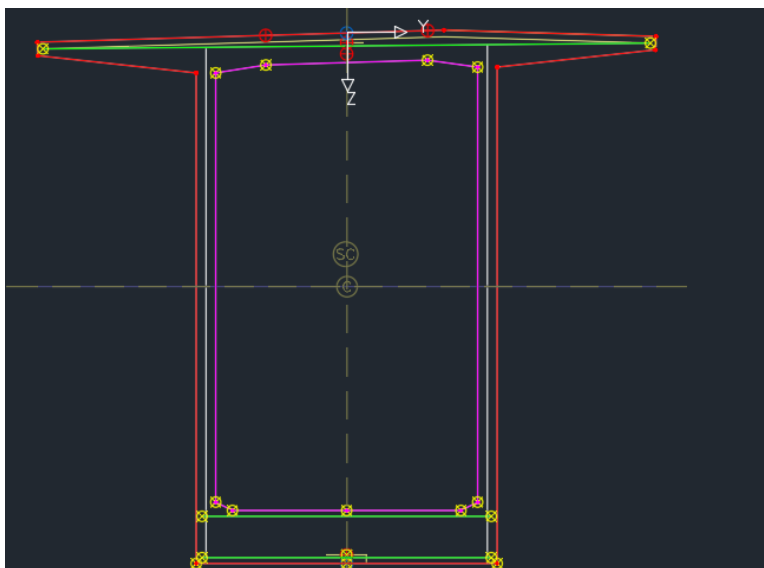
Det er valgt og ikke bruke opprisset stivhet i byggetilstand. Altså full stivhet benyttes for hele konstruksjonen i hele levetiden.

### 7.1.6 Tverrsnitt

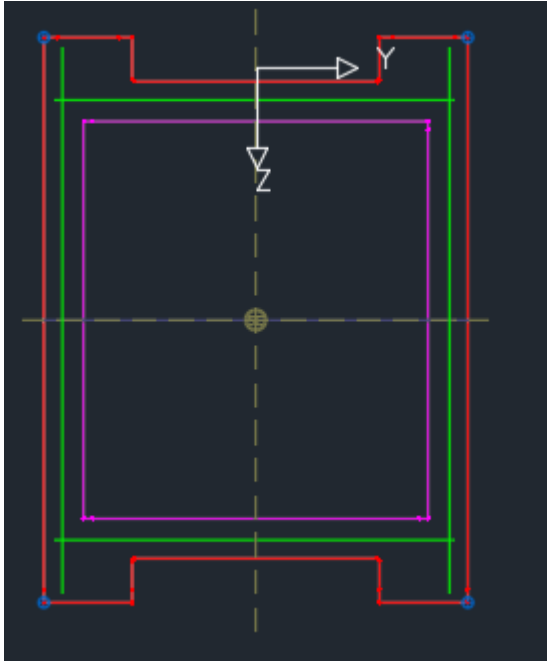
Sofistik deler tverrsnittet inn i QUAD-elementer (kvadratiske elementer med 4 noder).

Beskrivelse av de ulike strekene/punktene i tverrsnittsfigurene:

- Grønn strek er armering
- Rød strek er ytterkant tverrsnitt
- Blå strek er innerkant tverrsnitt
- Gule punkter er geometriske punkter som er avhengig av variabler.



Figur 7- 5 Brukassetverrsnitt



Figur 7- 6 Søyletverrsnitt akse 2 og 3

Tverrsnittsverdier som arealtrehetsmoment, torsjonstrehetsmoment og tverrsnittsareal er kontrollert mot RM bridge for å sikre at dette har blitt modellert riktig i Sofistik.

## 7.2 LASTER

### 7.2.1 Egenvekt:

Tverrsnittsegenvekten beregnes av programmet med tyngdetetthet **25,5kN/m<sup>3</sup>**. Egenvekt fra kantdragere, rekkverk og slitelag er påført som en sentrisk jevnt fordelt linjelast, som beskrevet i vedlegg A, lik **40kN/m**. Kantdragere og rekkverk blir påført som en linjelast på **20kN/m**, det samme blir slitelaget. Egenvekt fra tverrbærere over søylene og hjelpesøylene er påsatt som punktlast, beskrevet i Vedlegg A.

### 7.2.2 Kryp og svinn:

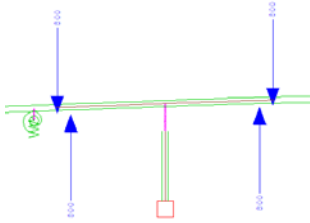
Kryp- og svinnutviklingen baserer seg på EC2 og de faktorer og funksjoner som er gitt der. I Sofistik blir kryp og svinn ivaretatt gjennom ethvert stadium av bruas levetid, fra start bygging til 100 års levetid.

Betongen alder ved pålastning og begynnende svinnutvikling angis i CSM. Her angis også antall dager til neste byggefase, relativ fuktighet og temperatur. Det er satt at alle konstruksjonsdeler aktiveres 3 dager etter støp. Dvs. at forskalingen fjernes etter 3 dager og konstruksjonen belastes. I beregningsprogrammene settes  $t_0 = 3$  dager for krypberegningene, og  $t_s = 3$  dager for svinnberegninger.

Hvordan Sofistik behandler kryp- og svinneffekter er nærmere beskrevet i kapittel 8.

### 7.2.3 Forskalingsvogn

Forskalingsvognvekt er satt til 800kN. For hver FFB-del settes det på en nedadrettet kraft med eksentrisitet 0,5m inn på hvert element. I Sofistik settes denne lasten til aktiv fram til neste byggefase. Dette blir da i programmet satt på som en oppadrettet kraft i neste byggefase. Se figur 7- 7.



Figur 7- 7: Forskalingsvognlast - FFB2-8

### 7.2.4 Byggefaser:

Under bygging er lastene som virker på konstruksjonen:

- Spennarmering
- Egenvekt
- Kryp- og svinn
- Forskalingsvogn
- Jekkekraft

Lastene som beskrevet ovenfor blir aktivert under CSM. Varigheten av hver byggefase er beskrevet i vedlegg B. For hver byggefase blir egenvekt først aktivert. Egenvekten fra ny etappestøp blir belastet den allerede aktive konstruksjonen. Deretter vil spennkablene aktiveres, og kryp og svinn starter å virke på konstruksjonen. Når betongen er tilstrekkelig herdet vil vekten av forskalingsvognen bli belastet den nyeste byggefasen samtidig som forskalingsvognlasten blir deaktivert for forrige byggefase.

Hver byggefase blir definert i Sofistik som egen «group». I CSM blir hver enkelt «group» (byggefase, konstruksjonsdel) aktivert. Her blir også tilhørende spennarmering, kryp, svinn og forskalingsvognlast aktivert/deaktivert.

I Sofistik bruker man «groups» for å bestemme byggefasene (på samme måte som RM definerer når hvert element aktiveres) må man for Sofistik definere når hver «group» aktiveres. Hver «group» er modellert likt som elementene i RM.

Typisk nummerering for fasene er:

**100:** FFB2-2 (Fritt fram bygg etappe 2 fra akse 2)

**101:** Oppspenning

**105:** Kryp og svinn

**109:** Midlertidig last

Midlertidig last blir brukt på nyttelast i byggefasen(forskalingsvogn), jekking av koblingseksjonen og for modellering av byggefase for hjelpesøylene. Midlertid last er typisk aktiv fram til kryp og svinn starter på neste seksjon.

#### **Genererte lasttilfeller i Sofistik etter CSM:**

Når Sofistik kjører *CSM-modulen* genereres flere sett med lasttilfeller.

**LC4000 - 4999** - Krefter beregnes. F.eks LC4040 er summen av alle foregående lasttilfeller.

**LC5000 - 5999** - Representerer krefter og forskyvninger for hvert enkelt lasttilfelle.

**LC6000- 6999** - Eigenstresser (Indre spenninger forårsaket av kryp- og svinn ved spennarmert betong)

**LC7000- 7003** - Summering av egenvekt, kryp og svinn og spennarmering gjort hver for seg.

**LC7010- 7999** - Summering av ytre krefter og forskyvninger for alle foregående lasttilfeller, hvor også indre spenninger pga. kryp og svinn inkluderes. Disse lasttilfellene representerer de virkelige spenningene.

**LC15000-15999** - Primæreffekt av spennarmering i byggefasen.

**LC16000-16999** - Sekundæreffekter av spennarmering i byggefasen.

Ved lastkombinering og for dimensjonering brukes lasttilfeller LC5000, LC6000, LC15000 og LC16000 med sine tilhørende lastfaktorer.

#### **7.2.5 Spennarmering**

Kriterier for oppspenningskraft og materialparametere er gitt i kapittel 3 og i vedlegg A.

Alle spennkablene i brua er av typen 15 x 0,62 eller 19 x 0,62'' tau. Kablene er plassert i bruplate og bunnplate. Det er ikke kabler i steget. 15 taus kabler benyttes for søylehodet og de 3 første FFB-etappene ved akse 2 og 3.

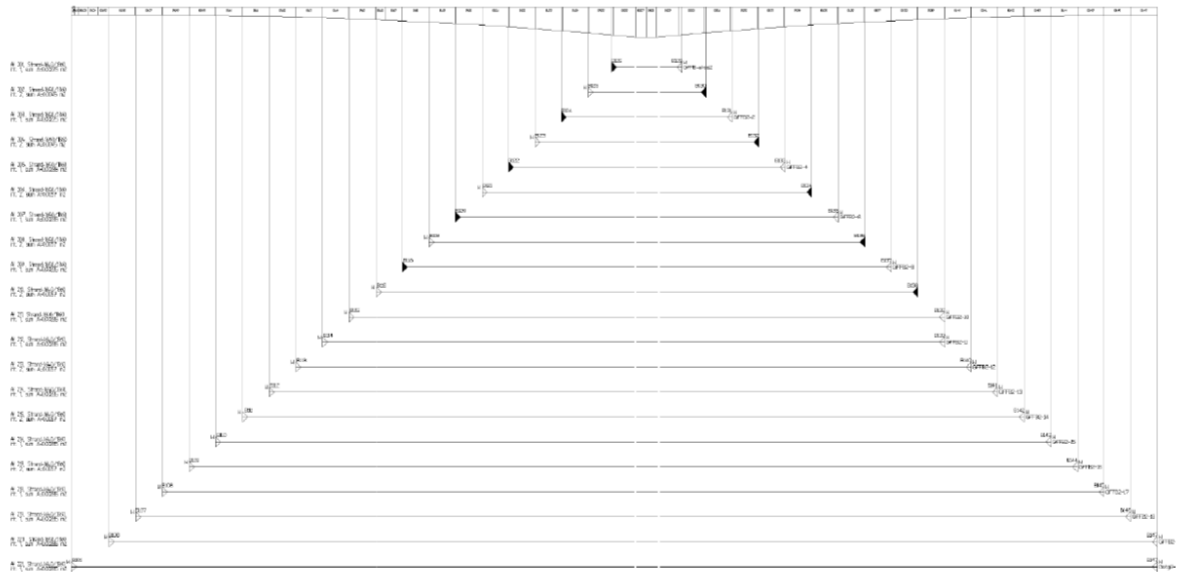
Tyngdepunkt i overkant av bruplate for spennarmeringskabel: 0,175m til senter kabel for lag 1.

Tyngdepunkt i overkant av bruplate for spennarmeringskabel: 0,375m til senter kabel for lag 2.

Tyngdepunkt i underkant av bruplate for spennarmeringskabel: 0,155m til senter kabel.

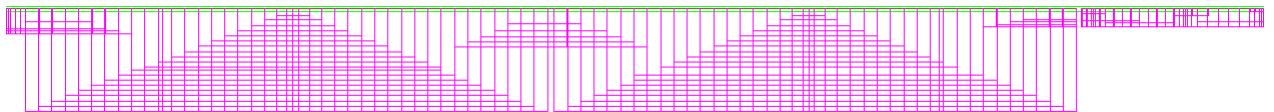
Spennkablene ligger med jevn vertikal avstand fra topp/bunn plate som gitt ovenfor. Det er valgt og ikke modellere horisontalkurvaturen på spennkablene. Horisontalkurvaturen på spennkablene vil gi et tap i starten av kablene og noe lavere gjennomsnittskraft. Det er likevel valgt å se bort i fra denne effekten i modelleringen av kablene i Sofistik og RM bridge i denne oppgaven. Dette fordi det gir mindre rom for feilmodellering og større sannsynlighet for et bedre sammenligningsgrunnlag.

Alle kablene er modellert i samme kabelbane helt rett i senterlinje bru. Lokale krefter i tverretningen skal ikke vurderes, og dette er derfor en grei betraktning.

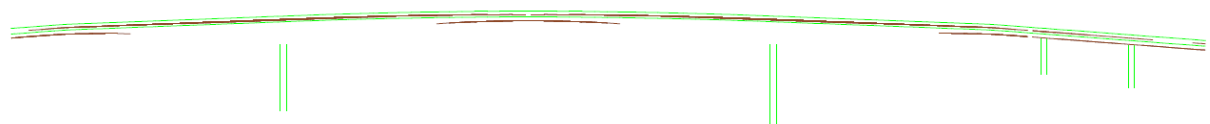


Figur 7- 8: Oppspenning av spennkabler FFB-del over akse 2, hentet fra [10]

Figur 7- 8 viser oppspenningen av kablene i FFB-del ved akse 2. Ved akse 3 er oppspenningen lik som ved akse 2. De hvite trekantene i figur 7 – 8 symboliserer den aktive forankringen, mens de svarte trekantene symboliserer den passive forankringen.



Figur 7- 9: Spennkablene i brua ferdig modellert



Figur 7- 10: Spennkablene i brua ferdig modellert

Figur 7- 9 og figur 7- 10 viser spennkablene modellert i Sofistik.

Spennkablene i overkant bruplate skal i hovedsak ta den påkjenninga bruplata blir påkjent av i byggefasen hvor det oppstår strekk i overkant. Spennkabler i UK spennes opp etter hovedspennet er koblet sammen og skal i hovedsak ta krefter som oppstår pga. trafikk, super-egenvekt og omlagring av krefter.

### **7.3 VERIFISERING AV MODELLEN**

Sammenligning av krefter fra byggefaser og egenvekt mellom RM bridge og Sofistik er en god verifisering av at Sofistik-modellen er bygd opp korrekt med tanke på tverrsnittsgeometri, spenninndeling og grensebetingelser. Bjelke modellen i RM bridge er gjennom prosjekteringen av Dolmsundbrua godt gjennomarbeidet, og globalanalysen er kontrollert av en tredjepart. Sammenligningen av egenvekten for de to programmene er gjort i vedlegg C.

Verifikasjon av kryp- og svinneffekter er utført i kapittel 8.

## 8 KRYP- OG SVINNEFFEKTER I SOFISTIK OG RM BRIDGE

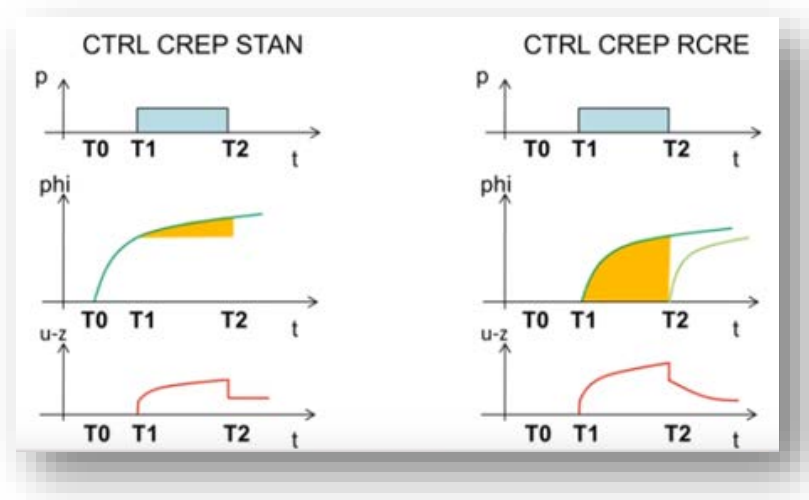
Dette kapitlet tar for seg hvordan beregningsprogrammene RM bridge og Sofistik løser kryp- og svinneffekter. Det er forsøkt å verifisere hvordan Sofistik og RM bridge behandler kryp og svinn. Sofistik har to forskjellige metoder og behandle kryp på. For å forstå hvordan Sofistik behandler kryp er det valgt å se nærmere på disse to metodene.

### 8.1 KRYP I SOFISTIK

Sofistik beregner kryptallet ut fra hvilken prosjekteringsstandard man velger.

Dolmsundbrua er prosjektert etter EC2 og Sofistik beregner da kryptallet  $\phi(t, t_0)$  etter EC2, tillegg B.1.

Det er viktig å forstå hvilken krypmetode Sofistik bruker for å beregne krypeffektene på en brukonstruksjon. Fra brukermanualen [13] forklares dette nærmere. I Sofistik er det to forskjellige metoder og behandle kryp på. De kalles *standard kryp* og *realistisk kryp*. Sofistik beregner kryptallet individuelt for hver byggefase eller «creep step». Det betyr at for hvert «creep step», dvs. i dette tilfellet hver byggefase, så vil Sofistik beregne en ny krypverdi. Det endelige kryptallet  $\phi(100 \text{ år}, t_0)$  blir summen av alle delkryptallene. Figur 8-1 viser hvordan kryptall og nedbøyning påvirkes av en konstant last fra tid  $t_1$  til  $t_2$  med *standard kryp* og *realistisk kryp*.



Figur 8-1: Standard og reelt kryp framstilt grafisk, hentet fra [13]

Venstre side av figur 8-1 viser funksjonen *standard kryp* («ctrl crep stan»). Høyre side av figur viser funksjonen *realistisk kryp* («ctrl crep rcrc») i Sofistik.

De øverste grafene viser på- og avlastningen av konstruksjonen, med last  $p$ . Konstruksjonen pålastes ved tidspunkt  $t_1$ , og avlastes ved tidspunkt  $t_2$ .

De midterste grafene viser hvordan utviklingen av kryptallet  $\phi$  utvikler seg over tid. Det gule området viser kryptallet  $\phi$  som brukes for den gitte tidsperioden. Den siste linjen ( $u-z$ ) viser den vertikale nedbøyningen over tid.

De nederste grafene i figur 8-1 viser hvordan nedbøyningen for kryp pga. last  $p$  blir i *standard kryp* og *realistisk kryp*.

For *standard kryp* hentes kryptallverdien fra krypkurven vist til venstre. Dette viser at krypkurven til *standard kryp* ikke tar hensyn til at konstruksjonen lastet på ved et annet tidspunkt enn  $t_0$ , og alle kryptall blir hentet fra kurven som blir generert ved belastning  $t_0$ . Dette samsvarer godt med beskrevet kryptmodell, RCM i kapittel 2. For *realistisk kryp* lages det en ny krypkurve for hvert lasttilfelle. Dette stemmer godt med LSM.

Figur 8-1 viser klart forskjellen mellom bruk av *standard kryp* og *realistisk kryp* på nedbøyningen. Ved tidspunkt T2 i figur 8-1 er konstruksjonen i utgangspunktet spenningsløs (konstruksjonen er avlastet). Med *standard kryp* vil den elastiske deformasjonen tilbakeføres og den gjenstående deformasjonen pga. kryp vil gjenstå. Da kan det tenkes at ikke mer deformasjon vil skje. Men kryp har ikke bare permanente, men også reversible komponenter. Som beskrevet i kapittel 2 «husker» konstruksjonen tilstanden før pålasting og vil prøve å komme tilbake til den tilstanden. Den totale deformasjonen kan derfor bli splittet i to bidrag, hvor det siste kalles forsinket elastisk deformasjon. Figur 8-1 illustrerer hvordan, ved bruk av funksjonen *realistisk kryp*, den reversible krypkomponenten blir tatt hånd om i Sofistik.

For å ta hensyn til flere byggefaser regner Sofistik automatisk ut et nytt delkryptall for hver byggefase. Hvis det er ønskelig kan det i Sofistik settes såkalte «creep steps» til høyere enn 1. Hver byggefase er relativt kort, så det er tilstrekkelig med ett «creep step» for hver byggefase. Ved beregning av kryptverdier fra bruåpning til enden av bruas levetid deles det inn i flere «creep steps» for å få mer nøyaktige resultater. Ved store endringer i tid og spenning er det viktig å dele opp i flere «creep steps» for at programmet skal greie å konvergere mot riktig resultat.

Creep Values		Construction Stages 686 - 689							
Grp	Mat	h- $\theta$ [m]	t $\theta$ [d]	CS 686	CS 687	CS 688	CS 689	total $\varphi$ -eff	
		t[d]	---	3951	5341	7222	9765		37489
		RH[%]	---	70	70	70	70		
		T[°C]	---	20	20	20	20		
1	1	0.6	3	0.01	0.01	0.01	0.01	1.87	$1.05^1$
		RCRE	12	0.01	0.01	0.01	0.00	1.44	$1.05^1$
			23	0.01	0.01	0.01	0.00	1.28	$1.05^1$

Figur 8 - 2: Kryptverdier i Sofistik

Figur 8 - 2 viser en tabell for delkryptall i de forskjellige byggefaser hentet fra Sofistik. Som tabellen viser får hvert «creep step», som også vil si hver byggefase, hvert sitt delkryptall. Dette er likt for både *standard kryp* og *realistisk kryp*. Uthevet med gult på figur 8 - 2 viser  $\Delta \varphi$  for group 1 (Viadukten) fra tid 3951 dager til tid 5341 dager. Ved å bruke funksjonen *realistisk kryp* får hvert lasttilfelle en egen kryptverdi. Den første lasten, altså støpeetappen, får en krypkurve fra tid  $t_0$ . Lasttilfelle 2, i dette tilfelle støpeetappe 2, får ny krypkurve som starter fra en ny  $t_0$ . Den totale kryptverdien etter 100 år for det tredje lasttilfellet er ringet rundt i rødt. Den totale kryptverdien for det første lasttilfellet etter 100 år er ringet rundt i blått i figuren ovenfor.



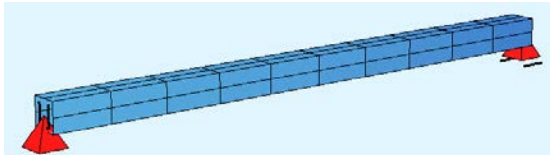
For dette prosjektet er det valgt å bruke *realistisk kryp*. Dette gir de mest korrekte krypverdiene for hele bruas levetid, inkludert byggefasene.

### 8.1.1 Verifisering av nedbøyning for standard kryp og realistisk kryp

Som det ble beskrevet tidligere tar ikke *standard kryp* hensyn til pålastingstidspunktet på samme måte som *realistisk kryp*. For å illustrere dette litt bedre er det valgt å lage en enkel fritt opplagt bjelkemodell som lastes på ved ulike tidspunkt.

### 8.1.2 Testmodell

Figur 8 - 3 viser en fritt opplagt bjelke modellert i Sofistik.



Figur 8- 3: Testmodell i Sofistik

Bjelken har tverrsnitt  $b \times h = 1\text{ m} \times 1\text{ m}$  og spennvidde 20m. Bjelken pålastes med en punktlast  $P = 10\text{ kN}$ .

### 8.1.3 Lasttilfeller

Ser på to forskjellige lasttilfeller for å illustrere forskjellene:

Lasttilfelle	$t_0$ [dager]	Påføring punktlast P[dager]
1	28	28
2	3	28

#### Lasttilfelle 1:

Bjelken støpes og belastes med punktlast  $p$  etter 28 dager,  $t_0=28$  dager. Kryptallet blir beregnet i standard kryp og realistisk kryp etter  $t_0 = 28$  dager. Ser deretter igjen på nedbøyningen for kryp pga. lasten  $p$  28 dager etter lasten påføres,  $t_1 = 56$  dager.

Realistik kryp:

Creep Values						
Grp	Mat	h-θ [mm]	tθ [d]	CS 20	CS 40	total φ-eff
		t[d]	--->	28	28	56
		RH[%]	--->	70	70	
		T[°C]	--->	20	20	
1	1	500.0	28	0.45	0.10	0.55
		RCRE	56	-	0.40	0.40

Grp group number  
h-θ notional size (2A/U)  
tθ age of concrete at time of loading  
CS construction stage creep part Δφ-eff  
φ-eff sum construction stage creep parts  
t effective duration creep interval  
RH relative humidity  
T temperature in creep interval  
RCRE Creep value for a later (at tθ) acting load part (backward creeping)

Standard kryp:

Creep Values						
Grp	Mat	h-θ [mm]	tθ [d]	CS 20	CS 40	total φ-eff
		t[d]	--->	28	28	56
		RH[%]	--->	70	70	
		T[°C]	--->	20	20	
1	1	500.0	28	0.45	0.10	0.55

Grp group number  
h-θ notional size (2A/U)  
tθ age of concrete at time of loading  
CS construction stage creep part Δφ-eff  
φ-eff sum construction stage creep parts  
t effective duration creep interval  
RH relative humidity  
T temperature in creep interval

Figur 8- 4: Krypverdier for realistisk kryp

8 - 5: Krypverdier for standard kryp

Figur 8-4 og figur 8-5 er hentet fra Sofistik og viser kryptall for hver byggefase. Uthevet område for figur 8-4 og figur 8-5 blir brukt til beregning av nedbøyning pga. kryp etter 28

dager. Ser at *standard kryp* og *realistisk kryp* bruker samme kryptall for nedbøyningsberegningene. Dette er fordi pålastningen skjer ved tidspunkt  $t_0$ .

Nedbøyning:

Lasttilfell	Standard kryp[mm]	Realistisk kryp [mm]
1	0,844	0,844

Kan se at nedbøyningen for de to kryptmetoden også blir det samme.

### Lasttilfelle 2:

Bjelkes støpes og forskaling fjernes etter 3 dager. Punktlast  $p$  blir satt på, som i lasttilfelle 1, etter 28 dager. Egenvekten er deaktivert. Dette betyr i realiteten at bjelken ikke vil bli påkjent noen last før etter 28 dager, når last  $p$  blir aktivert.

Realistisk kryp:

Creep Values						
Grp	Mat	h- $\theta$ [mm]	t $\theta$ [d]	CS 20	CS 40	total $\phi$ -eff
		t [d]	---	25	28	53
		RH[%]	---	70	70	
		T [°C]	---	20	20	
1	1	500.0	3	0.67	0.16	0.83
		RCRE	28	-	0.45	0.45

Grp group number  
h- $\theta$  notional size (2A/U)  
t $\theta$  age of concrete at time of loading  
CS construction stage creep part  $\Delta\phi$ -eff  
 $\phi$ -eff sum construction stage creep parts  
t effective duration creep interval  
RH relative humidity  
T temperature in creep interval  
RCRE Creep value for a later (at t $\theta$ ) acting load part (backward creeping)

Standard kryp:

Creep Values						
Grp	Mat	h- $\theta$ [mm]	t $\theta$ [d]	CS 20	CS 40	total $\phi$ -eff
		t [d]	---	25	28	53
		RH[%]	---	70	70	
		T [°C]	---	20	20	
1	1	500.0	3	0.67	0.16	0.83

Grp group number  
h- $\theta$  notional size (2A/U)  
t $\theta$  age of concrete at time of loading  
CS construction stage creep part  $\Delta\phi$ -eff  
 $\phi$ -eff sum construction stage creep parts  
t effective duration creep interval  
RH relative humidity  
T temperature in creep interval

Figur 8-6 Krypverdier for realistisk kryp

Figur 8-7: Krypverdier for standard kryp

### Hvordan *standard kryp* beregner nedbøyning for lasttilfelle 2:

For *standard kryp* henter Sofistik ut kryptverdi uthevet i figur 8-7. Siden bjelken blir «aktivert» etter 3 dager, lager sofistik en kryptkurve fra  $t_0 = 3$  dager. For å finne nedbøyning pga. krypt for punktlast  $p$  henter *standard kryp* en delkryptallverdi lik  $\Delta\phi = 0,16$  (uthevet i figur 8-7), som er beregnet ut fra kryptkurven som er generert for  $t_0 = 3$  dager. Den brukes for å beregne nedbøyningen for punktlasten  $p$  som først settes på etter 28 dager.

### Hvordan *realistisk kryp* beregner nedbøyning for lasttilfelle 2:

Realistisk kryp lager en ny kryptkurve for punktlast  $p$  med ny  $t_0 = 28$  dager,  $\phi = 0,45$ . Se uthevet område på figur 8 - 6.

Nedbøyning:

Lasttilfelle	Standard kryp[mm]	Realistisk kryp [mm]
2	0,675	0,844

I lasttilfellet 1 og 2 blir lasten påført for samme tidspunkt, og det skal i teorien bli beregnet en lik nedbøyning for de to lasttilfellene. For *realistisk kryp* stemmer dette med teori. Lasttilfelle 1 og 2 gir begge en nedbøyning lik 0,844mm. For *standard kryp* gir de to lasttilfellene to forskjellige nedbøyninger. Lasttilfelle 1 gir en nedbøyning lik 0,844mm, men lasttilfelle 2 gir

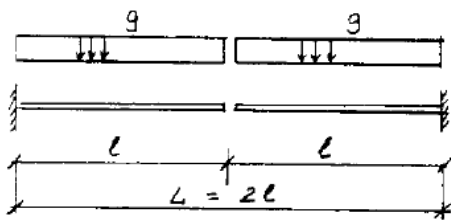
en nedbøyning lik 0,675mm. Dette fordi *standard kryp* ikke tar hensyn til nytt belastningstidspunkt.

#### 8.1.4 Verifikasjon av kryputvikling i Sofistik

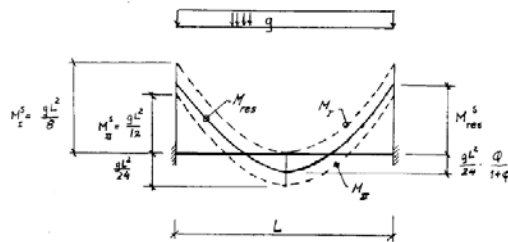
Det er vanskelig å verifisere at Sofistik beregner tøyninger pga. kryp riktig for Dolmsundbrua med håndberegninger. Tøyningene forandrer seg for hver byggefase, med økt spenning og nytt kryptall. Dette blir til slutt en stor mengde data som det er vanskelig å kontrollere med håndberegninger. Det er derfor valgt å se på et enklere system, med en enkelt last for å studere kryputviklingen i Sofistik. I dette delkapittelet blir det utført to forskjellige kontroller mot Sofistik på kryputvikling.

Den første verifikasjonen er å modellere to utkragere som støpes, og blir belastet egenvekt. Deretter blir de sammenkoblet, og påført kryp. Dette for å se hvordan Sofistik håndterer krypomsparing.

Brukompndiet fra Sørensen [18] beskriver hvordan to utkragere som støpes går fra ett statisk system til ett annet og vil, pga. kryp, få en omfordeling av egenlastmomentene over tid. Dette er en enkel sjekk og gjøre med håndberegninger, og er en problemstilling relatert til sammenkobling av midtspennet på Dolmsundbrua.



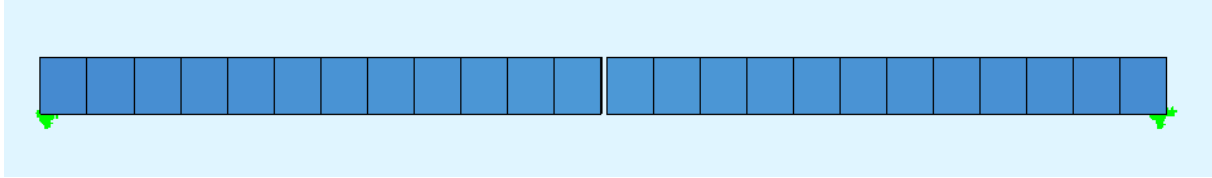
Figur 8-8 Statisk system før sammenkobling fra [18]



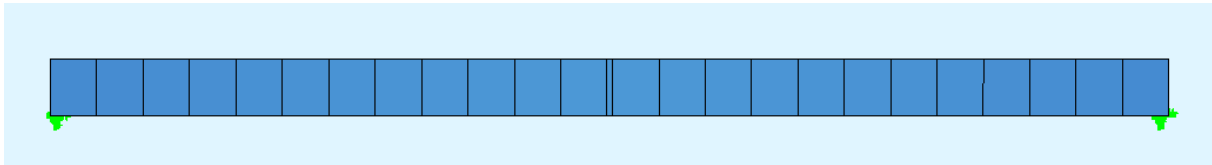
Figur 8-9 Momentforløp etter sammenkoblet system [18]

## Problemstilling

Konstruksjonen består av to utkragere som blir sammenkoblet. Rektangulært tverrsnitt med slakkarmert betong. Dimensjoner lik  $B \times H = 1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$  og spennvidde lik 20m. Figur 8 – 10 viser bjelke modellen i Sofistik før sammenkobling. Figur 8 – 11 viser modellen etter sammenkobling.



Figur 8-10 Bjelkemodell fra Sofistik før kobling



Figur 8-11 Bjelkemodell fra Sofistik etter kobling

Beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004 (NA) [4]

Material: B45

$$E_{cm} = 36\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = 53 \text{ N/mm}^2$$

### Laster:

$$\text{Egenvekt: } \gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

## Håndberegninger

Før sammenkobling gir egenvekten et moment i utkrageren lik

$$M_g = \frac{q \cdot L^2}{2}, \quad L = 10\text{m}$$

Rett etter sammenkobling vil fortsatt utkragermomentene være uforandret. Når krepkrefter blir påført konstruksjonen oppstår det en om lagring av egenlastmomentene. Etter krepomlagringen er utkragermoment gitt fra [18], ligning 4.72:

$$M_{res,s} = \frac{q \cdot L^2}{8} * \frac{1}{1+\varphi} + \frac{q \cdot L^2}{12} * \frac{\varphi}{1+\varphi}, \quad L=20\text{m}$$

Feltmoment etter krepomlagring er gitt ved:

$$M_{res,f} = \frac{q \cdot L^2}{24} * \frac{1}{1+\varphi}, \quad L=20\text{m}$$

## Sammenligning av håndberegninger og Sofistik

Kryptall for 100 år beregnet etter EC2, tillegg B.1, er presentert i vedlegg E. Resultater fra Sofistik er presentert i Vedlegg D. Tabell 8 - 1 viser momentkrefter for testbjelken før og etter sammenkobling for støtte og felt. Disse resultatene er sammenlignet med håndberegninger som er presentert i tabell 8 - 1.

	Håndberegning	Sofistik	Avvik [%]
<b>Utkragermoment før kobling[kNm]</b>	-1250	-1250	0
<b>Utkragermoment etter 100år [kNm]</b>	-972	-962	1,0
<b>Feltmoment etter 100år[kNm]</b>	278	300	7,3
<b>Kryptall etter 100år</b>	2,01	2,01	0

Tabell 8- 1 Sammenligning krypomsparing egenlast

Som det kommer frem av tabellen samsvarer teori og Sofistik bra. I Sofistik omfordeles en litt større andel av egenlastmomentene til felt etter påkjenning av kryp, men det er ingen store avvik (7,3% i felt og 1,0% over støtte) mellom teori og Sofistik.

Det er verdt å merke seg at Dolmsundbrua består av mange byggefaser med varierende tverrsnitt. Bøvestivheten over hovedpilarene er mye større enn i midtspenn, som betyr at momentfordeling vil bli forskjellig fra teorien som er presentert her, som tar utgangspunkt en bjelke med konstant tverrsnitt. I tillegg til forskjellige utstøpingsrekkefølge for de to fritt frambygdene vil derfor ikke denne teorien være direkte overførbar, men det er en god indikasjon på at Sofistik beregner krypomsparing på en tilfredsstillende måte.

### 8.1.5 Kontroll av beregnet kryptall for Dolmsundbrua, i Sofistik

Den andre verifiseringen omfatter en kontroll av utregnet kryptall i Sofistik for Dolmsundbrua sammenlignet med håndberegninger etter EC2, tillegg B, B.1. Figur 8 – 12 viser beregnet kryptall etter EC2 sammenlignet med kryptall hentet fra Sofistik.

Creep Values				Construction Stages 15 - 115												
Grp	Mat	Type	h- $\theta$ [mm]	t $\theta$ [d]	CS 15	CS 25	CS 35	CS 45	CS 55	CS 65	CS 75	CS 85	CS 95	CS 105	CS 115	
			t [d]	---->	3	9	11	16	11	70	81	49	27	15	13	
			RH [%]	---->	80	80	80	80	80	80	80	70	70	70	70	
			T [°C]	---->	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
1	1	beam	832.0	3	-	-	-	-	-	-	-	-	0.62	0.09	0.06	
2	1	beam	806.0	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.52	0.11	
3	1	beam	780.0	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.50	

Beregning av kryptall iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Tillegg B, B.1		
t	Alder i døgn på betraktet tidspunkt	27
t0	Alder i døgn ved belastning	3
fcm	28-døgns trykkfasthet	53
RH	relativ luftfuktighet(%)	70
h0	Effektive tverrsnittstykkelsen(mm)	832
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	Parametre som avhenger av betongfastheten	
$\alpha_1$		0,748
$\alpha_2$		0,920
$\alpha_3$		0,813
$\phi$ -RH	Virkning av relativ fuktighet	1,140
$\beta$ fcm	Virkning av fasthet på kryptallet	2,308
$\beta$ t0	Virkning av alder ved pålastning	0,743
$\beta$ H	Avhenger av RH og h0	1219,0
$\phi_0$	Normert kryptall	1,955
$\beta$ c(t,t0)	Faktor som beskriver kryptutvikling ifht tid etter belastning	0,30600382
<b>Kryptall <math>\phi(t,t_0)</math></b>		<b>0,60</b>

Figur 8-12: Krypverdier byggefase FFB2-1

Dette viser godt samsvar med utregnet kryptall og verdi hentet fra Sofistik.

Gjennomfører også en liknende kontroll for kryptall etter 100år:

Creep Values				Construction Stages 565 - 639												
Grp	Mat	Type	h- $\theta$ [mm]	t $\theta$ [d]	CS 565	CS 575	CS 615	CS 635	CS 636	CS 637	CS 638	CS 639	total $\phi$ -eff			
			t [d]	---->	9	9	78	1111	2264	4610	9390	19125	37565			
			RH [%]	---->	70	70	70	70	70	70	70	70				
			T [°C]	---->	20	20	20	20	20	20	20	20				
1	1	beam	832.0	3	0.00	0.00	0.03	0.20	0.12	0.07	0.04	0.02	1.93 / 1.05 <sup>1</sup>			
2	1	beam	806.0	3	0.00	0.00	0.03	0.21	0.13	0.07	0.04	0.02	1.93 / 1.05 <sup>1</sup>			
3	1	beam	780.0	3	0.00	0.00	0.03	0.21	0.13	0.07	0.04	0.02	1.93 / 1.05 <sup>1</sup>			

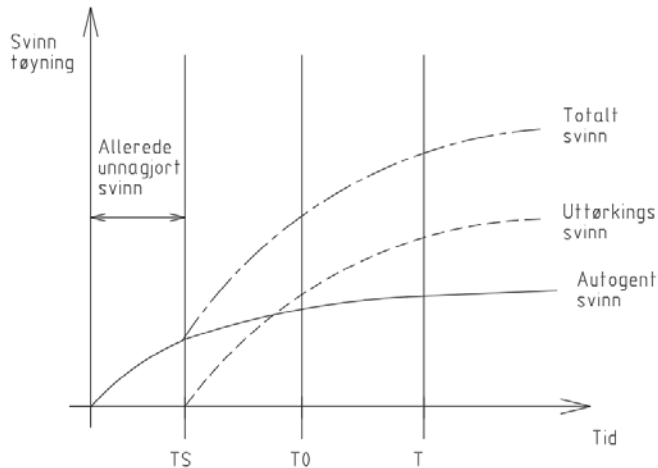
Beregning av kryptall iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Tillegg B, B.1		
t	Alder i døgn på betraktet tidspunkt	36500
t0	Alder i døgn ved belastning	3
fcm	28-døgns trykkfasthet	53
RH	relativ luftfuktighet(%)	70
h0	Effektive tverrsnittstykkelsen(mm)	832
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	Parametre som avhenger av betongfastheten	
$\alpha_1$		0,748
$\alpha_2$		0,920
$\alpha_3$		0,813
$\phi$ -RH	Virkning av relativ fuktighet	1,140
$\beta$ fcm	Virkning av fasthet på kryptallet	2,308
$\beta$ t0	Virkning av alder ved pålastning	0,743
$\beta$ H	Avhenger av RH og h0	1218,95
$\phi_0$	Normert kryptall	1,955
$\beta$ c(t,t0)	Faktor som beskriver kryptutvikling ifht tid etter belastning	0,99019
<b>Kryptall <math>\phi(t,t_0)</math></b>		<b>1,936</b>

Figur 8- 13: Krypverdi etter 100år for byggefase FFB2-1

Figur 8 - 13 viser at det er godt samsvar mellom håndberegninger og kryptverdi for Sofistik etter 100 år. Som det også kan sees fra figur 8 – 13 så dividerer Sofistik det endelige kryptallet med en faktor. Faktor 1,05 benyttes for variasjon av elastisitetsmodulen over tid. (ref. punkt 3.1.4(2) i EC2).

## 8.2 SVINN I SOFISTIK

Sofistik beregner svinntøyning for hver byggefase. Summen av alle disse delsvinntallene blir total svinntøyning. I Sofistik neglisjeres svinntøyningen som oppstår fra tiden betongen støpes  $t=0$  dager, til tiden  $t=TS$  som vist i figur 8-14.



Figur 8-14: Svinn i Sofistik

Det autogene svinnet starter med en gang betongen støpes. I Sofistik så aktiveres betongelementene etter TS dager, og da regner ikke Sofistik med det svinnet som har foregått mellom 0 til TS dager av betongens levetid. I Sofistik antas det at betongen ikke vil bli påkjent noen svinntøyning før tiden TS. Tiden er i Sofistik satt til  $TS=3$  dager. Dette vil si at det autogene svinnet som virker fra 0 til 3 dager etter støp av betongen ikke inkluderes som en svinntøyning i Sofistik.

### 8.2.1 Kontroll av svinneffekter i Sofistik

Shrinkage Values *10 <sup>-6</sup>				Construction Stages 637 - 639				
Grp	Mat	Type	h-θ [mm]	ts [d]	CS 637	CS 638	CS 639	total ε-cs
			t[d]	---	4610	9390	19125	37565
			RH[%]	---	70	70	70	
			T[°C]	---	20	20	20	
1	1	beam	832.0	3	-18.6	-10.2	-5.3	-263.
2	1	beam	806.0	3	-18.1	-9.8	-5.1	-263.
3	1	beam	780.0	3	-17.6	-9.5	-4.9	-263.
4	1	beam	772.0	3	-17.4	-9.3	-4.8	-263.

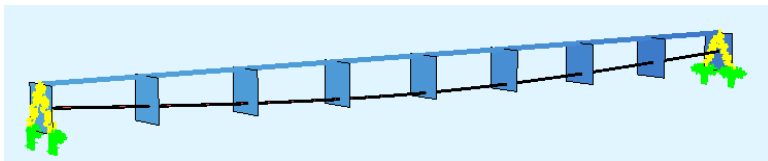
Figur 8-15: Svinneffekter hentet fra Sofistik

Som ved beregningene av kryp, beregner Sofistik et svinntall for hver byggefase, og summerer dette til et endelig svinntall. I Vedlegg E er det utført håndberegninger for svinntall. Håndberegninger viser noe avvik fra Sofistik. Fra håndberegninger er det beregnet et svinntall lik  $-2,94 \cdot 10^{-4}$ . Dette gir et avvik på ca. 10% mellom håndberegninger og Sofistik. Årsaken til at det blir et avvik mellom håndberegninger og Sofistik er beskrevet ovenfor.

### 8.3 VERIFISERING AV SPENNKRAFTTAP PGA. KRYP OG SVINN I SOFISTIK

For å verifisere spennkrafttap pga. kryp og svinn i Sofistik er det valgt å modellere en fritt opplagt bjelke i etteroppspent betong, med tverrsnitt lik  $b \times h = 1,0\text{m} \times 1,0\text{m}$ .

Det er valgt å bruke samme tverrsnitt, miljøomstendigheter og materialparametere som i delkapittel 8.1.2. Benytter derfor samme kryptall og svinntøyning beregnet i vedlegg E. I denne verifiseringen er det valgt å se bort ifra spennkrafttap pga. relaksasjon. I Sofistik blir den satt lik null. Håndberegninger for tap av spennkraft pga. kryp og svinn er utført i Vedlegg F. Figur 8 - 16 viser en fritt opplagt betongbjelke i Sofistik, med en parabelgeometri på spennkabelen.



Figur 8- 16: Fritt opplagret bjelke i Sofistik

Tabell 8 - 2 sammenligner håndberegninger for kryp og svinn, og for spennarmeringstap pga. kryp og svinn.

	Håndberegn.	Sofistik	Avvik, i %
<b>Svinntøyning</b>	2,91	2,71	7,4
<b>Kryptall</b>	2,01	2,01	0,0
<b><math>\Delta\sigma_{p,c+s}</math>[Mpa]</b>	-71,09	-66,79	6,4
<b><math>\Delta P_{p,c+s}</math>[kN]</b>	-159,97	-150,3	6,4

CS0	sum_G	0.0	1250.00	0.00	0.00
CS1	sum_P	-2872.3	-1147.74	0.00	1276.58
CS2	sum_C	150.3	59.03	0.00	-66.79

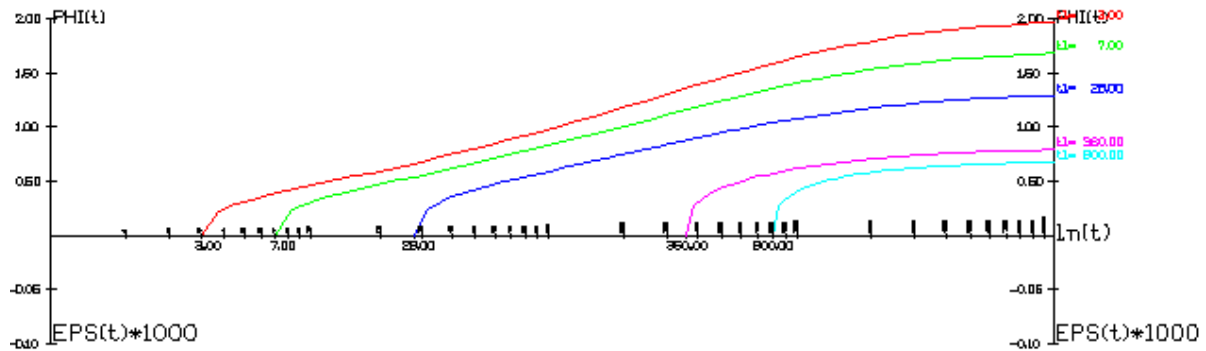
Tabell 8- 2: Sammenligning av forspenningstap pga. kryp og svinn

Tabell 8- 2 viser at det er godt samsvar mellom Sofistik og håndberegninger.



## 8.4 KRYP I RM BRIDGE

På samme måte som i Sofistik så regner RM bridge automatisk ut kryp- og svinneverdier ut fra hvilken prosjekteringsstandard man velger. RM bridge beregner kryptall etter EC2. Alle kryp- og svinneffekter blir ivaretatt gjennom ethvert stadium i løpet av bruas levetid. Figur 8 - 17 presenterer krypkurver for et gitt element for Dolmsundbrua. Figuren viser at RM bridge lager en ny krypkurve for hvert lasttilfelle, og tar derfor hensyn til belastningstidspunktet. Dette stemmer godt overens med kryptmetode LSM, beskrevet i kapittel 2.

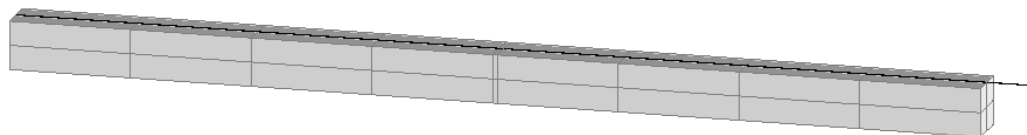


Figur 8-17: Krypkurver for element 101

Ser fra figur 8 - 17 at kryptall for 100 år er beregnet i RM bridge til  $\phi(t,t_0)=2,0$ . Ser da på kurve for belastning etter  $t_0=3$  dager. Dette stemmer godt overens med håndberegninger. Krypkurvene i RM har en litt annen form enn i Sofistik. Dette er fordi tidsaksen på figur 8-17 bruker en logaritmisk skala( $\ln(t)$ ).

### 8.4.1 Verifikasjon av kryptutvikling i RM Bridge

Det er valgt å kjøre en lignende verifikasjon av kryptutviklingen i RM bridge, som i kapittel 8.1.2. Figur 8 - 18 viser en bjelkemodell i RM bridge. Det er modellert en bjelke i RM bridge med samme geometri som i Sofistik, kapittel 8.1.2. Konstruksjonen består av to utkragere som blir sammenkoblet. Rektangulært tverrsnitt med slakkarmert betong. Dimensjoner lik  $B \times H = 1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$  og spennvidde lik 20m.



Figur 8-18 Bjelkemodell fra RM Bridge etter kobling

### Sammenligning av håndberegninger og RM Bridge

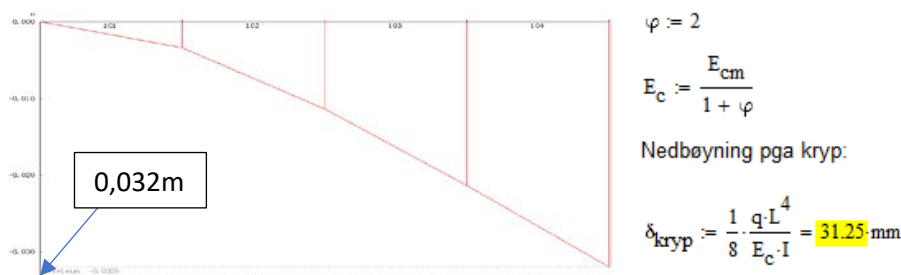
Resultater fra RM Bridge er presentert i Vedlegg D. Tabell 8 - 3 presenterer en sammenligning mellom håndberegninger og RM for momenter i felt og støtte før og etter sammenkobling av utkragerne.

	Håndberegn.	RM bridge	Avvik [%]
<b>Utkragermoment før kobling[kNm]</b>	-1250	-1250	0
<b>Utkragermoment etter 100 år[kNm]</b>	-972	-877	10,3
<b>Feltmoment etter 100år [kNm]</b>	278	372	24,8

Tabell 8- 3: Sammenligning krypomlagring egenlast

Som det kommer frem av tabell 8 - 3 samsvarer teori og RM bridge dårligere enn Sofistik. I RM bridge omfordeles en større andel av egenlastmomentene til felt (avvik 24,8%) etter påkjenning av kryp, enn ved håndberegninger.

For å kontrollere at det ikke er parameterne for kryp som er feil er det utført en enkel analyse av en utkragerbjelke med lengde lik 10m og samme tverrsnitt som eksempel ovenfor. Figur 8 - 19 viser nedbøyningsdiagram for utkragerbjelken, og sammenlignet med nedbøyningsberegninger utført for hånd.

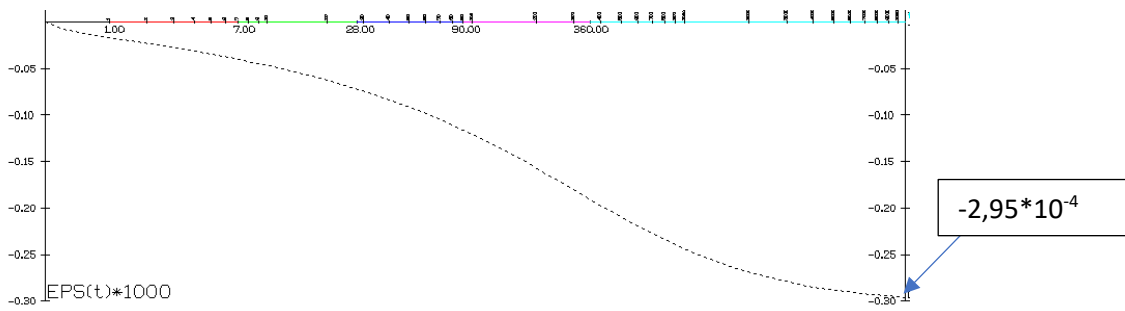


Figur 8- 19: Nedbøyning pga. egenvekt og kryp i RM

Som det kommer frem av figur 8 - 19 og håndberegninger stemmer teori og RM bridge godt overens.

Avviket oppstår når to utkrager kobles sammen og systemet blir statisk ubestemt. Det oppstår en større omlagring av krefter i RM bridge sammenlignet med håndberegninger og Sofistik.

## 8.5 SVINN I RM BRIDGE



Figur 8-20: Svinnkurve i RM bridge

Figur 8-20 viser hvordan svinn utvikler seg i RM bridge. Ved tid år 100 er svinntallet avlest fra kurve lik  $-2,95 \cdot 10^{-4}$ . Dette stemmer veldig godt overens med håndberegninger utført i vedlegg D, og kan tyde på at RM bridge beregner svinnkrefter mer korrekt enn Sofistik. I motsetning til Sofistik tar RM bridge hensyn til svinntøyningen fra betongen støpes. Men som i Sofistik påsettes først bjelkeelementet svinntøyninger etter  $t_s = 3$  dager.

## 9 SAMMENLIGNING AV RM BRIDGE OG SOFISTIK

---

I dette kapitlet sammenlignes ulike resultater for moment-, skjær- og normalkrefter for hele konstruksjonen i RM bridge og Sofistik.

Det er valgt og se på:

- Egenvekt
- Super- egenvekt
- Kryp og svinn
- Spennarmering
- Temperatur, gradient
- Temperatur, jevn temperaturforskjell

### 9.1 KREFTER

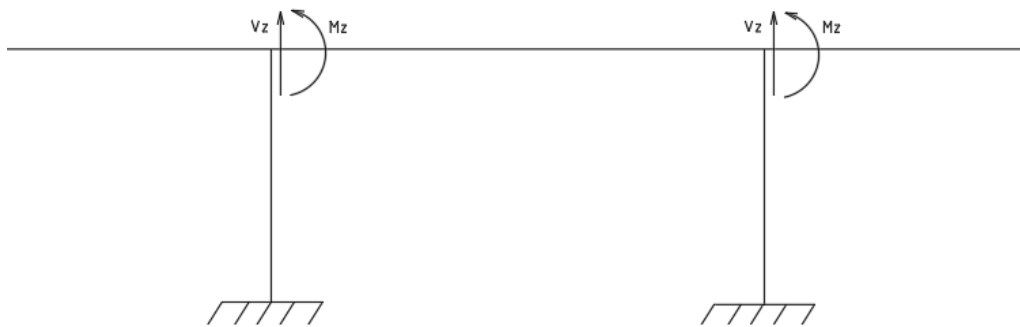
#### 9.1.1 Benevnelse av krefter

$M_z$  - Moment om bruas tverretning

$N_x$  - aksialkraft i brua lengderetning

$V_z$  - Skjærkraft i bruas lengderetning

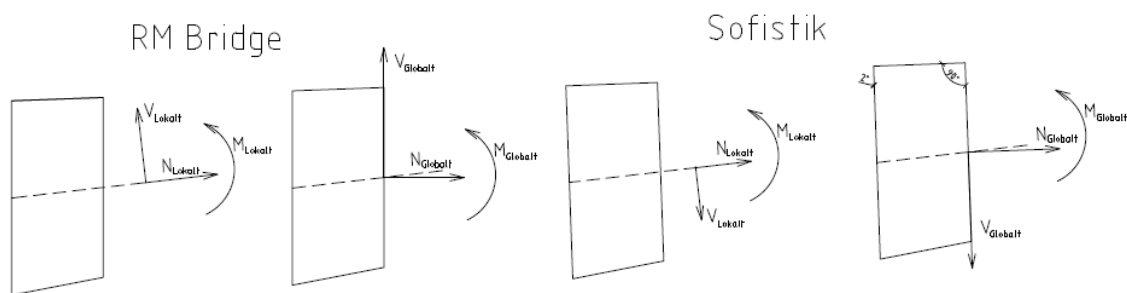
Figur 9 - 1 viser positiv retning på kreftene som hentes ut i overbygningen og i søylen.



Figur 9 - 1: Benevnelse av krefter

Det er valgt å hente ut krefter lokalt i beregningsprogrammene. Dvs. at alle kreftene hentes ut fra det elastiske senteret av bjelkeelementet. Elastiske senteret er hvor normalkraften bare skaper sentrisk tøyning og ingen momenter.

Figur 9 -2 viser element 131(i FFB-del 2). Figuren viser hvordan sofistik og RM henter ut krefter fra dette elementet lokalt og globalt. Den stiplede linjen er bjelkeelementets tverrsnittssenter.



Figur 9 - 2: Lokalt og globalt koordinatsystem i RM og Sofistik, element 130 FFB2-1.

Figur 9 - 2 viser at Sofistik og RM deler inn elementene litt forskjellig. Mens RM deler inn elementene normalt på den globale z-aksen (vertikale aksen), kutter Sofistik elementene vertikalt normalt på bruas vertikalkurvatur. Siden Dolmsundbrua ligger i en vertikalkurvatur vil elementene deles inn ulikt.

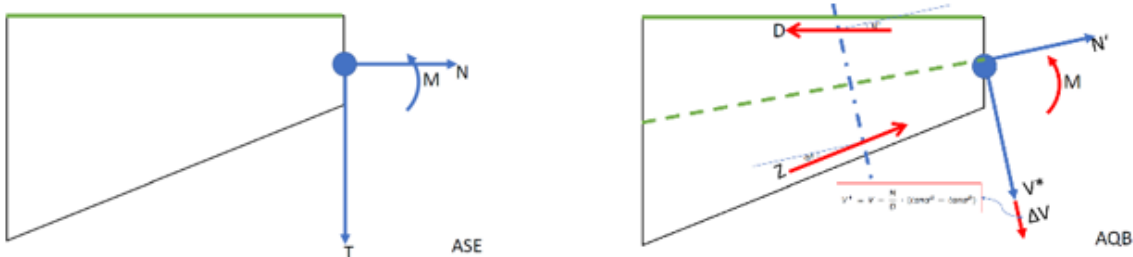
Ved å hente ut kreftene globalt vil dette føre til noe forskjellig normal- og skjærkrefter, se figur 9 - 2. Ved å hente ut kreftene lokalt vil kreftene mellom Sofistik og RM bridge hentes ut likt. Fra figur 9 - 2 kan det sees at skjærkreftene hentes ut med motsatt fortegn i Sofistik og RM bridge. For at sammenligningen av resultatene skal bli mer oversiktlig multipliseres skjærkraftverdiene fra Sofistik med faktor (-1).

Lokal skjærkraft beregnes i RM og Sofistik lik:

$$V_{Lokal} = V_{Globalt} - N_{Lokal} * \tan \theta \quad (9.1)$$

hvor  $\theta$  er vinkel mellom bjelkeaksen og horisontalaksen.

Sofistik regner ut først hver enkelt last i programmet ASE (lineær analyse). Der blir kreftene hentet ut vist i figur 9 - 3. I fritt frambygg delen vil fordelingen av skjærspenningene endres betraktelig. Dette tas hensyn til i Sofistik i AQB (tverrsnittsdimensjonering), vist på figur 9 -3.



Figur 9 - 3: Snittkrefter fra ASE og AQB i Sofistik hentet fra [13]

For å skaffe et godt sammenligningsgrunnlag er det valgt å hente ut kreftene lokalt, som beskrevet, men i Sofistik deaktivere funksjonen for redusert dimensjonerende skjærkraft.

I RM kan skjærkrefter hentes ut fra lokalt eller globalt kordinatsystem. I RM bridge kan funksjonen med å redusere skjærkapasiteten(kalt *resaleffekten* i [16]) velges for de elementene hvor dette er aktuelt. For varierende tverrsnitt, hvor tverrsnittetshøyden øker inn mot opplegg, vil dette som oftest gi en reduksjon i skjærkrefter. Det er derfor konservativt å neglisjere effekten av skrå gurter. I denne oppgaven er det valgt å se bort i fra denne effekten når kreftene hentes ut, og hente ut kreftene i lokalt koordinatsystem.

### 9.1.2 Benevnelse av laster

**G1-SUM** - Sum av egenvekt

**G2-SUM** - Sum av super-egenvekt

**G-SUM** - Sum av egenvekt og super-egenvekt

**CR-P - SUM**- Sum av kryp pga. spennarmering

**CR-SUM** - Sum av kryp pga. egenvekt

**STG-SUM** - Summen av alle permanente lastene

**FFB2-1** - FFB etappe 1 over akse 2

**FFB2-19** - FFB etappe 19 over akse 2

**FFB3-1** - FFB etappe 1 over akse 3

**FFB3-19** - FFB etappe 19 over akse 3

## 9.2 FERDIG BRU, OVERBYGNINGEN

### 9.2.1 Egenvektlaster

Resultatene for enkeltlaster for overbygningen finnes i vedlegg C. Resultatene sammenfaller for RM og Sofistik og er en god indikasjon på at tverrsnittet og grensebetingelsene er modellert likt i RM og Sofistik.

### 9.2.2 Spennarmering

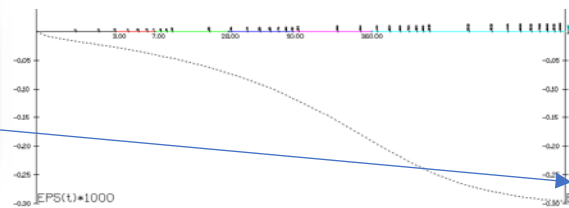
I dette lasttilfellet ser spennarmeringen i overbygningen presentert. Her er primær- og sekundæreffekter summert. Langtidstap er ikke tatt med i dette lasttilfellet. Bare umiddelbare tap pga. friksjon er inkludert. Resultatene samsvarer godt og det kan virke som RM bridge og Sofistik behandler dette likt. Resultatene finnes i vedlegg C.

### 9.2.3 Svinn

Ser her på svinn for hele konstruksjonens levetid. Alle andre effekter er neglisjert. Resultatene for svinn finnes i vedlegg C. Pga. utbyggingsrekkefølgen er det større moment over akse 3. FFB-del 3 bygges etter FFB-del 2 og en mindre del av svinnet blir unnagjort før sammenkobling for FFB-del 3, noe som skaper større tvangsmoment over akse 3.

Det er noe større svinnkrefter i RM bridge sammenlignet med Sofistik. Dette er fordi RM og Sofistik ikke beregner svinntøyningen helt likt. Svinnkraftene blir beregnet for hver byggefase i både Sofistik og RM og hver byggefase får et «delsvinnntall». Totalt svinntall er en sum av alle disse «delsvinnntallene».

Shrinkage Values *10 <sup>-6</sup>		Construction Stages 688 - 689				
Grp	Mat	h-0 [m]	ts [d]	CS 688	CS 689	total E-cs
		t[d]	7222	9765		37489
		RH[%]	70	70		
		T[°C]	20	20		
1	1	0.6	3	-1.3	-1.0	-256
2	1	0.6	3	-1.3	-1.0	-256
3	1	0.6	3	-1.3	-1.0	-256



Figur 9 - 4: Svinntall fra Sofistik

Figur 9 - 5: Svinnekurve fra RM bridge

Det at svinntall beregnes litt annerledes for Sofistik og RM bridge noe som forårsaker større svinnkrefter i RM bridge sammenlignet med Sofistik. Dette er også beskrevet i kapittel 8.2.

### 9.2.4 Temperatur

Her sees det på et jevnt temperaturfall på -10 grader for overbygningen og en temperaturforskjell i tverrsnittshøyden på 7 grader. Det jevne temperaturfallet gjør at overbygningen vil trekke seg sammen og gi tvangsmomenter over hovedpilarene. Resultatene er presentert i vedlegg C.

Resultatene for temperatur er omtrent sammenfallende for RM og Sofistik. Dette tyder på at programmene beregner temperatureffektene likt.

### 9.2.5 Jekking av hovedspennet

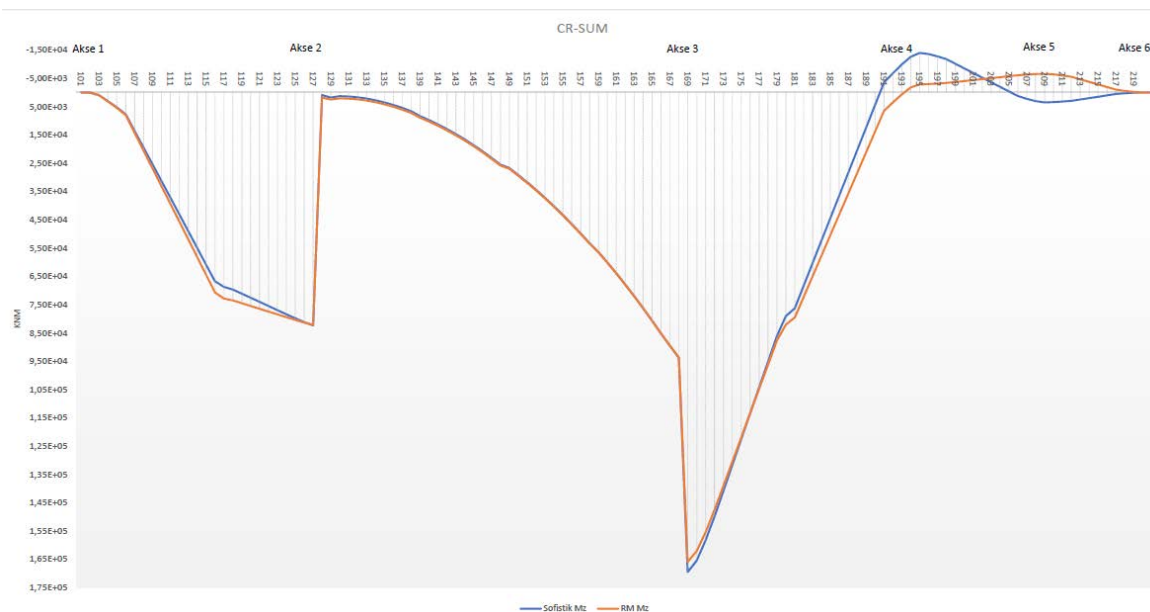
For kobling av hovedspennet blir Dolmsundbrua jekket utover med en kraft på 2500kN. Jekkekraften ble satt på utkragerarmene i midtspennet med en retning vekk fra midtspennet. Avstanden mellom kragearmene ble målt før og etter jekkingen.

	Sofistik	RM	Opptrende
Forskyvning[mm]	42	41	55

Dette viser at RM og Sofistik beregner forskyvning pga. jekking likt, men opptredende forskyvning er noe større enn beregnet. Årsaken til at det ikke beregnet forskyvning ikke stemmer helt overens med virkeligheten kan være mange og sammensatt. Det kan f.eks. være at fjærstivhetene som er brukt dataprogrammene er større enn det som faktisk er tilfelle, eller at E-modulen i realiteten er lavere enn det som har blitt brukt i dataprogrammene.

## 9.2.6 Kryp pga. egenvekt

I dette lasttilfellet blir kryp pga. egenvekt vurdert uten effektene av svinntøyninger. Det er bare vekten av betongen og super-egenvekt som er inkludert i krypberegningene. Figur 9 - 6 viser momentkreftene for kryp pga. egenvekt for RM bridge og Sofistik.



Figur 9 - 6: Moment  $M_z$  - Kryp pga. egenvekt

Årsaken til at det oppstår mye større moment over akse 3 i forhold til akse 2 er pga. utbyggingsrekkefølgen. For FFB-del ved hovedpilar akse 2 er en større andel av kryptet unnagjort før sammenkobling av hovedspennet. FFB-del som bygges ut fra akse 3, bygges etter FFB-del ved akse 2 og derfor vil mer av kryptet foregå etter sammenkobling og FFB-del ved akse 3 vil få større tvangsmomenter pga. kryp. Figur 9 - 6 illustrer godt hvilken effekt utbyggingsrekkefølgen har på krypkreftene i konstruksjonen.

Spranget i momentdiagrammet over akse 2 og 3 oppstår fordi FFB-delen som bygges mot henholdsvis akse 1 og 4 blir påkoblet en hjelpesøyle ved byggefase FFB10 og får derfor tidligere påkjenning av ytre krypkrefter når systemet da blir statisk ubestemt. Hjelpesøylen vil hindre utkrager, som bygges mot akse 1 og 4, i og trekke seg sammen. Kryptøyningene vil derfor gi et strekk i underkant overbygning, som figur 9 - 6 illustrerer. FFB-delen som bygges mot hovedspennet vil ikke bli påkjent av ytre krypkrefter før hovedspennet kobles sammen, og får derfor mindre moment over søylene.

Hjelpesøylene er i analyseprogrammene definert som midlertidige støtter. De kreftene som hjelpesøylene pådrar seg fra egenvekt, spennarmering, kryp og svinn lagres i forskjellige filer. Ved demontering av hjelpesøylar vil denne effekten bli tilbakeført til eksisterende system. Dette vil si at effekten egenvekten har ved demontering av hjelpesøylen blir separert fra effekten spennarmeringen har, og effekten kryp og svinn har på konstruksjonen ved demontering av hjelpesøylen. Årsaken til at dette i utgangspunktet gjøres er fordi spennarmering og egenvekt kan ha forskjellige lastfaktorer.

Det å separere de forskjellige permanente lastenes virkning på midlertidig støtte er bare en mulighet i Sofistik når spennarmering er inkludert i konstruksjonen. Dette er en svakhet i



Sofistik. Ved å sammenligne kryp pga. egenvekt alene inkluderes derfor ikke krypeffekten av demontering av hjelpesøylen i lastsummen CR-SUM. For at sammenligningsgrunnlaget skal bli korrekt er denne krypeffekten også utelatt i CR-SUM i RM-modellen også (blir i stedet inkludert i G-SUM) ved denne sammenligningen.

Figur 9 – 7 viser normalkraften i overbygningen for kryp pga. egenvekt.



Figur 9 - 7: Normalkraft Nx - Kryp pga. egenvekt

Figur 9 – 8 viser skjærkraften for kryp pga. egenvekt.

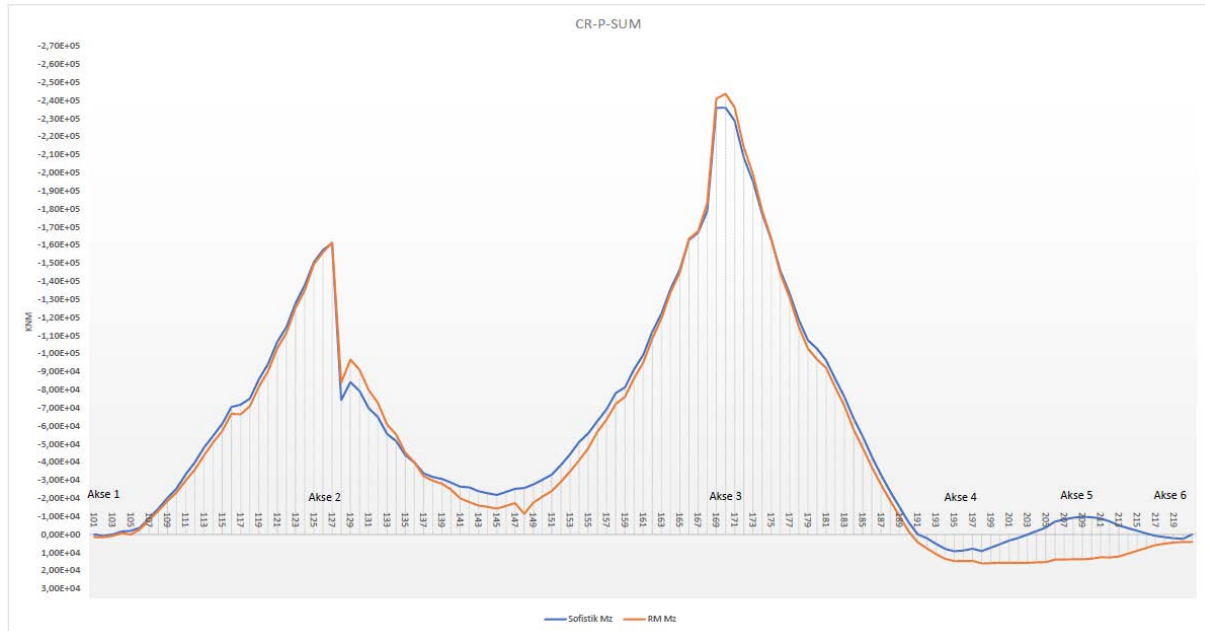


Figur 9 - 8: Skjærkraft Vx - Kryp pga. egenvekt

Normal- og skjærkreftene samsvarer godt mellom Sofistik og RM. I tillegg viser dette at Sofistik og RM beregner kryp pga. egenvekt likt, indikerer resultatene overfor at kreftene hentes ut likt i Sofistik og RM bridge.

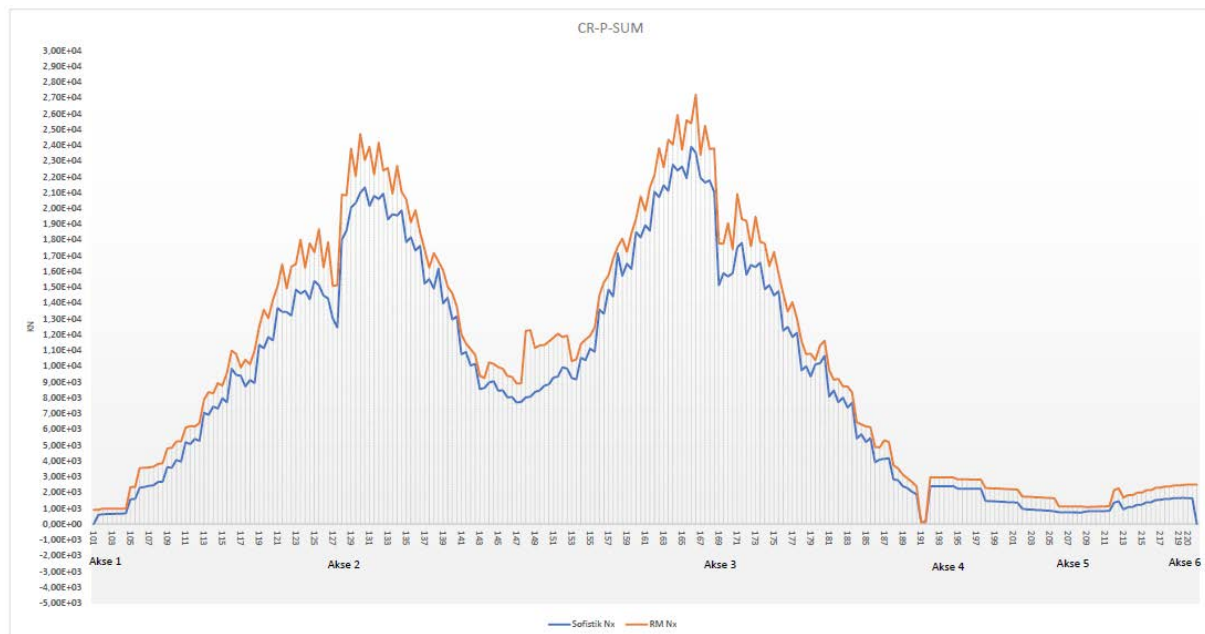
### 9.2.7 Kryp pga. spennarmering

I dette delkapittelet sammenlignes kryp pga. spennarmering etter 100 år. Relaksasjon- og svinneffekter er neglisjert i denne sammenligningen. Figur 9 - 9 viser momentkreftene i overbygningen.



Figur 9 - 9: Moment Mz - Kryp pga. spennarmering

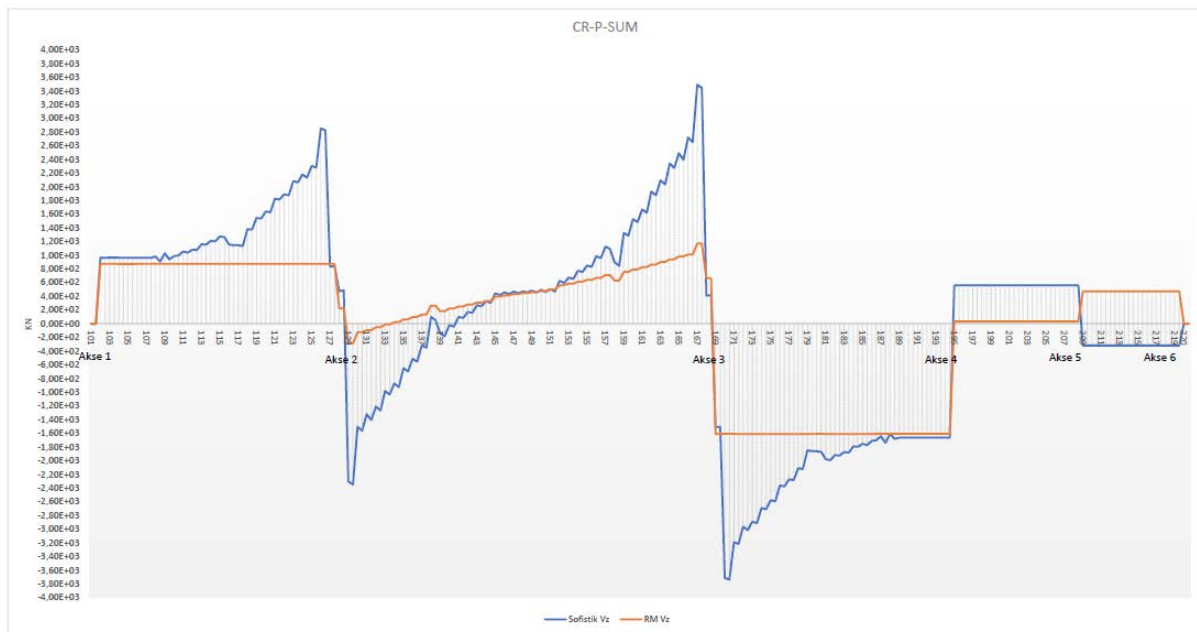
Figur 9 - 10 viser normalkraften for kryp pga. spennarmering.



Figur 9 - 10: Normalkraft Nx - Kryp pga. spennarmering

Spennarmering påfører trykk i overbygning og har derfor negativt fortegn(trykk). Kryp et tap i spennarmering, og figur 9 - 10 viser at dette skaper en strekkraft i overbygningen (positivt fortegn).

Figur 9 - 11 viser at skjærkraft for kryp pga. spennarmering.



Figur 9 - 11: Skjærkraft Vz - Kryp pga. spennarmering

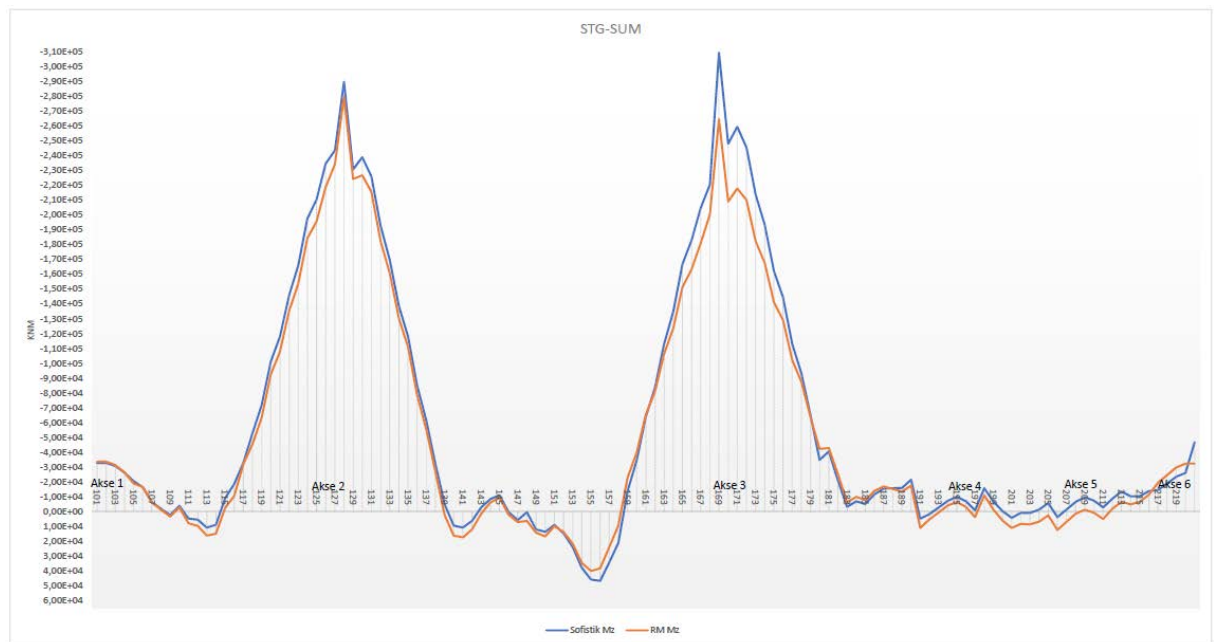
Disse resultatene viser kryp pga. spennarmering i RM og Sofistik. Resultatene viser at momentkreftene for kryp pga spennarmering er sammenfallende for Sofistik og RM. For normal- og skjærkreftene gir det noe større avvik mellom RM og Sofistik.

## 9.2.8 Ferdig bru, alle laster inkludert

Her er alle permanente laster inkludert:

- Egenvekt
- Super-egenvekt
- Spennarmering, inkludert alle tap
- Kryp og svinn
- Midlertidig last, som forskalingsvogn og jekking av hovedspenn før kobling

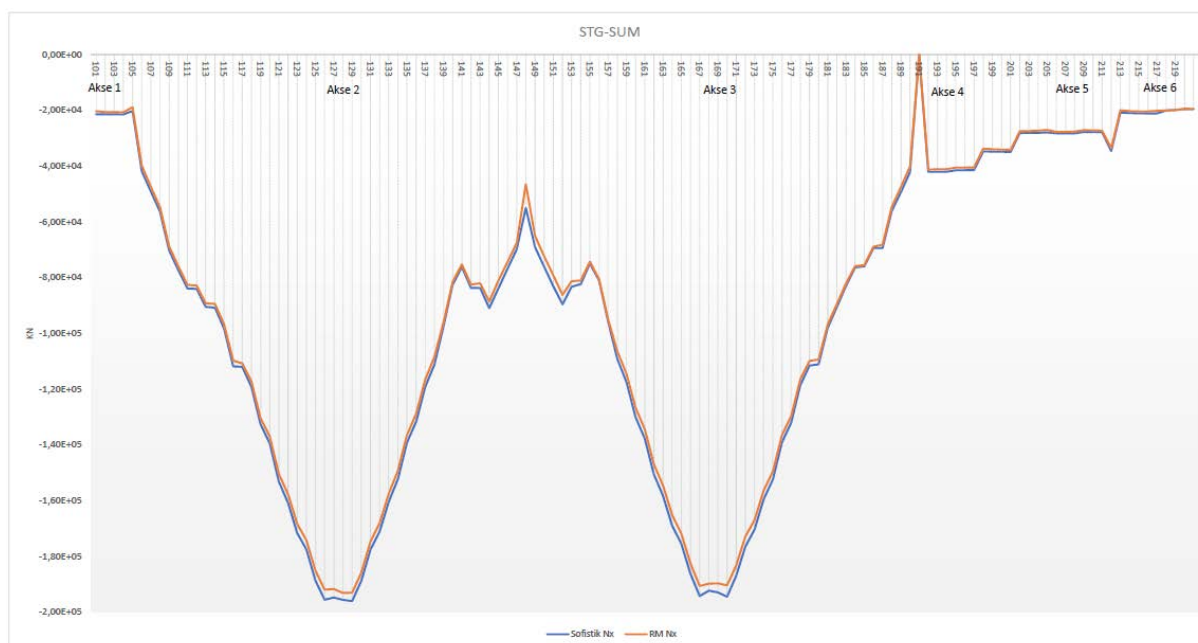
Figur 9 - 12 viser momentforløpet for overbygning i RM bridge og Sofistik for ferdig bru.



Figur 9 - 12: Moment  $M_z$  - STG-SUM

Det er godt samsvar mellom RM bridge og Sofistik for ferdig bru med alle permanente laster inkludert. Dette er ikke overraskende i og med at de to programmene samsvarer godt for de enkelte permanente lastene hver for seg, som vist tidligere i kapittelet. Over akse 3 gir det likevel noe avvik mellom programmene.

Figur 9 - 13 viser normalkraften i overbygning for ferdig bru.



Figur 9 - 13: Normalkraft  $N_x$  - STG-SUM

Figur 9 - 14 viser skjærkraften i overbygningen for ferdig bru, med alle laster inkludert.

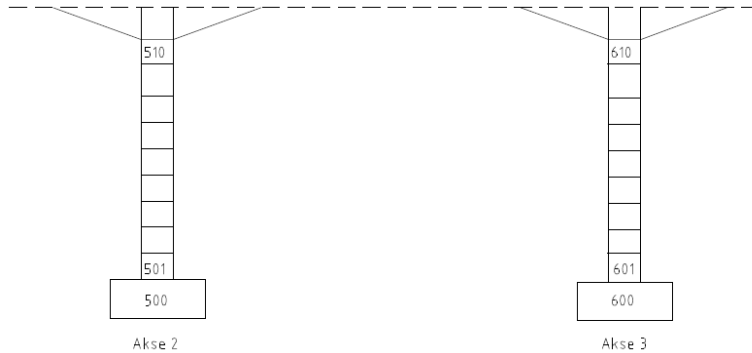


Figur 9 - 14: Skjærkraft  $V_z$  - STG-SUM

### 9.3 FERDIG BRU, UNDERBYGNINGEN

I dette delkapitlet sees det på forskjellige lasttilfeller for hovedpilarene. Resultatene er for ferdig bru etter 100 år.

**Elementinndelingen for hovedpilarene er:**



Figur 9 - 15: Elementinndeling pilarer

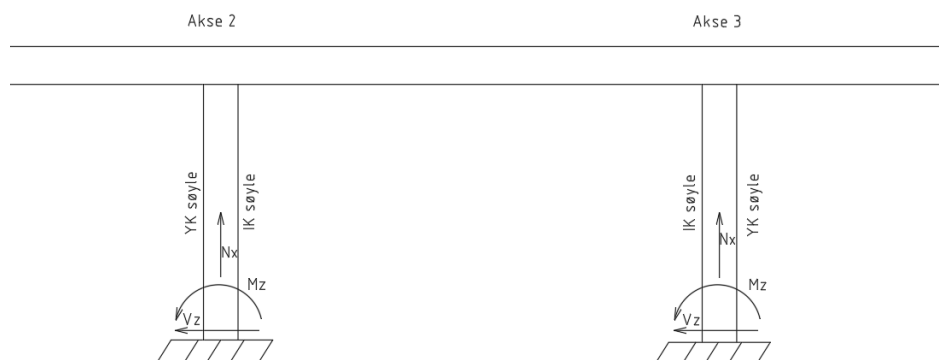
**500** – Fundament akse 2

**501-510** – Søyle akse 2, hvor element 501 er søylebunn og 510 er søyletopp

**600** – Fundament akse 3

**601-610** – Søyle akse 3, hvor element 601 er søylebunn og 610 er søyletopp

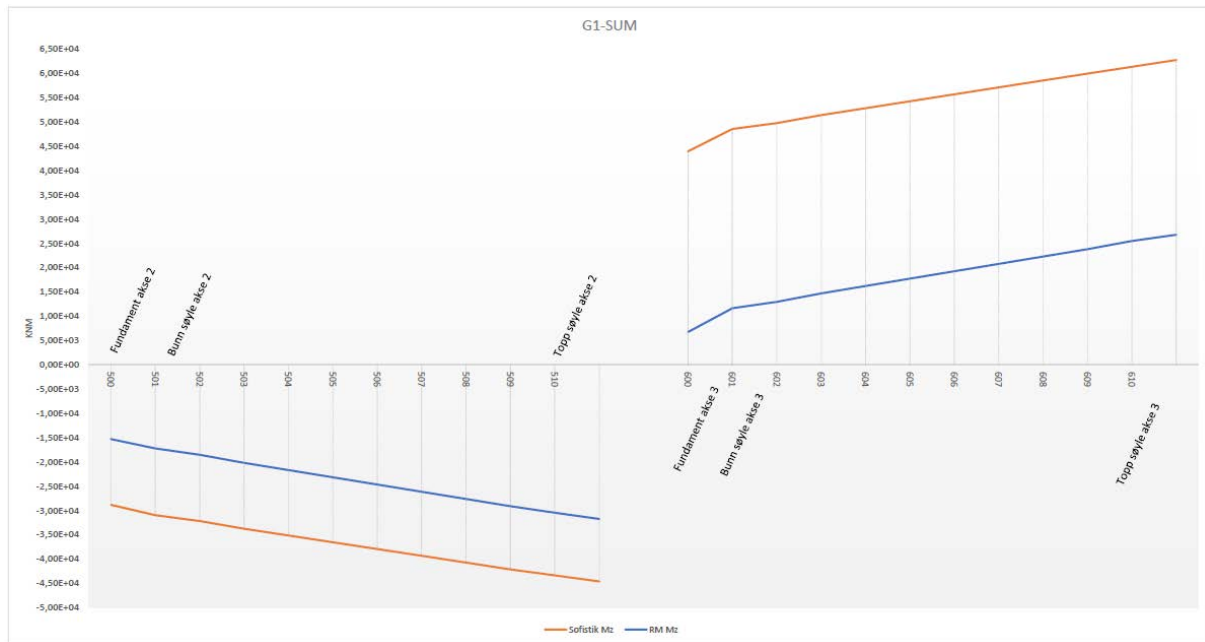
Figur 9 - 16 viser retning på kreftene for hovedpilarene. Figuren viser at for hovedpilar akse 2 gir positivt fortegn på momentdiagrammet strekk innerkant søyle (mot midtspennet). For hovedpilar akse 3 gir negativt fortegn på momentdiagrammet strekk på innerkant søyle (mot hovedspennet).



Figur 9 - 16: Benevnelser av krefter for søylene

### 9.3.1 Egenvekt

Figur 9 - 17 viser momentdiagrammet for egenvekten hovedpilar akse 2 og 3.



Figur 9 - 17: Moment Mz - Egenvekt

Pga. at hjelpesøylen kobles på mot akse 1 og 4 vil hovedpilarene bli belastet med strekk i ytterkant søyler (mot akse 1 og 4). Av figur 9 - 17 stemmer dette med resultatene i RM og Sofistik. For akse 2 har momentet i søylen negativt fortegn, som vil si at strekket kommer på ytterkant. For akse 3 har momentet positivt fortegn, noe som gir strekk på ytterkant for søylen i akse 3.

Tabell 9 - 1 viser vertikallasten,  $N_x$ , i søylene.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-66787	-64768	3,1
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	-73388	-71354	2,8

Tabell 9 - 1: Normalkraft  $N_x$  - Egenvekt

Tabell 9 - 2 viser skjærkraften,  $V_z$ , i søylene og avviket mellom de to programmene.

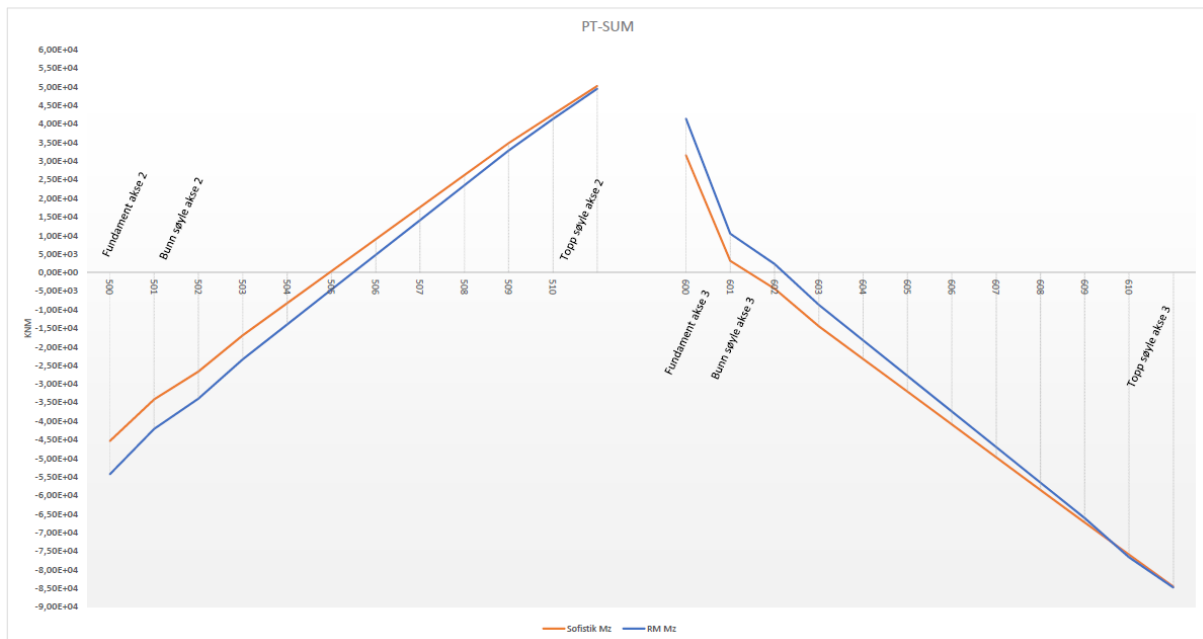
	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-646	-606	6,2
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	646	606	6,2

Tabell 9 - 2: Skjærkraft  $V_z$  - Egenvekt

Normal- og skjærkrefter i de to programmene samsvarer relativt bra. Moment pga. egenvekt i fundamentene gir ganske forskjellige resultater i de to programmene, se figur 9 - 17. Hvorfor dette avviket oppstår er nærmere undersøkt i avsnitt 9.4.

### 9.3.2 Spennarmering

Ser i dette lasttilfellet på spennarmeringens effekt på underbygningen. Figur 9 -18 viser momentdiagrammet for hovedpilarene pga. spennarmeringen i overbygningen.



Figur 9 - 18: Moment Mz – Spennarmering

Når hjelpesøylene kobles på vil systemet bli statisk ubestemt. Søylene vil pådra seg tvangsmoment pga. spennarmeringen. Hjelpesøylen hindrer utkragerdel som bygges mot akse 1 og 4 i å bli presset sammen, noe som fører til at hovedpilarene vil bli presset vekk fra midtspennet. Hjelpesøylen prøver dermed å «dra» hovedpilarene mot seg. Når midtspennet kobles sammen og undergurtkabler spennes opp vil hovedpilarene bli presset inn mot hovedspennet. Dette vises i figur 9 - 18, hvor det i bunn fundament oppstår strekk i ytterkant (vekk fra midtspennet), i hovedpilarene. Dvs. at kreftene som oppstår i byggefasen er større enn de kreftene som oppstår etter kobling av midtspennet.

Tabell 9 - 3 sammenligner normalkraften i hovedpilar akse 2 og 3 for spennarmering.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-241	-228	5,7
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	-953	-915	4,2

Tabell 9 - 3: Normalkraft Nx – Spennarmering

Tabell 9 - 4 presenterer skjærkraften pga. spennarmering for søylene.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-4076	-3751	8,0
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	4076	3751	8,0

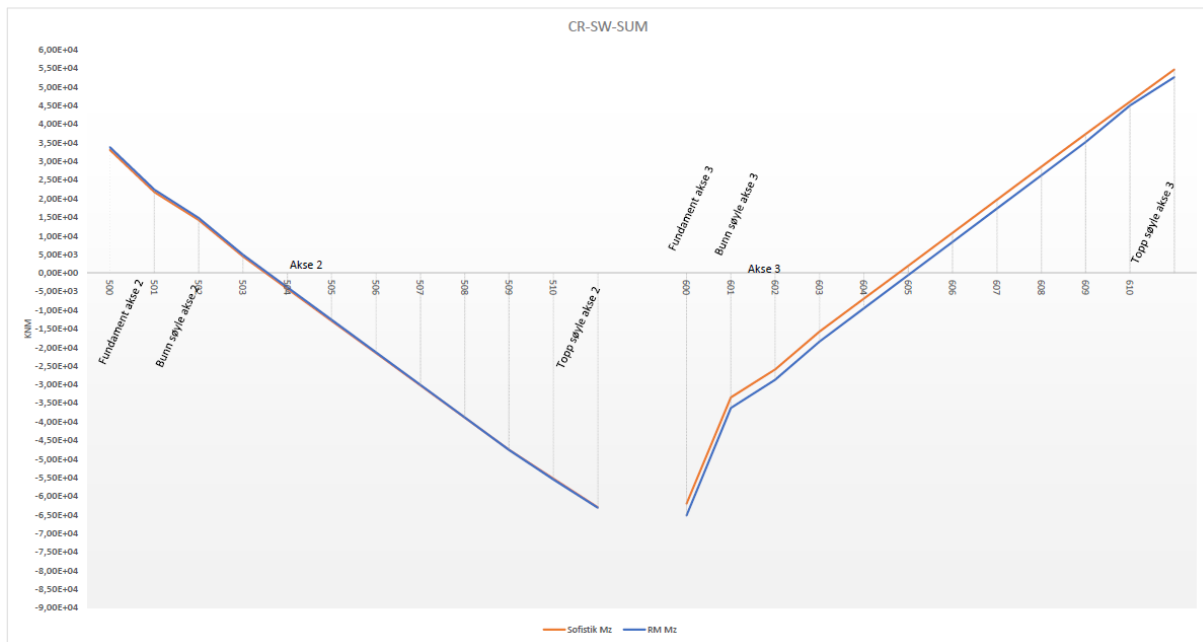
Tabell 9 - 4: Skjærkraft Vz - Spennarmering

Det er noen små avvik, men kreftene mellom de to programmene viser relativt samsvarene resultater.



### 9.3.3 Kryp pga. egenvekt

Figur 9 – 19 viser momentforløpet for hovedpilar i akse 2 og 3 for kryp pga. egenvekt.



Figur 9 - 19: Moment Mz - Kryp pga. egenvekt

Når hjelpesøylen blir koblet på vil den «holde igjen» overbygningen og det vil føre til ytre krefter pga. kryp i den delen av overbygningen som er koblet sammen mellom hjelpesøyle og hovedpilar. Kryptet gir derfor en strekk i innerkant søyle for begge aksene. Dette kan sees fra figur 9 – 19 hvor momentet har positivt fortegn for bunn fundament akse 2, og negativt fortegn for akse 3.

Tabell 9 – 5 viser normalkraften i hovedpilarene for kryp pga. egenvekt.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-241	-213	11,7
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	2265	2355	4,1

Tabell 9 - 5: Normalkraft Nx - Kryp pga. egenvekt

Tabell 9 – 6 viser skjærkraften i hovedpilarene for kryp pga. egenvekt.

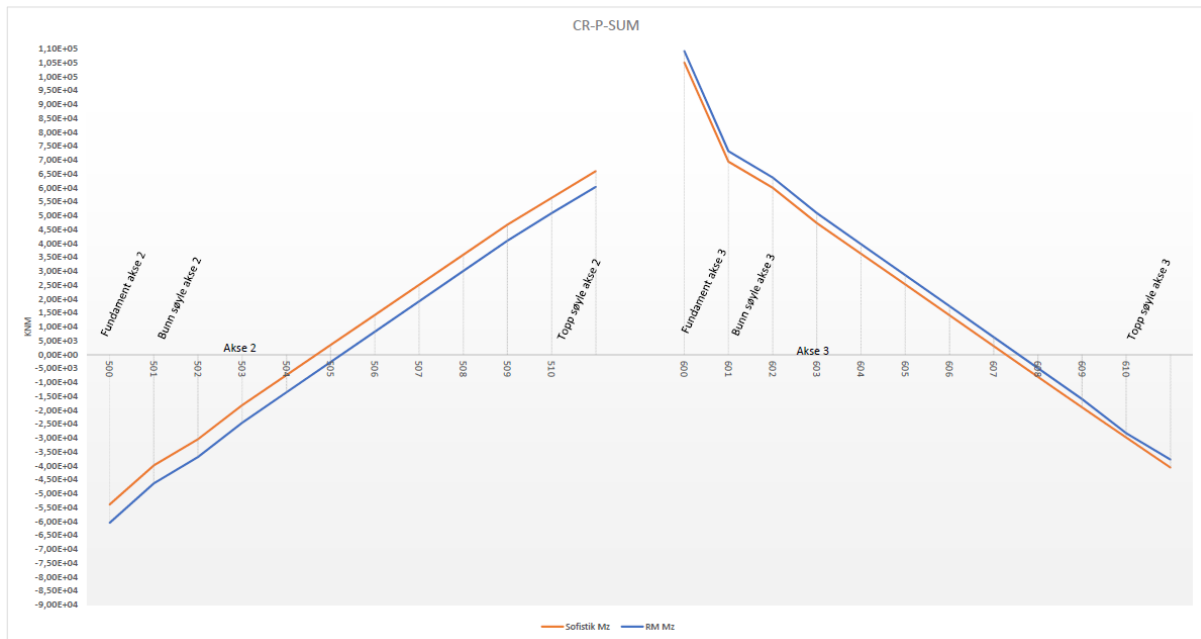
	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	3804	3776	0,9
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	-3804	-3776	0,9

Tabell 9 - 6: Skjærkraft Vz - Kryp pga. egenvekt

Disse resultatene viser at også hovedpilarene får veldig lik påkjenning av kryp pga. egenvekt i Sofistik og RM.

### 9.3.4 Kryp pga. spennarmering

Figur 9 – 20 viser momentdiagrammet for hovedpilarene for belastningen kryp pga. spennarmering.



Figur 9 - 20: Moment Mz - Kryp pga. spennarmering

Når hjelpesøylen kobles på hindrer dette utkragerdelen i å trekke seg sammen pga. kryptøyningen. Kryptøyningen skaper derfor ytre krefter i overbygningen. Hjelpesøylen vil «dra» hovedpilarene til seg og det vil oppstå strekk på innerkant søyle. Når midtspennet kobles sammen vil kryptet gi en motsatt effekt og presse hovedpilarene inn mot midtspennet. Dette vises i figur 9 – 20 med at strekket til slutt er på ytterkant av hovedpilarene.

Tabell 9 – 7 viser normalkraften i hovedpilarene for kryp pga. spennarmering.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-431	-520	20,6
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	-2098	-2167	3,2

Tabell 9 - 7: Normalkraft Nx - Kryp pga. spennarmering

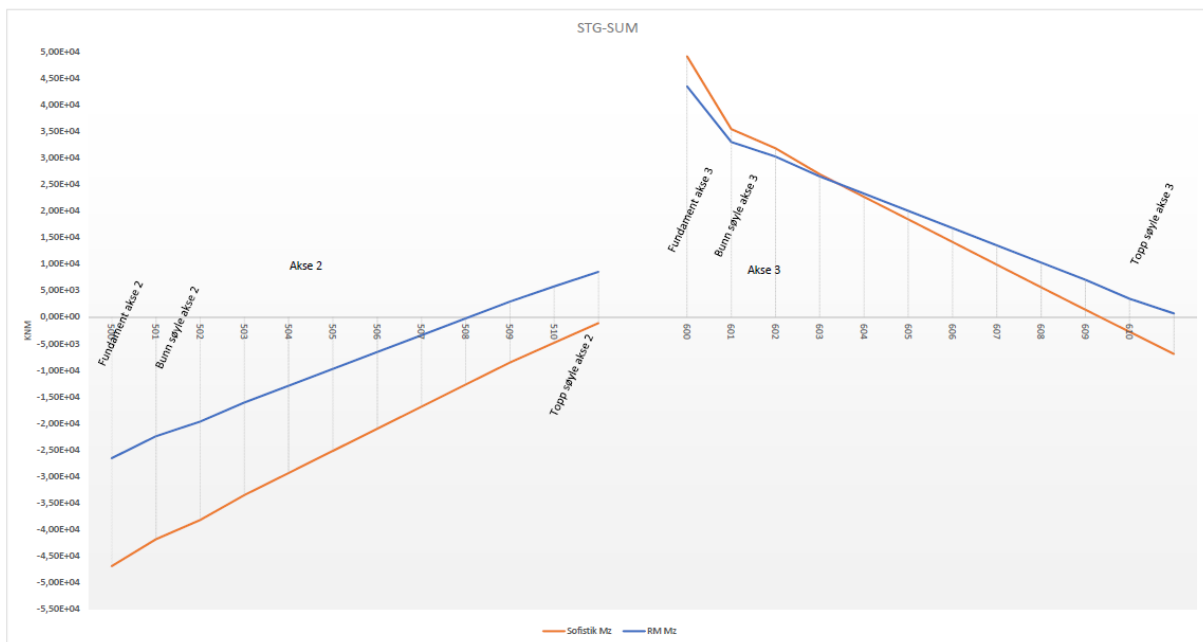
Tabell 9 – 8 viser skjærkraften i hovedpilarene for kryp pga. spennarmering.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-4743	-4704	0,8
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	4743	4704	0,8

Tabell 9 - 8: Skjærkraft Vz - Kryp pga. spennarmering

### 9.3.5 Ferdig bru, alle laster inkludert

Figur 9 – 21 viser momentdiagrammet for fundament og hovedpilar akse 2 og 3. Momentdiagrammet er for ferdig bru, hvor alle permanente laster er inkludert.



Figur 9 - 21: Moment Mz - STG-SUM

Figur 9 – 21 viser at, for moment i hovedpilarene, er form og størrelsesorden på kreftene lik, men det er noe avvik i resultatene. Dette kan bl.a. skyldes utilsiktet eksentrisitet i byggefase og noe forskjell i modellering av forskalingsvognlasten mellom de to programmene, og at svinntøyningene behandles noe ulikt i de to programmene.

Tabell 9 – 9 viser vertikallasten i fundamentet for akse 2 og 3.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-75122	-74304	1,1
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	-80380	-80619	0,3

Tabell 9 - 9: Normalkraft Nx - STG-SUM

For vertikallasten så samfaller resultatene veldig godt. Dette er en god indikasjon på at grensebetingelser i de to programmene er likt modellert.

Tabell 9 – 10 viser skjærkraften i fundament for akse 2 og 3 for ferdig bru.

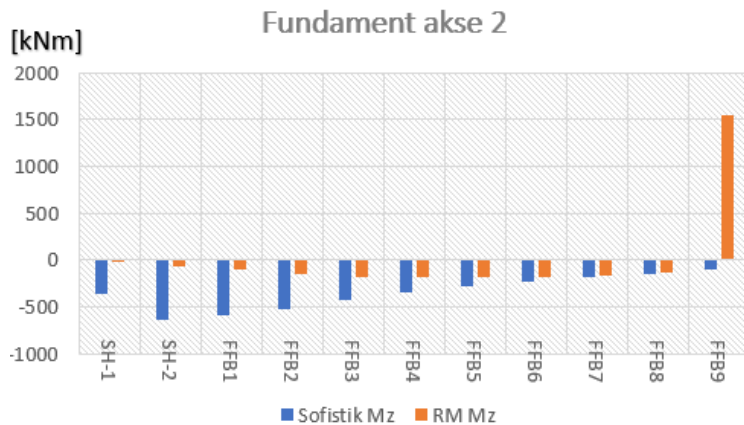
	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-1380	-1808	23,6
<b>Fundament akse 3 [kN]</b>	1380	1808	23,6

Tabell 9 - 10: Skjærkraft Vz - STG-SUM

For skjærkraften er det noe avvik, noe som henger sammen med avviket i momentdiagrammet.

## 9.4 BYGGEFASE, HOVEDPILAR AKSE 2

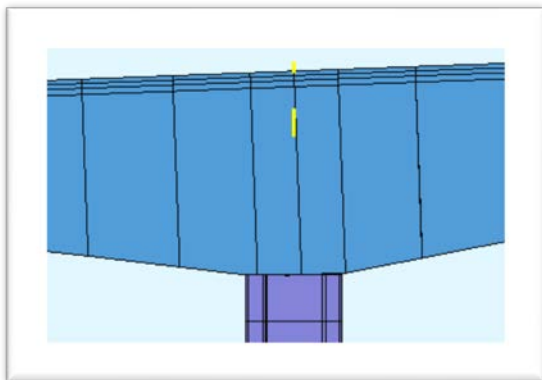
Det er valgt å se nærmere på hovedpilar akse 2, og hvorfor Sofistik og RM bridge gir forskjellige resultater for egenvekten. For hver etappevis utstøping av overbygningen i FFB-delen vil fundamentet i akse 2 og 3 bli påkjent av moment-, skjær- og normalkrefter. Sofistik og RM beregner lineær elastisk og kreftene fra hver etappe adderes. Figur 9 - 22 viser momentet i bunn hovedpilar akse 2 for byggefase FFB2-SH (søylehodet) til FFB2-9 (før kobling av hjelpesøyle).



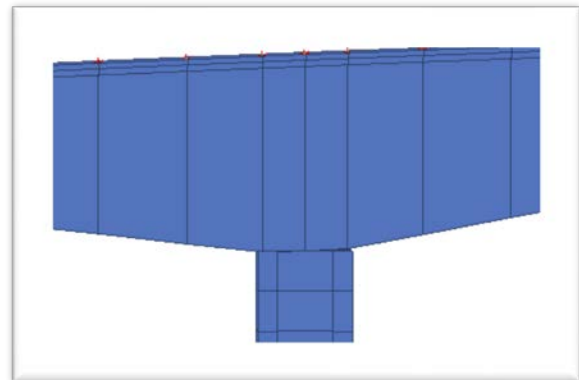
Figur 9 - 22: Moment  $M_z$  for egenvekt, bunn fundament akse 2.

Siden brua ligger i en vertikalkurvatur vil det i beregningsprogrammene ikke oppstå fullstendig symmetri og som figur 9 - 22 viser, gir dette momenter i bunn fundament for akse 2.

Figur 9 - 22 viser også at resultatet spriker mellom RM og Sofistik. Årsaken til dette er at Sofistik modellerer elementene vinkelrett på veglinjen, mens RM modellerer elementene med z-aksen som beskrevet i innledningen av kapitlet. I virkeligheten vil hver byggefasene støpes ut som modellert i RM og det vil derfor oppstå en eksentrisitet i Sofistik pga. elementgeometrien som ikke er reell. Figur 9 - 23 viser elementinndelingen over hovedpilar akse 2 i RM bridge. Figur 9 - 24 viser elementinndelingen i Sofistik.

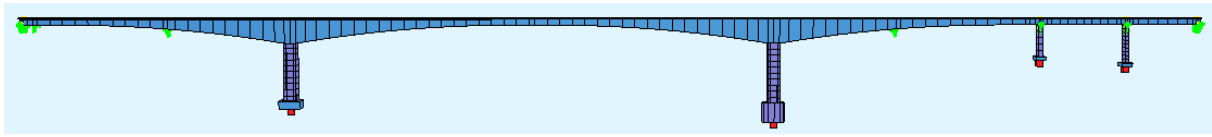


Figur 9 - 24: Elementinndeling i Sofistik, over søyle akse 2

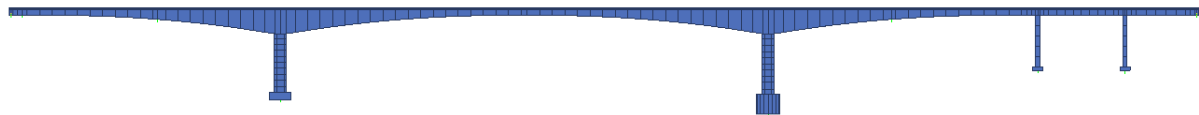


Figur 9 - 23: Elementinndeling i RM, over søyle akse 2

For å kontrollere at det er vertikalkurvaturen som gir disse forskjellene mellom RM og Sofistik i byggefasen, er det valgt og lage en testmodell i Sofistik og RM uten vertikalkurvatur. Figur 9 - 25 og figur 9 - 26 illustrerer testmodellene i Sofistik og RM.

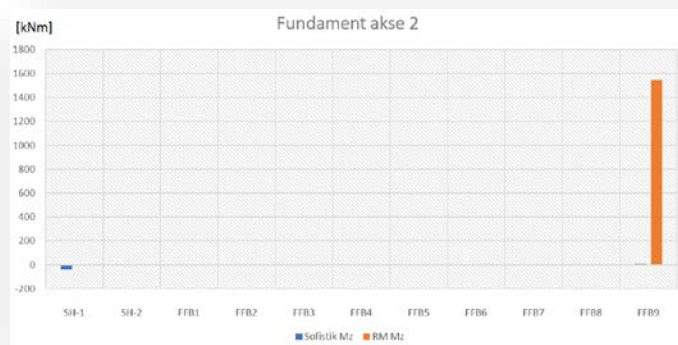


Figur 9 - 25: Testmodell i Sofistik



Figur 9 - 26: Testmodell i RM bridge

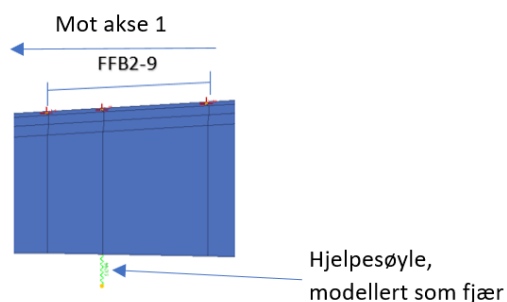
Figur 9 - 27 viser momentkreftene i bunn av hovedpilar akse 2 for RM bridge og Sofistik for testmodellene.



Figur 9 - 27: Moment  $M_z$  for egenvekt, testmodell

Som figur 9-27 viser oppstår det «nesten» ingen krefter i bunn søyle akse 2 mellom byggefase FFB-1 til FFB-8 når brua modelleres uten vertikalkurvatur. Byggefase FFB2-9 gir likevel et moment på ca. 1500kNm i RM bridge. Siden utbyggingen i denne fasen er symmetrisk om aksens skal det i teorien ikke oppstå et moment i bunn søyle.

Et bjelkeelement tilsvarer en byggefase. Ved utbyggingsfase FFB2-9 vil det etter utstøping kobles på en hjelpesøyle på fritt frambygg del mot akse 1. I beregningsprogrammene må derfor dette bjelkeelementet deles opp. Figur 9 - 28 viser hvordan elementinndeling har blitt gjort for byggefase FFB2-9.

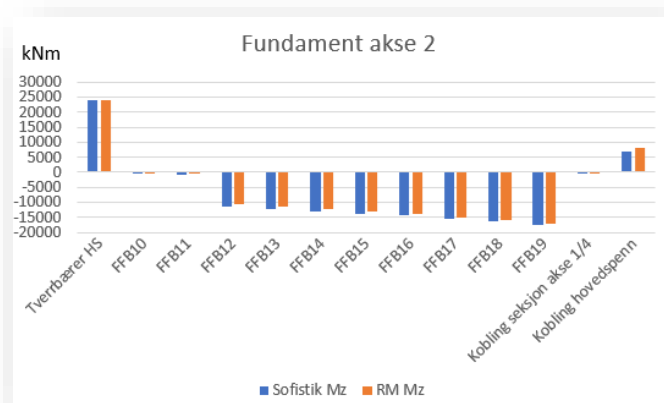


Figur 9 - 28: Elementinndeling over hjelpesøyle i RM

Dette gir en liten forskjell i areal og volum for elementet som representerer utstøpt brukasse for FBB-9 mot akse 1 og utstøpt brukasse FBB-9 mot akse 3 i RM. Dette fører til et urealistisk moment i fundament akse 2 ved byggefase FFB2-9. Se vedlegg G for utregning av elementvolum og krefter for denne byggefasen.

Etter kobling av hjelpesøylen er konstruksjonen statisk ubestemt og det oppstår større krefter i fundamentet i akse 2.

Figur 9 - 29 viser momentkreftene i bunn hovedpilar akse 2 fra byggefase FFB2-10 til kobling av hovedspennet.



Figur 9 - 29: Moment Mz for egenvekt, etappe FFB2-10-19

Figur 9 - 29 viser at Sofistik og RM med noen små avvik regner disse byggefasene veldig likt.

### Kontroll av vertikallast:

Det er utført en kontroll av egenlasten for byggefase FFB2-1 til FFB2-9 for å sjekke et geometrien av overbygningen er modellert riktig. All egenvektlast vil gå ned i fundamentet på dette tidspunktet og vertikallasten skal være lik. Tabell 9 - 11 viser vertikallasten i Sofistik og RM, og avviket mellom de to programmene.

	RM	Sofistik	Avvik [%]
<b>Fundament akse 2 [kN]</b>	-50857	-51276	0,8

Tabell 9 - 11: Vertikallast egenvekt akse 2 for byggefase FFB2-1 til FFB2-9

Dette viser at geometrien av søyle og overbygningen er modellert likt i RM og Sofistik.

## 9.5 SPENNKABLER

I dette delkapittelet undersøkes effekten av kryp, svinn og relaksasjon på enkelte utvalgte spennkabler. Tidligere i oppgaven har spennkrafttap pga. kryp og svinn blitt verifisert i Sofistik. I dette delkapittelet sammenlignes det hvordan RM og Sofistik behandler disse effektene.

Lastene som er inkludert i denne analysen er:

- Egenvekt
- Spennarmering
- Kryp, svinn og relaksasjon

Midlertidig laster i byggeperioden, som jekking og forskalingsvogn, er neglisjert i dette kapittelet.

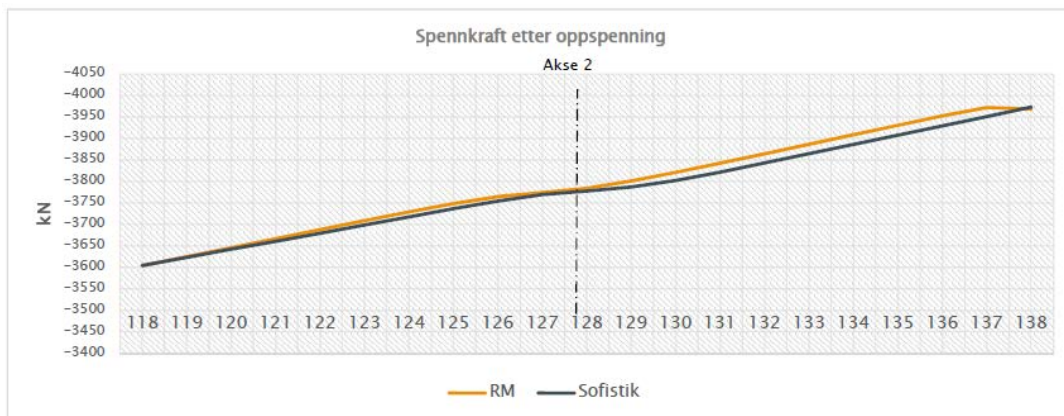
For hver spennkabel blir følgende vurdert:

- Oppspenningskraft i kabel umiddelbart etter oppspenning
- Spennkrafttap pga. kryp etter 100 år
- Spennkrafttap pga. svinn etter 100 år
- Spennkraft etter alle tap etter 100 år

Har valgt og se på en kabel for hver FFB-del (FFB2 og FFB3).

### 9.5.1 Kabel 104

Denne spennkabelen spennes opp i bruplata i byggefase FFB2-8. Kabelen spennes opp fra høyre (element 138). Jekkekraft er satt til  $P_0 = 4207 \text{ kN}$ . Figur 9 - 30 viser spennkraften rett etter oppspenning for kabel 104.



Figur 9 - 30: Spennkraft rett etter oppspenning, kabel 104

Ser fra figuren ovenfor at oppspenningskraften ved oppspenning er lik i RM bridge og Sofistik.

$$F_p = 3973 \text{ kN.}$$

$$\text{Tillatt kabelspenning fra EK2, 5.10.3: } \sigma_{pmax} = \min(0,75 * f_{pk}, 0,85 * f_{p0,1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

$$\text{Dette gir maks tillatt forspenningskraft lik: } P_{max} = A_p * 1394 \text{ MPa} = 3973 \text{ kN}$$

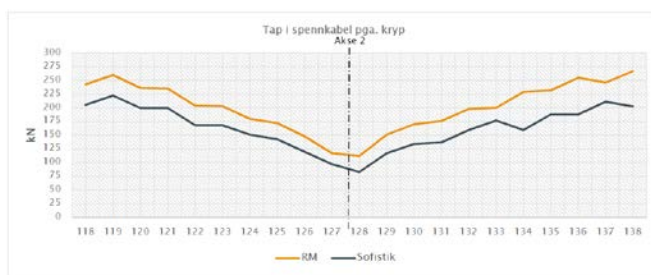


RM og Sofistik beregner korrekt tillatt forspenningskraft etter EC2. Begge programmene overstyrer forspenningskraften som ble gitt i programmene lik  $P_0 = 4207 \text{ kN}$ . Årsaken til at denne oppspenningskraften blir overstyrt er fordi låsetapet blir neglisjert i denne oppgaven og da blir tillatt spenning i kabelen lavere enn spenningen som oppstår pga. gitt oppspenningskraft.

Figur 9 - 30 illustrerer oppspenningskraften rett etter oppspenning. Dette er før spennkrafttap pga. kryp, svinn og relaksasjon har påvirket spennkabelen. Det er derfor bare friksjonstapet langs kabelen som virker inn.

### Spennkrafttap pga. kryp:

Ser her bare på spennkabelens tap pga. kryp. Har da valgt og se på spennkraften etter 100 år hvor tapet pga. kryp inkluderes, mens relaksasjon og svinn neglisjeres.



Figur 9 - 31: Spennkrafttap pga. kryp, kabel 104

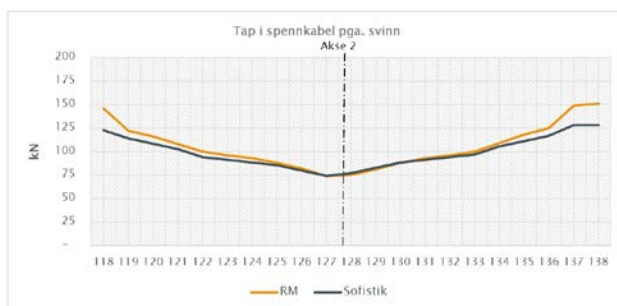
Når betongen kryper vil betongen trekke seg sammen. Dette gir et tap i sammentrekning fra spennkabelen. En reduksjon i trykk er lik strekk, og derfor er tap i spennkabelkraft pga. kryp positivt (trykk har negativt fortegn).

Programmene gir ganske like resultater for spennkraft inkludert tap pga. kryp. Ser at RM gir litt større tap pga. kryp enn det Sofistik beregnet. Dette er ikke så overraskende. Fra figur 9 - 30 viser det at normalkraften pga. kryp i overbygningen er større i RM enn Sofistik.

Tapet pga. kryp er ca. 5-6% av spennkraften. Dette er en normal størrelsesorden.

### Spennkrafttap pga. svinn:

Figur 9 - 32 viser spennkrafttapet pga. svinn etter 100 år for kabel 104.



Figur 9 - 32: Spennkrafttap pga. svinn etter 100 år, kabel 104

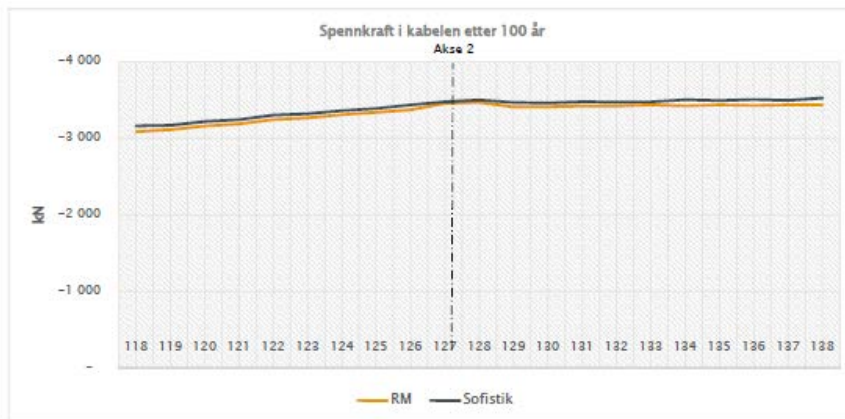
På samme måte som kryp gir svinn en tap i spennkabel pga. sammentrekning som gir et strekk i kabelen. Dette vises ved at tapet har positivt fortegn.



Det gis litt større spennkrafttap pga. svinn i RM. Dette er ubetydelig. Spennkrafttapet pga. svinn er i størrelsesorden 3-4% av spennkraften. Det er logisk at RM gir større spennkrafttap pga. svinn siden det tidligere i oppgaven er konkludert med at RM beregner litt større svinntøyninger enn Sofistik.

### Spennkraft etter 100 år, inkludert alle tap:

Figur 9 - 33 viser spennkrafttapet, inkludert alle tap etter 100 år, for kabel 104.



Figur 9 - 33: Spennkraft etter 100år - kabel 104

Som det kan sees fra figur 9 - 33 beregner Sofistik og RM bridge spennkrafttapet etter 100 år beregnes veldig likt.

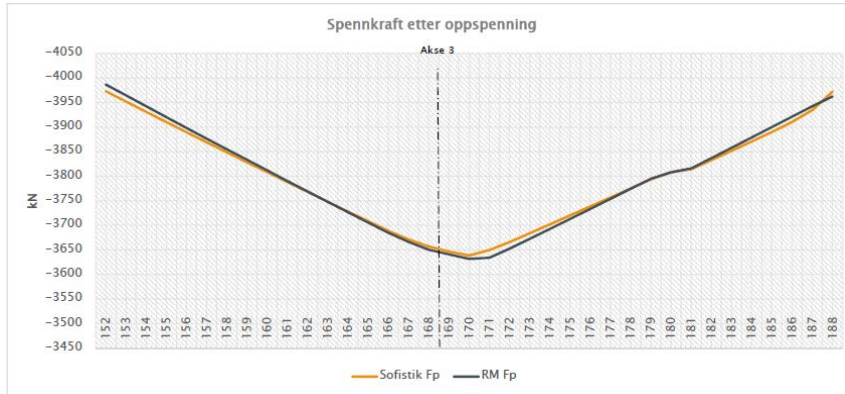
Det er, som beskrevet tidligere, gjort noen forenklinger i spennarmeringsgeometri og parameterne i modelleringen av spennkablene. Dette for å forsikre om at minst mulig kan ha blitt modellert feil mellom RM bridge og Sofistik. Inkluderes disse parameterne som låsetap, horisontalgeometri i start og slutt av hver kabel og eksentrisitet i kabelrøret kan det hende at avvikene har blitt større fordi programmene kan løse dette noe ulikt.

## 9.5.2 Kabel 113

Kabel 113 aktiveres i byggefase FFB3-16 og spennes opp fra begge sider.

### Spennkraft etter oppspenning:

Figur 9 – 34 viser spennkraften i kabel 113 etter oppspenning.



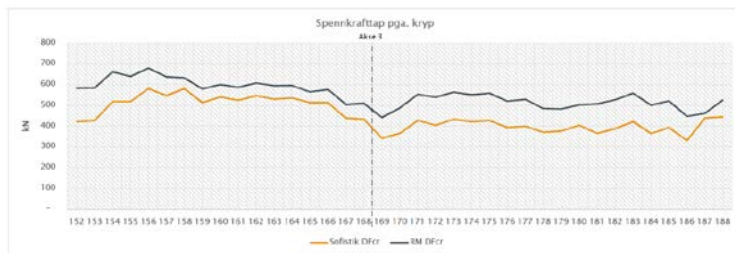
Figur 9 - 34: Spennkraft etter oppspenning – kabel 113

Etter oppspenning virker bare friksjonstapet. Som figur 9 – 34 viser beregner Sofistik og RM bridge friksjonstapet veldig likt.

### Spennkrafttap pga. kryp:

Ser her bare på spennkabelens tap pga. kryp. Har valgt da og se på spennkraften etter 100 år hvor tapet pga. kryp inkluderes, mens relaksasjon og svinn neglisjeres.

Figur 9 – 35 viser spennkrafttapet pga. kryp for kabel 113.



Figur 9 - 35: Spennkrafttap pga. kryp - Kabel 113

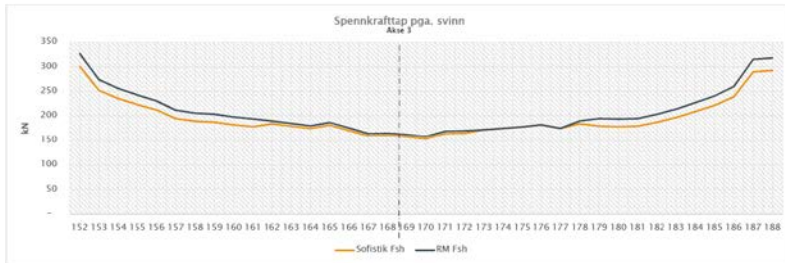
Programmene gir ganske like resultater for spennkraft inkludert tap pga. kryp. Ser at RM gir litt større tap pga. kryp enn det Sofistik beregnet. Dette er ikke så overraskende. Fra figur 9 - 35 viser at normalkraften pga. kryp i overbygningen er større i RM enn Sofistik.

Tapet pga. kryp er ca. 5-6% av spennkraften. Dette er en normal størrelsesorden.

### Spennkrafttap pga. svinn:

Her er effekten av kryp og relaksasjon neglisjert og bare virkningen av svinn etter 100 år er vurdert.

Figur 9 - 36 viser spennkrafttapet pga. svinn for kabel 113.



Figur 9 - 36: Spennkrafttap pga. svinn - kabel 113

Tap pga. svinn blir litt større i RM enn i Sofistik, noe som stemmer godt overens med tidligere resultater.

### Spennkraft etter 100 år, inkludert alle tap:

Figur 9 - 37 viser spennkraften i kabel 113 inkludert alle tap.

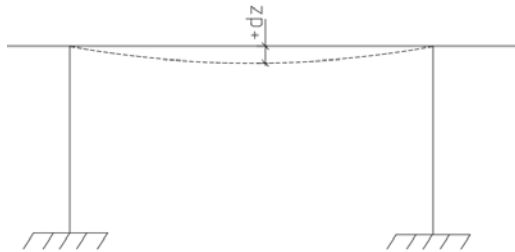


Figur 9 - 37: Spennkraft etter 100 år - kabel 113

Dette viser at RM og Sofistik beregner spennkrafttap veldig likt. RM bridge gir også for denne kabelen litt større tap enn i Sofistik, men forskjellen er veldig liten.

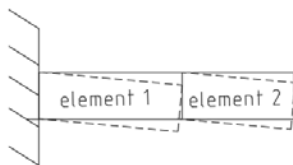
## 9.6 NEDBØYNINGER

Dette delkapittelet omhandler sammenligning av deformasjoner i RM og Sofistik. Ser på hvordan de to programmene behandler nedbøyninger for de forskjellige lasttilfellene. I vedlegg C for nedbøyningsdiagrammer i Sofistik og RM bridge. Det er valgt å sammenligne nedbøyningen for de mest påkjente elementene. Figur 9 - 38 viser positiv retning for nedbøyninger.



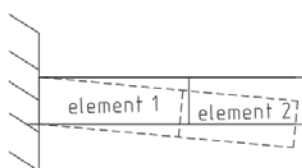
Figur 9 - 38: Positiv retning nedbøyninger

Beregninger av nedbøyninger i de to programmene kan gjøres på forskjellige måter. Enten ved å velge at hvert element blir aktivert i analysen i opprinnelig posisjon, dvs. i den posisjonen hvor elementet er tenkt i ferdig tilstand. Dette er vist med heltrukken linje i figur 9 - 39. Dette gjør at hvert element ikke har noen forskyvninger fra ferdig situasjon når elementet blir aktivert. Elementet vil bare få forskyvninger og nedbøyninger pga. laster som blir påført fra etter dette elementet er aktivert. Figur 9 - 39 illustrerer dette med to tiltenkte element i en utkragerbjelke. Element 1 aktiveres i original posisjon. Før element 2 aktiveres har element 1 fått en nedbøyning pga. f.eks. egenvekt, kryp og svinn. Dette vises med den stiplede linjen. Element 2 aktiveres likevel i den originale posisjonen som element 2 er tiltenkt å ha. Den stiplede linjen for element 2 viser da den nedbøyningen element 2 får med denne metoden.



Figur 9 - 39: Nedbøyningsberegninger - Elementer i original posisjon

En annen mulighet er at elementet blir aktivert i den posisjonen hvor det første elementet slutter. Det vil si etter det forrige elementet har blitt nedbøyd og forskyvnet pga. f.eks. egenvekt. Figur 9 - 40 viser dette med at element 1 forskyver seg og får en nedbøyning pga. f.eks. egenvekt, kryp og svinn. Element 1 får da formen illustrert med stiplet linje i figur 9 - 40. Element 2 kobles da på element 1 og har da allerede en nedbøyning før elementet blir belastet. Dette vises av den stiplede linjen for element 2. Element 2 får derfor en større nedbøyning med denne metoden.



Figur 9 - 40: Nedbøyninger - Elementer aktivert tangentielt

Hvordan nedbøyningene blir beregnet har ingen innvirkning på beregninger av kreftene. Ved beregning av kreftene så antas brua å være i sin originale posisjon, og eksentrisitet fra forskyvninger og nedbøyninger tas ikke hensyn til i en lineær analyse som er utført i denne oppgaven.

Når nedbøyningene sammenlignes mellom de to programmene er det valgt at hvert element aktiveres i sin originale posisjon, vertikalt og horisontalt, med original helning. Som vist på figur 9 - 39.

### 9.6.1 Nedbøyning egenvekt

Ved beregning av nedbøyning av egenvekt er alle byggefasene inkludert, i tillegg til super-egenvekt. Betrakter det elementet som får størst nedbøyning. For egenvekt er det element 154 for forskyver seg mest vertikalt. Element 154 aktiveres i byggefase FFB3-14 mot midt bru.

LASTTILFELLE	SOFISTIK[MM]	RM[MM]	AVVIK [%]
<b>G-SUM</b>	418	395	5,8

Tabell 9 - 9: Nedbøyning egenvekt

Tabell 9 - 9 viser også godt samsvar mellom Sofistik og RM bridge.

### 9.6.2 Nedbøyninger kryp pga. egenvekt og spennarmering

Betrakter elementet som er pådrar seg størst forskyvninger vertikalt. For kryp pga. spennarmering og kryp pga. egenvekt er dette element 145. Dette elementet blir aktivert i byggefase FFB2-17 mot midt bru. Tabell 9 - 10 viser nedbøyning for kryp pga. egenvekt og for kryp pga. spennarmering for element 145.

LASTTILFELLE	SOFISTIK [MM]	RM [MM]	AVVIK [%]
<b>CR-P</b>	-563	-598	5,1
<b>CR-SW</b>	969	963	0,6

Tabell 9 - 10: Nedbøyning pga. kryp

Ser fra tabellen at avviket mellom RM Bridge og Sofistik er veldig lite. Dette er ikke overraskende i og med at det tidligere i oppgaven er vist at RM og Sofistik beregner kreftene for kryp pga. egenvekt og kryp pga. spennarmering likt.

## 10 SAMMENLIGNING AV KRYPMETODER I SOFISTIK

I dette kapitlet sammenlignes resultatene for krypmetodene *standard kryp* og *realistisk kryp* i Sofistik.

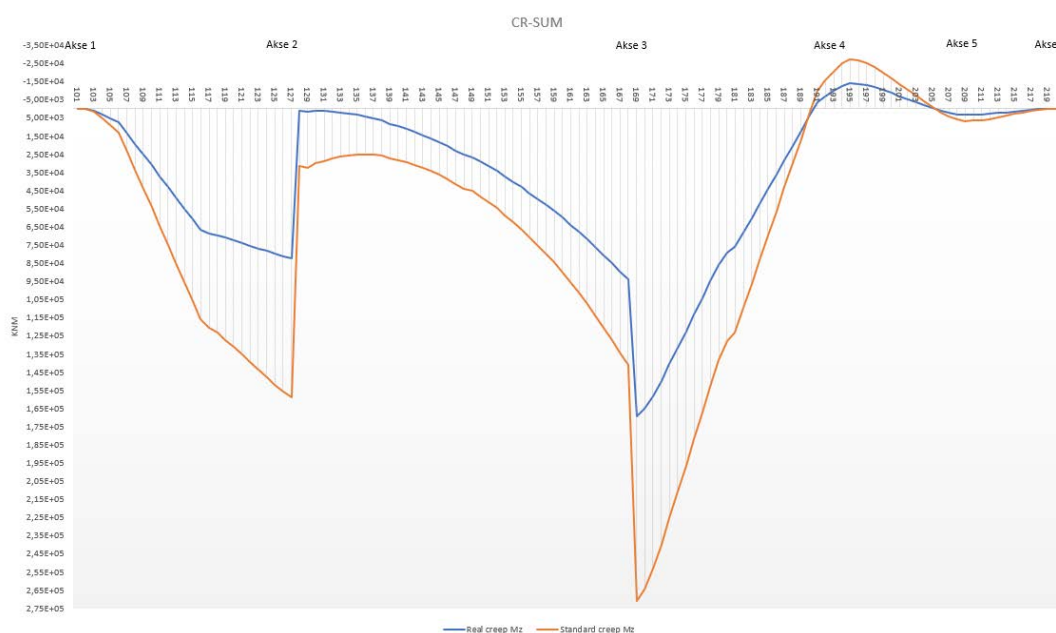
I kapittel 8 har det blitt skrevet om to forskjellige metoder å beregne kryp på i Sofistik. De kalles *standard kryp* og *realistisk kryp*. Hvor *standard kryp* beregner kryp etter RCM og *realistisk kryp* beregner kryp etter LSM.

I tidligere masteroppgaver, Gjøsæter mfl. (2017) [1] og H. Ravnås m.fl (2018) [2], har Novaframe blitt brukt for å sammenlikne med RM bridge. Det har blitt slått fast at Novaframe bruker RCM for å beregne krypeffekter. I denne oppgaven er det konkludert med at RM bridge bruker LSM. Dette kan forklare noe av årsaken til at det i tidligere masteroppgaver har gitt betraktelig avvik for krypeffektene.

I dette kapitlet er det valgt å sammenligne resultatene for de to krypmetodene i Sofistik for overbygningen for å bedre forstå hva som gir forskjellen mellom de to metodene.

### 10.1 KRYP PGA. EGENVEKT

Figur 10 - 1 viser momentdiagrammet for overbygningen for kryp pga. egenvekt. Figuren viser momentdiagrammet for krypmetodene *standard kryp* og *realistisk kryp* i Sofistik.



Figur 10 - 1: Moment  $M_z$  - Kryp pga. egenvekt

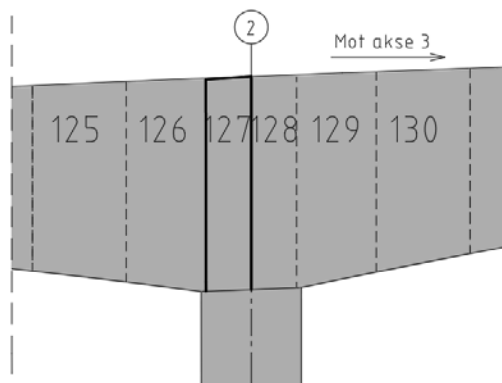
Tabell 10 - 1 viser en sammenligning av momentkreftene over akse 2 og 3 for de to krypmetodene.

	Standard kryp	Realistisk kryp	Avvik [%]
<b>Moment, akse 2[kNm]</b>	159 059	82 137	51,6
<b>Moment, akse 3[kNm]</b>	271 287	169 503	62,3

Tabell 10 - 1: Moment  $M_z$  over støtte - kryp pga. egenvekt

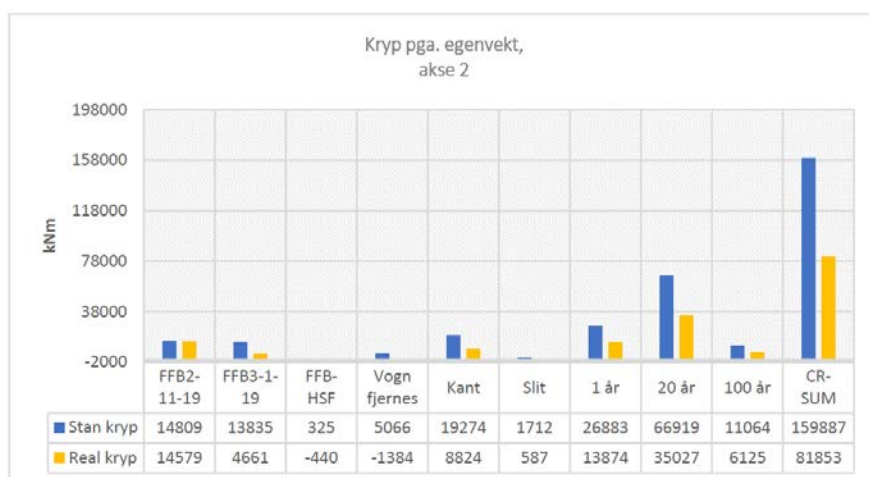


Figur 10 - 1 viser at de to krypmetodene gir ganske forskjellige resultater for kryp pga. egenvekt. For å forstå litt bedre hvorfor det oppstår forskjellige resultater for de to krypmetodene undersøkes det nærmere de forskjellige byggefasene og hva som gir de store forskjellene i krypmoment for de to krypmetodene i Sofistik. For kryp regnes det lineær elastisk og summen av alle krypeffekter er en addisjon av kreftene for hver byggefase. Har valgt å se på element 127, se figur 10 - 2:



Figur 10 - 2: Valgt element ved søylehodet, for hovedpilar akse 2

Figur 10 - 3 viser hvordan momentkreftene i valgt element 127 fordeler seg på de forskjellige byggefasene.

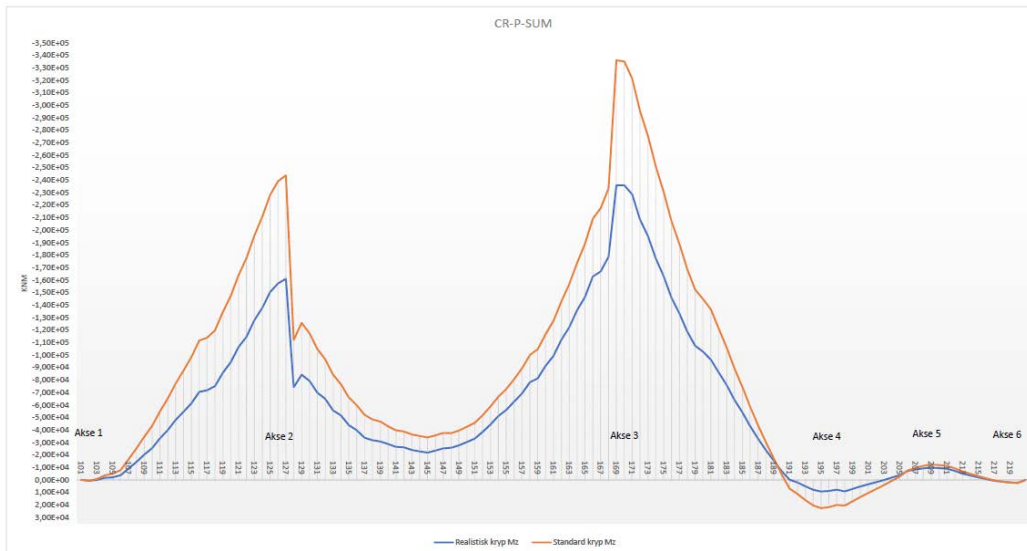


Figur 10 - 3: Moment  $M_z$  - kryp pga. egenvekt

Søylehodet blir aktivert i byggefase FFB2-SH, men ytre krefter pga. kryp oppstår først når hjelpesøylen kobles på etter byggefase FFB2-10. Figur 10-3 viser at for de første byggefasene FFB2-11-19 så er påkjenningen av kryp veldig lik for de to krypmetodene. Når kryptet har utviklet seg over tid avviker resultatene mer. Dette er spesielt synlig etter at brua kobles sammen at forskjellen blir større. Det som er interessant å merke seg er resultatene for byggefase fjerning av hjelpesøylene «FFB-HSF», og byggefase «vogn fjernes» i figur 10-3. Fjerning av hjelpesøyle gir en avlastning av systemet. Dette gir igjen en spenningsendring som vil virke med motsatt fortegn sammenlignet med belastningen av FFB-etappene. For krypmetode *realistisk kryp* gir også dette en motsatt krypeffekt (moment med motsatt fortegn). Det er ikke tilfelle for *standard kryp*. Dette er fordi *standard kryp* (RCM) ikke tar hensyn til lastreversering, som tidligere beskrevet.

## 10.2 KRYP PGA. SPENNARMERING

Figur 10 - 4 viser momentdiagrammet for overbygningen for kryp pga. spennarmering. Figuren viser momentdiagrammet for krypt metodene *standard kryp* og *realistisk kryp* i Sofistik.



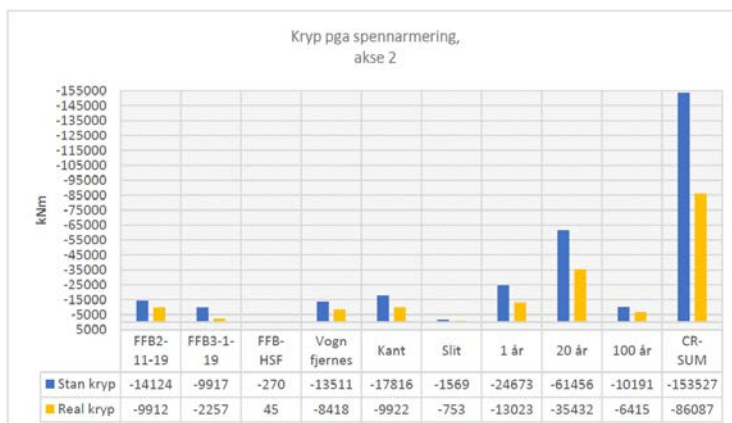
Figur 10 - 4: Moment Mz - Kryp pga. spennarmering

Tabell 10 - 2 viser en sammenligning av momentkreftene over akse 2 og 3 for de to krypt metodene.

	Standard kryp	Realistisk kryp	Avvik [%]
<b>Moment, akse 2[kNm]</b>	-243 774	-160 972	65,8
<b>Moment, akse 3[kNm]</b>	-335 954	-235 838	70,1

Tabell 10 - 2: Moement Mz over støtte - kryp pga. spennarmering

Ser at på samme måte som for egenvekt gir kryp pga. spennarmering også store avvik mellom de to krypt metodene. Er også for kryp pga. spennarmering valgt og se på momentene som opptrer for søylehodet akse 2.



Figur 10 - 5: Moment Mz - kryp pga. spennarmering

Som for ved egenvekt viser figur 10 - 5 at når kryptet utvikler seg over tid gir dette større forskjeller mellom de to krypt metodene. Sammenligning av krypt metoder i Sofistik



Det er tydelig at hvilken krypmetode et analyseverktøy bruker for å ta hensyn til langtidseffektene av kryp og svinn har betydning på resultatene. Den metoden som best hensyntar spenningshistorikken til konstruksjonen og når konstruksjon blir påkjent de forskjellige lastene er *realistisk kryp*. Denne metoden anbefaler også Sofistik at benyttes på mer avanserte konstruksjoner fordi denne metoden bedre tar hensyn til konstruksjonens tidslinje. Det undersøkes likevel hvorfor *standard kryp* gir større kryptøyninger for Dolmsundbrua enn *realistisk kryp*:

Kryptøyning i betongen for et gitt tidspunkt for *standard kryp* (RCM) er:

$$\varepsilon_{cc(t+1)} = \frac{\sigma}{E_C} * \Delta\varphi_{(t+1)} \quad (10.1)$$

På tidspunktet hvor asfalten legges på og kantdragerne støpes, er opptredende spenninger i overbygningen allerede store pga. den belastningen overbygninger har blitt påkjent i byggeperioden. Delkryptallet,  $\Delta\varphi$ , er relativt lite fordi mye av kryptet allerede er unnagjort i byggefase (krypkurven har begynt å flate ut).

Kryptøyning i betongen for et gitt tidspunkt for *realistisk kryp* (LSM) er:

$$\varepsilon_{cc(t+1)} = \frac{\sigma_t}{E_C} * \varphi_t + \frac{\sigma_{t+1}}{E_C} * \varphi_{t+1} \quad (10.2)$$

*Realistisk kryp* (LSM) er summen av alle laster med hver sin krypkurve. En last som blir påført sent i konstruksjonens levetid vil med *realistisk kryp* få et større kryptall,  $\varphi_{t+1}$ , men hvis endringen i spenning,  $\sigma_{t+1}$ , er liten vil kryptøyningene pga. ny lastpåføring bli relativt liten. Det spenningsforløpet som utbyggingsrekkefølgen gir, gjør at *standard kryp* gir større kryptkrefter enn *realistisk kryp*.

Pga. byggemetoden vil brua i tidlig fase få innebygd store spenninger. I motsatt fall hvor konstruksjonen først sent i levetiden vil bli påkjent store spenninger vil *realistisk kryp* gi større kryptøyninger enn *standard kryp*.

## 11 DISKUSJON

---

*I dette kapitlet diskuteres de resultatene og funnene som har blitt gjort i denne oppgaven. Noen avvik mellom programmene har blitt funnet, og i dette kapitlet diskuteres de største avvikene.*

Ut fra enkle verifiseringer viser det seg at både RM bridge og Sofistik behandler kryp på en tilfredsstillende måte i henhold til EC2. En viktig del av oppgaven er å finne ut hvordan analyseprogrammene behandler kryp. Dette er gjort ved å lage enkle bjelkemodeller i Sofistik for å undersøke hvilken krypmetode som benyttes og verifisere dette med enkle håndberegninger. Det er også verifisert at Sofistik beregner spennkrafttap pga. kryp og svinn korrekt. At RM behandler kryp på en tilsvarende måte som Sofistik verifiseres ved å sammenligne resultatene for kryp mellom Sofistik og RM i kapittel 9.

I kapittel 9 ble resultatene for kryp pga. egenvekt og spennarmering sammenlignet for overbygningen og pilarene. Resultatene viser at det er godt samsvar mellom Sofistik og RM bridge for de fleste lastene. Enkelte resultater avviker mellom RM bridge og Sofistik.

Det viser seg at det blir store avvik mellom RM bridge og Sofistik for skjærkraften som oppstår for kryp pga. spennarmering. Momentdiagrammet for kryp pga. spennarmering samsvarer godt mellom RM bridge og Sofistik, noe som indikerer at de krypkreftene som oppstår også er likt beregnet for Sofistik og RM bridge. Normal- og skjærkraften som opptrer i søylene for kryp pga. spennarmering stemmer også godt overens. Dette indikerer at de globale kreftene for kryp pga. spennarmering håndteres likt i de to programmene. Det er derfor snakk om at programmene håndtere dekomponering av normal- og skjærkrefter forskjellig i overbygningen. Problemet oppstår når programmene skal dekomponere skjær- og normalkrefter i en bjelke med skrå gurter. I delene med konstant tverrsnittshøyde og likt momentforløp, gir også programmene like skjærkrefter. Avviket i skjærkraft for kryp pga. spennarmering oppstår pga. dekomponeringen av normal- og skjærkrefter i de områdene hvor tverrsnittshøyden varierer.

I oppgaven sammenlignes også kreftene for ferdig bru, hvor alle permanente lastene er inkludert. Det kan vises at RM bridge gir noe større momentkrefter over akse 3 enn i Sofistik. Programmene beregnes svinntøyningen litt forskjellig. Dette gjør at det i RM bridge gis noe større svinnkrefter. Pga. utbyggingsrekkefølgen kommer dette spesielt fram over akse 3. FFB-delen som bygges ut fra akse 3, bygges etter akse 2, og mindre av svinnet er unnagjort for FFB-del 3 ved kobling av hovedspennet. Dette skaper større tvangstøyninger pga. svinn over akse 3. Dette kan også være en årsak til at det oppstår noe avvik over akse 3. Større svinntøyninger gir også større tap i spennarmeringen, som også vil bidra til dette avviket.

For viadukten ga momentdiagrammet også avvik for kryp pga. egenvekt og kryp pga. spennarmering. Dette har ikke blitt nærmere undersøkt i denne oppgaven fordi hovedfokuset har vært på å modellere FFB-delene og hovedpilarene mest mulig korrekt.

Modellering av Sofistik-modellen er gjort så lik RM-modellen som mulig. Ved å ha tilgang til RM-modellen og ha kjennskap til programmet har det vært mulig å få Sofistik-modellen og RM-modellen veldig lik. Det er en stor fordel for å forsikre seg om at alle materialparametere er like, alle byggefasene er modellert korrekt, elementinndelingen er lik og lastene har riktig input i begge programmene. Det er viktig for at sammenligningsgrunnlaget er godt nok.

Pga. byggemetoden FFB vises det at elementinndelingen gjør utslag på kreftene i søylen. I oppgaven blir det belyst hvordan geometrien blir modellert i beregningsprogrammene, og hvordan kreftene skal hentes ut. Det er vist i denne rapporten hvordan elementene i en bjelkemodell kan gi utilsiktede effekter og gi forskjellige resultater. Hvordan elementene inndeles og hvordan kreftene hentes ut, lokalt og globalt, er viktig å ha kontroll på ved sammenligning av de to programmene.

Ved å sammenligne lastsummen alene for de forskjellige permanente lastene i de to programmene er det vanskelig å oppdage hvor en ev. feil eller forskjell i analysemodellene ligger. For en lineær analyse, som er utført i denne oppgaven, er det hensiktsmessig og se på hvert enkelt lasttilfelle i de to programmene for å enklere se hvor feilkilden eller forskjellene oppstår. Det å studere hvert lasttilfelle separat gir et mye klarere bilde av hvilke krefter som bidrar til lastsummen. Med en kompleks konstruksjon som Dolmsundbrua, er det mye lettere å kontrollere om en lastsum er realistisk eller ikke når hvert lasttilfelle, eller byggefase betraktes hver for seg. Det er også en god kontroll å summere alle lasttilfellene for å kontrollere at summen av lasttilfellene er lik resultatet av lastsummen. Dette for å forsikre seg om at alle lasttilfellene, eller byggefasene er inkludert i rett lastsum. Ved å separere kryp- og svinneffekten hver for seg, har det også vært mulig å finne årsaken til hva som gir utslaget av disse to effektene.

Hvilken krypmetode som velges gir også store utslag på kreftene. I kapittel 10 sammenlignes krypmetodene *LSM* og *RCM*. Denne sammenligningen viser at valg av krypmetode i analyseverktøyet har betydning for kreftene i konstruksjonen. Det viser at det er viktig å ha kontroll på hvordan et analyseprogram behandler kryp, og hvilken metode beregningsprogrammet bruker.

## 12 KONKLUSJON

---

### 12.1 KONKLUSJON

Hensikten med denne oppgaven var å verifisere RM og Sofistik og hvordan programmene behandler forskjellige laster, med spesielt fokus på kryp. Det er tatt utgangspunkt i ei eksisterende FFB-bru, Dolmsundbrua.

Både RM bridge og Sofistik beregner kryp etter gjeldende krav i Eurokoden. Det har tidligere blitt konkludert med at *LSM* håndterer krypeffekter mest likt forsøk. Det viser seg at de to programmene bruker samme metode for å beregne krypeffekter, *LSM*, og at resultatene samsvarer godt. Avvik mellom programmene oppstår ved beregning av svinntøyning og uthenting av lokale normal- og skjærkrefter over hovedpilarene for lasttilfelle kryp pga. spennarmering.

For FFB-bruer har det i tidligere oppgaver og sammenligninger av programmer vist seg at programmene kan gi ganske forskjellige resultater for de permanente lastene. Både når det gjelder egenvekt i byggefase, spennarmering og krypeffekter pga. egenvekt og krypeffekter pga. spennarmering. De beregningsverktøyene som brukes i prosjektering av dagens bruer utvikler seg hele tiden. Med økt datakraft har det blitt enklere å bruke mer kompliserte modeller for å simulere kryp og mer krevende metoder for krypberegninger har vært mulig å benytte. I tidligere oppgaver har resultatene fra Dolmsundbrua blitt sammenlignet med eldre programvare som ikke har kapasitet til å takle så stor datamengde som kreves, for å bruke de samme krypmetodene som Sofistik og RM bridge gjør. I denne oppgaven er det vist at forskjellige metoder for beregning av kryp kan gi store forskjeller i resultatene. Det ble undersøkt i Sofistik hvordan de forskjellige krypmetodene, *RCM* og *LSM*, påvirker resultatene for kryp pga. egenvekt og kryp pga. spennarmering for Dolmsundbrua. Det viser seg at de to metodene gir store avvik i støttemoment over hovedpilarene (60-70%).

### 12.2 VIDERE ARBEID

I denne oppgaven har det vært fokus på å sammenligne de ytre kreftene som oppstår i Dolmsundbrua. Det er en god start for å forsikre seg at brua prosjekteres korrekt. I Sofistik og RM bridge er det mulig å dimensjonere brua for de kreftene som hentes ut i programmene. Hvordan programmene behandler dimensjoneringen er viktig å ha kontroll på. Det kunne vært interessant å studere nærmere hvordan de to programmene utfører dimensjoneringen i henhold til EC2. I RM bridge har Dolmsundbrua blitt beregnet og også dimensjonert. For å kunne sammenligne dimensjoneringsmodulen i RM bridge og Sofistik må de variable lastene, med tilhørende lastfaktorer og kombinasjoner, inkluderes i Sofistik-modellen.

## 13 REFERANSELISTE

---

- [1] J. Gjørseter, M. Verpe, P. Lia, Verifikasjon av tøyninger i ei fritt frambygg bru, 2017.
- [2] H. Ravnås, S. Sørensen, Sammenlikning av analyseprogrammer og beregningsmodeller for temperatur- og tidsavhengige deformasjoner, 2018.
- [3] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, 2015.
- [4] Standard Norge. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, CEN, 2004.
- [5] Peter F. Takacs, Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling, 2002.
- [6] Comite Euro-International du Beton. CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin no.203, FIB, 1991.
- [7] Comite Euro-International du Beton. CEB-FIP Model Code 2010. Bulletin no.265, FIB, 2012.
- [8] Z. P. Bazant and S Baweja. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures - model B3\*. Materials and Structures, 28, 1995.
- [9] E. Åldstedt, Nonlinear analysis of reinforced concrete frames, 1975.
- [10] Statens vegvesen. 16-1481 Dolmsundbrua. K1: Prosjekteringsgrunnlag, 2013.
- [11] European Organisation for Technical Approvals, European Technical Approval ETA - 07/0035, 2013
- [12] Statens vegvesen, Håndbok N400 Bruprosjektering, Vegdirektoratet, 2015.
- [13] Sofistik, Basic manual, 2014
- [14] Sofistik, Bridge design basic training, 2018
- [15] Bentley, RM bridge Modeler user guide, 2013
- [16] Bentley, RM bridge Analysis user guide, 2017

[17] Sofinar: Creep + Shrinkage with sofistik, 2014

[18] S. I. Sørensen, Kompendium i bruberegninger NTH, ukjent år.

## 14 VEDLEGGSLISTE

---

Vedlegg A: Modelleringsgrunnlag

Vedlegg B: Utbyggingsrekkefølge

Vedlegg C: Sammenligning av resultater for enkeltlaste i Sofistik og RM

Vedlegg D: Resultater fra testmodell i Sofistik og RM

Vedlegg E: Beregnet kryptall og svinntøyning for testbjelke

Vedlegg F: Beregnet langtidstap pga. kryp og svinn for testbjelke

Vedlegg G: Utrekning av utbyggingsetappe FFB2-9 i Mathcad

# Vedlegg A - Modelleringsgrunnlag



16-1481 Dolmsundbrua

Sammenligning mellom analyseresultater og tøyningmålinger

## Modellering av globalanalyse

Versjon: 4. juni 2018

### Topologi/byggefaser

Elementinndeling er gitt i **Overbygning geometri.xlsx**

Byggefaser er vist i **Byggefaser.pdf** og **Dato utførelse.xlsx**

Oppspenning + mobilisering av egenvekt ved betong-alder 3 døgn

### Grensebetingelser

Glidelagre i akse 1, 4, 5 og 6, ett lager med sideveis fastholding

Fundamenter akse 2-5 modelleres med riktig geometri og fast innspenning i bunn

Hjelpesøylene modelleres som midlertidige vertikale opplegg

### Geometri

Overbygningens geometri er gitt i **Overbygning geometri.xlsx**

Følgende tverrsnittsdata (fra RM) er vist for alle snitt:

- A – tverrsnittets areal
- UK-TP – avstand fra tyngdepunkt til UK
- OK-TP – avstand fra tyngdepunkt til OK
- $I_z$  – arealtrehetsmoment om horisontal akse
- $\alpha$  = elementets vinkel med horisontalaksen

Elementaksen følger tverrsnitts-tyngdepunkt

Høyder:

- Akse 2: UK fund = 0,5 m, OK fund = 3,5 m
- Akse 3: UK fund = -5,0 m, OK fund = 2,6 m
- Akse 4: UK fund = 12,6 m, OK fund = 14,1 m
- Akse 5: UK fund = 7,6 m, OK fund = 9,1 m

Lastvirkninger i «bunn søyle» akse 2 og 3 bestemmes i OK fundament.

### Materialeegenskaper

Betongen (B45) modelleres med E-modul 28.000 MPa

Dersom det skal oppgis, så settes tverrkontraksjonstallet til 0,2

Temperaturutvidelses-koeffisienten settes lik  $0,85 \times 10^{-5}$ .

## Kryp/svinn-forutsetninger

Følgende forutsetninger er antatt:

- 70 % RH for bruoverbygning, 80 % RH for søyler over vann
- $t_0 = 3$
- $f_{cm} = 53$  MPa
- Sementklasse N med  $\alpha = 0$  i EK2, formel (B.9)
- Ingen korrigering for temperatur etter EK2, formel (B.10)
- Total svinntøyning ved 100 år =  $-0,3$  ‰

## Spennarmering

Forutsetninger for spennkrafttap:

- Friksjonskoeffisient  $0,20 \text{ rad}^{-1}$
- Wobble  $0,005 \text{ rad/m}^*$
- Låsetap 6 mm
- Relaksasjonsklasse 2

\* Wobble, k, er forutsatt tap bestemt ved  $e^{-\mu(\alpha + kx)}$ , med friksjonskoeffisienten utenfor parentes og  $\alpha + kx =$  samlet prosjektert + utilsiktet vinkelendring

Dersom det er et valg, så antas spennkablene å bli injisert like etter oppspenning.

## Modellering av spennarmering

Kablernes kurvatur vertikalt og horisontalt modelleres så nøye som mulig etter tegningsgrunnlaget.

Foreskrevet oppspenning  $0,9 F_{p0,1k}$ :

- 3.321 kN (15 liner)
- 4.207 kN (19 liner)

## Egenvekt – SW

$25,5 \text{ kN/m}^3$

Tverrbærere i akse 2 og 3 modelleres som super-egenvekt:  $1.250 \text{ kN/akse}$

Tverrbærere over hjelpesøyler:  $500 \text{ kN/søyle}$

Tverrbærere i akse 1, 4, 5 og 6 modelleres ikke

## Super-egenvekt – SSW

Super-egenvekt (slitelag, kantdragere, rekkverk):  $40 \text{ kN/m}$

## Deformasjonslaster

Setninger i bruendene, akse 1 og 6, modelleres ikke

Lagerfriksjon modelleres ikke

## Nyttelast i byggefase

Vognvekt 80 tonn = 800 kN

## Jekking av koblingsseksjon

Koblingsseksjonen i hovedspennet ble jekket utover med 2.500 kN

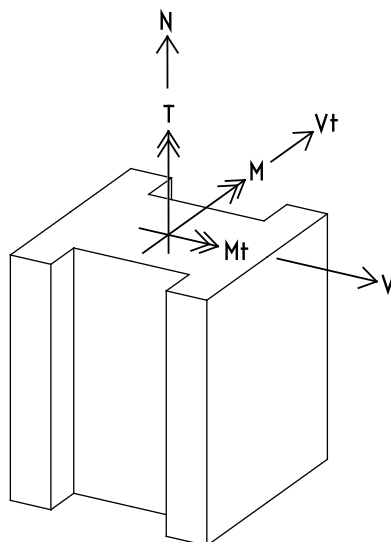
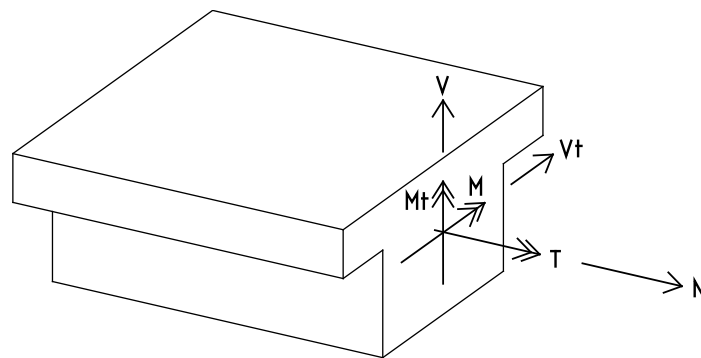
Kontroll: avstanden mellom kragarmene økte da med 55 mm

## Elementformulering

Skjærdeformasjoner antas ikke inkludert i elementformuleringen – eller eventuelt satt lik null dersom det er aktuelt.

## Benevnelser for krefter og forskyvninger

Benevnelser for krefter i overbygning og søyler:



I søyletopp får vi følgende sammenhenger:

- Overbygningens  $M$  samsvarer med søylenes  $M$
- Overbygningens  $T$  samsvarer med søylenes  $M_t$
- Overbygningens  $M_t$  samsvarer med søylenes  $T$

Forskyvninger:

- dx – i bruas lengderetning
- dy – i bruas tverretning
- dz – vertikalt

Ytterligere relevant info finnes i prosjekteringsgrunnlaget, **K1-B-instr.pdf**

## Verifikasjon av modellen

### 1. Kabelkrefter

Kabelkrefter for utvalgte spennkabler, 104, 113, 126, 11 og 26, ref **Spennarmering.pdf**, føres inn i **Kabelkrefter.xlsx**

Kolonnene inneholder følgende:

- $F_{P0}$ : Oppspenningskraft, på ene enden eller begge
- $F_P$ : Forspenningskraft langs kabelen etter oppspenning
- $\Delta F_{cr}$ : Tap (etter 100 år) på grunn av betongens kryp
- $\Delta F_{sh}$ : Tap (etter 100 år) på grunn av betongens svinn
- $\Delta F_{rel}$ : Tap (etter 100 år) på grunn av spennarmeringens relaksasjon
- $F_{100}$ : Oppspenningskraft etter 100 år, inkludert alle tap

### 2. Resultater for lasttilfeller

Resultater vises for følgende lasttilfeller:

1. SW – Egenvekt umiddelbart etter at koblingsseksjonen i hovedspennet er aktivert, uten FFB-vogn og nyttelaster
2. SSW – Super-egenvekt – 40 kN/m og tverrbærere
3. P0-PL – Forspenningens primær-effekter for bruplatekabler like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler oppspent (FFB-del både fra akse 2 og 3, ikke viaduktkabler)
4. P0-UG – Forspenningens primær-effekter for undergurtkabler like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler oppspent (ikke viaduktkabler)
5. PTOT – Forspenningens samlede (primær + tvang) virkninger like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler oppspent (inkludert viaduktkabler)
6. CR-SW – Kryp på grunn av egenvekt + super-egenvekt etter 100 år
7. CR-P – Kryp på grunn av forspenning (PTOT) etter 100 år
8. SH – Svinn etter 100 år
9. DT-MID – Endring i middeltemperatur  $-10\text{ °C}$  ( $\Delta T_{N,con} = 10\text{ °C}$ )
10. DT-GRAD – Vertikal temperaturgradient, overside varmest ( $\Delta T_{M,heat} = 7\text{ °C}$ )

FFB-vognas egenvekt skal inngå i SW/SSW ved bestemmelse av CR-SW. Denne neglisjeres i sammenligningene, men effekten vurderes.

For hvert lasttilfelle vises følgende resultater:

- a) Utvalgte reaksjonskrefter (**Reaksjonskrefter.xlsx**):
  - RF<sub>x</sub> (reaksjonskraft tilsvarende søylas V)
  - RF<sub>y</sub> (reaksjonskraft tilsvarende søylas V<sub>t</sub>)
  - RF<sub>z</sub> (reaksjonskraft tilsvarende søylas N)
  - RM<sub>x</sub> (reaksjonskraft tilsvarende søylas M<sub>t</sub>)
  - RM<sub>y</sub> (reaksjonskraft tilsvarende søylas M, null i akse 1 og 6)
  - RM<sub>z</sub> (reaksjonskraft tilsvarende søylas T, null i akse 1 og 6)
  
- b) Deformasjoner og lastvirkninger (**Resultater.xlsx**)

Skjærkrefter rapporteres i globalt system: vertikalt i overbygningen, horisontalt i søyler. Normalkrefter rapporteres i lokalt system: langs bjelkeaksen.

### Analyseresultater

Endelige resultater for permanente laster vises på samme måte som lasttilfellene, unntatt reaksjonskrefter.

Permanente laster, PERM = SW + SSW + PTOT + CR-SW + CR-P + SH

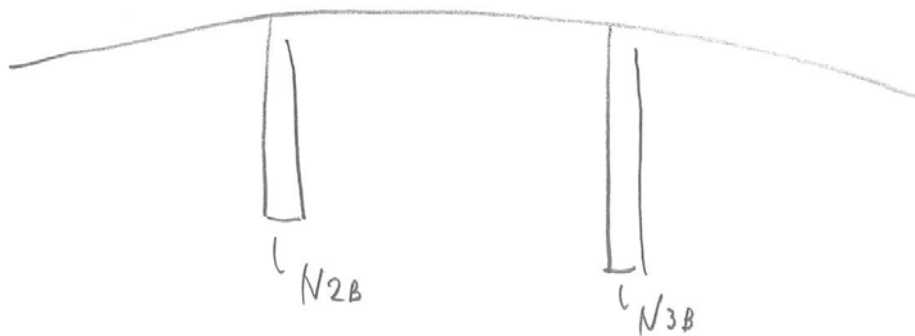
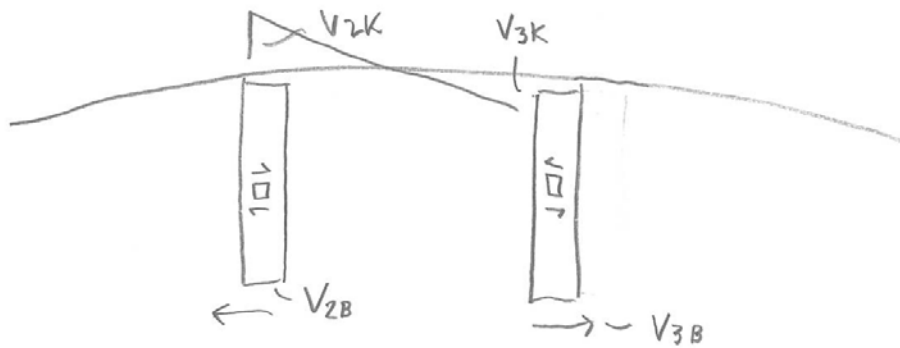
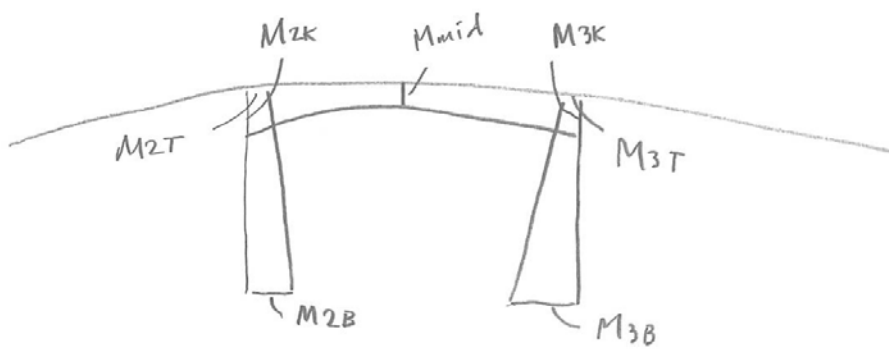
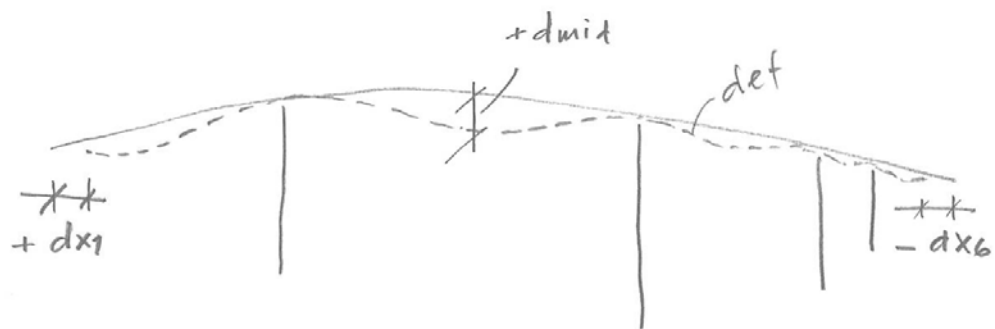
Resultater vises for:

1. PERM-INI: situasjonen ved åpning
2. PERM-100: situasjonen etter 100 år

Positive lastvirkninger i presentasjonen av resultater er slik:

- Positive nedbøyninger = oppover
- Positive langsgående forskyvninger = mot høyre, mot akse 6
- Positive momenter i søylene = strekk på hovedspenn-sida
- Positive momenter i overbygningen gir strekk på undersida
- Positive skjærkrefter er vist på figuren på neste side
- Positive normalkrefter (aksialkrefter) = strekk

Positive lastvirkninger i oversikten over resultater



# Vedlegg B

Denne oppgaven går først og fremst ut på å se på effekten i hovedpilarene og fritt fram bygg delen av Dolmsundbrua. Det er derfor valgt og ikke inkludere varighet av byggefasene for viadukt mellom akse 4 og 6, søyler akse 4 og 5, og landkar akse 1 og 6.

Det har også blitt gjort noen forandringer angående varigheten av de forskjellige byggefasene i den RM-modellen som sammenligningene er basert i forhold til det grunnlaget som ble lagt i dokument «dato utførelse.xlsx». Alle konstruksjonsdeler belastes 3 dager etter støp. Varigheten av til neste støpeetappe er valgt å oppsummere i tabellform:

Akse	Utbyggingsfase	Varighet[dager]
Akse 2	Fundament	9
	Søyle støp 1	11
	Søyle støp 2	16
	Søyle støp 3	11
	Søyle støp 4	70
	Søyle støp 5	81
	Søylehode del 1	41
	Søylehode del 2	49
	FFB1	27
	FFB2	15
	FFB3	13
	FFB4	22
	FFB5	14
	FFB6	7
	FFB7	6
	FFB8	14
	FFB9	19
	FFB10	8
	Montering hjelpesøyle	7
	FFB11 Usymmetrisk utbygging	13
	FFB12	14
	FFB13	8
	FFB14	9
	FFB15	10
	FFB16	28
	FFB17	14
	FFB18	11
	FFB19	11

<b>Akse</b>	<b>Utbyggingsfase</b>	<b>Varighet[dager]</b>
Akse 3	Senkekasse	0
	Søyle støp 1	0
	Søyle støp 2	0
	Søyle støp 3	0
	Søyle støp 4	0
	Søyle støp 5	50
	Søylehode del 1	0
	Søylehode del 2	46
	FFB1	6
	FFB2	10
	FFB3	9
	FFB4	7
	FFB5	7
	FFB6	7
	FFB7	7
	FFB8	7
	FFB9	8
	FFB10	7
	Montering hjelpesøyle	3
	FFB11 Usymmetrisk utbygging	9
	FFB12	7
	FFB13	7
	FFB14	7
	FFB15	7
	FFB16	7
	FFB17	9
	FFB18	10
	FFB19	9

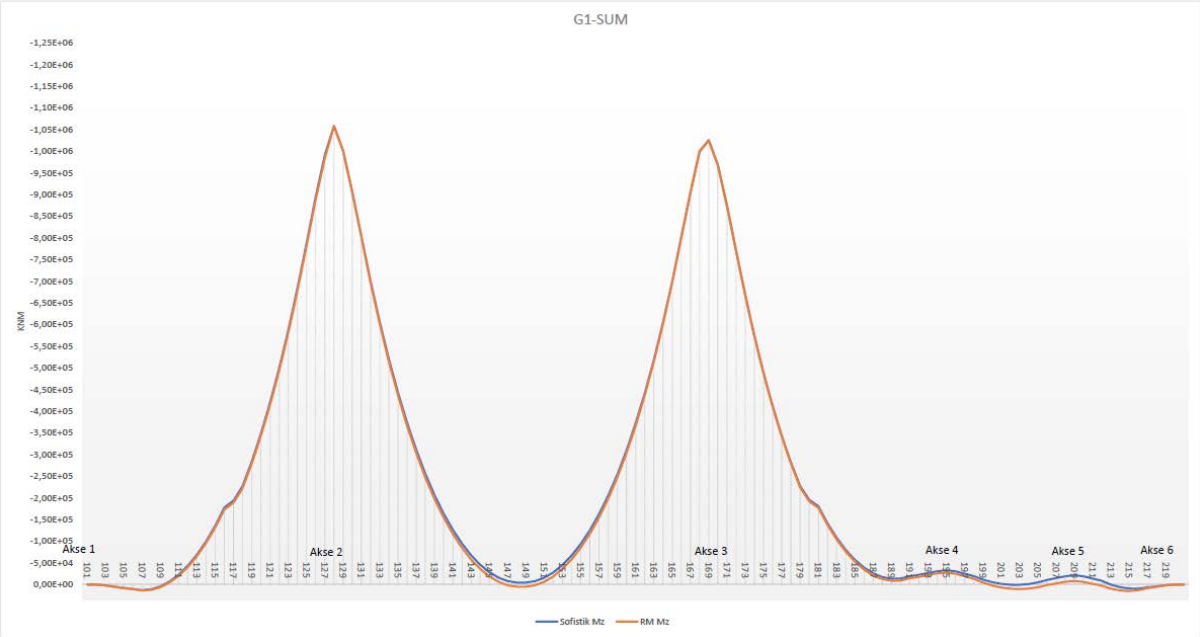
<b>Utbyggingsfase</b>	<b>Varighet[dager]</b>
Koblingsseksjon mot akse 4	1
Udergurt kabler	0
Hjelpesøyler fjernes	4
Fremkjøring vogn, jekking midtfelt	1
Kobling hovedspenn	0
Udergurtkabler hovedspenn	0
Vogner fjernes	36
Støp kantdrager	166
Støp slitelag	18



# Vedlegg C – Sammenligning av enkeltresultater i Sofistik og RM

I dette vedlegget sammenlignes enkeltresultater for overbygningen i RM og Sofistik.

## Egenvekt



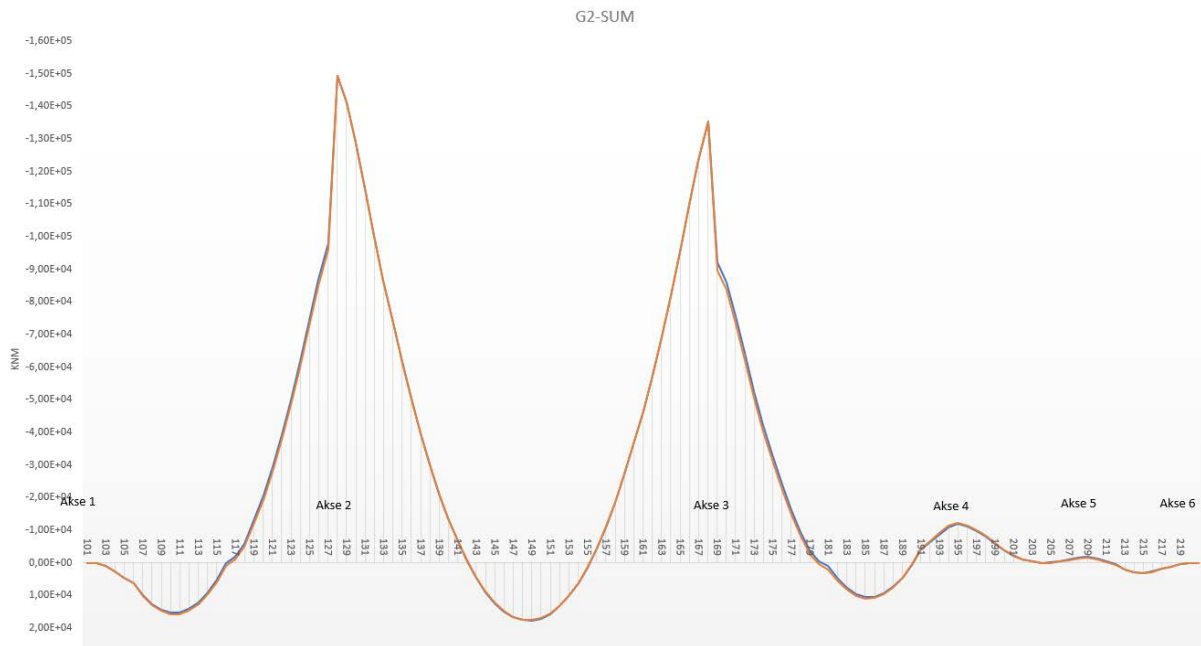
Figur 1: Moment Mz - Egenvekt



Figur 2: Skjærkraft Vz - Egenvekt

## Super-egenvekt

I dette lasttilfellet blir vekten av asfalt, kantdragere og rekkverk vurdert.

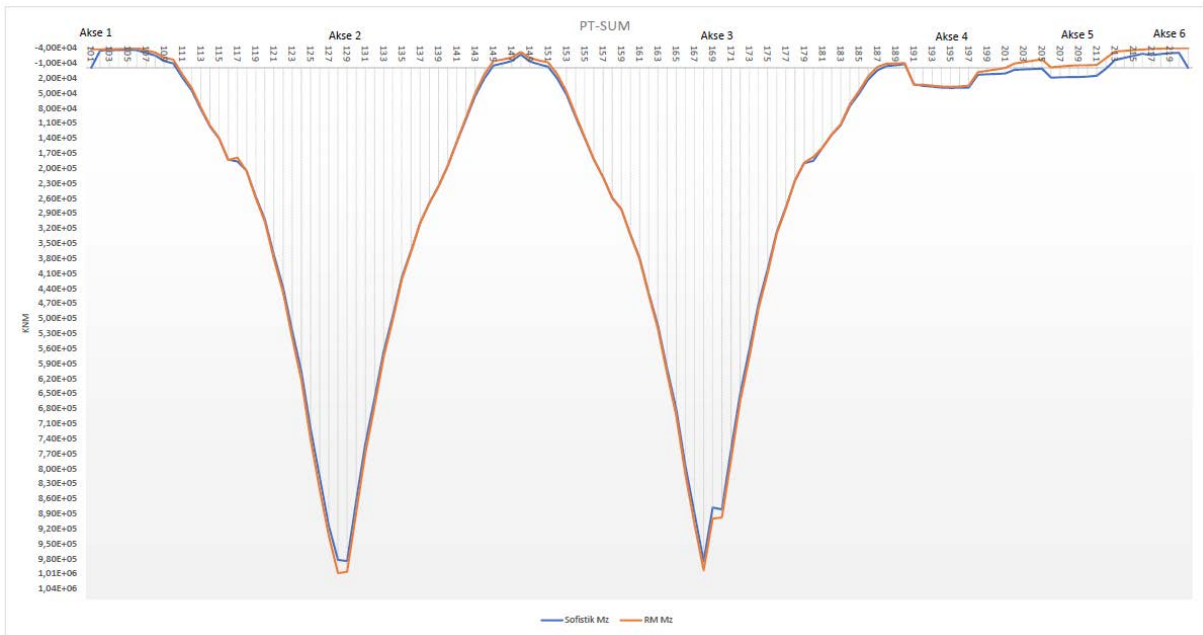


Figur 3: Moment Mz - Super-egenvekt

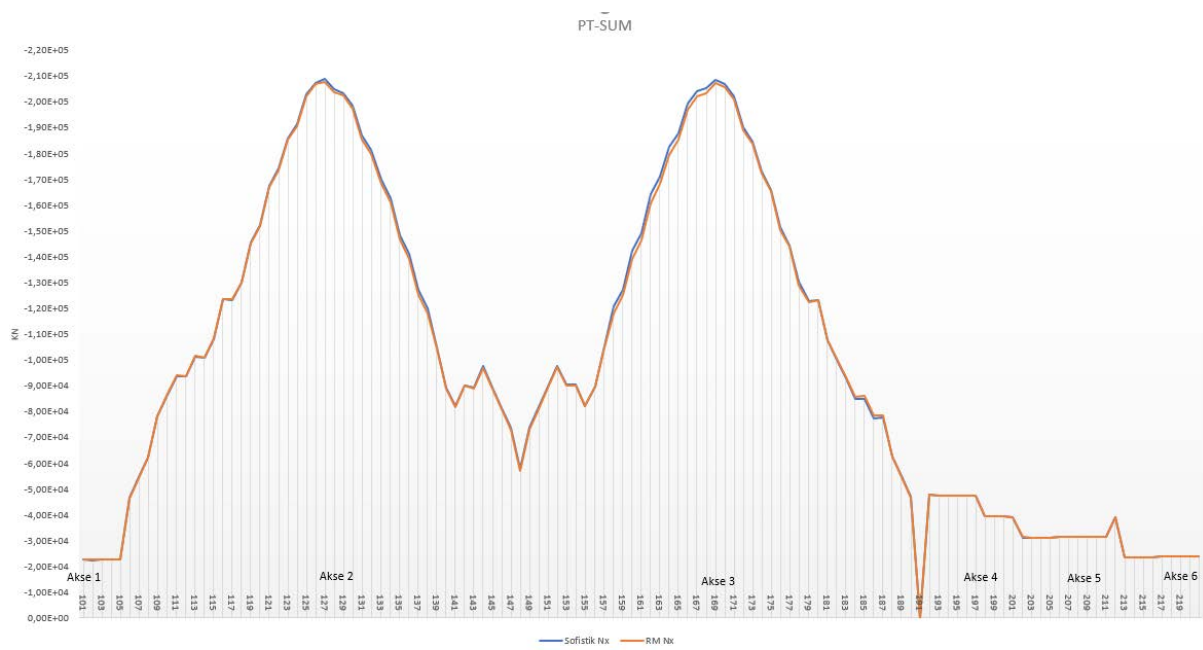


Figur 5: Skjærkraft Vz - Super-egenvekt

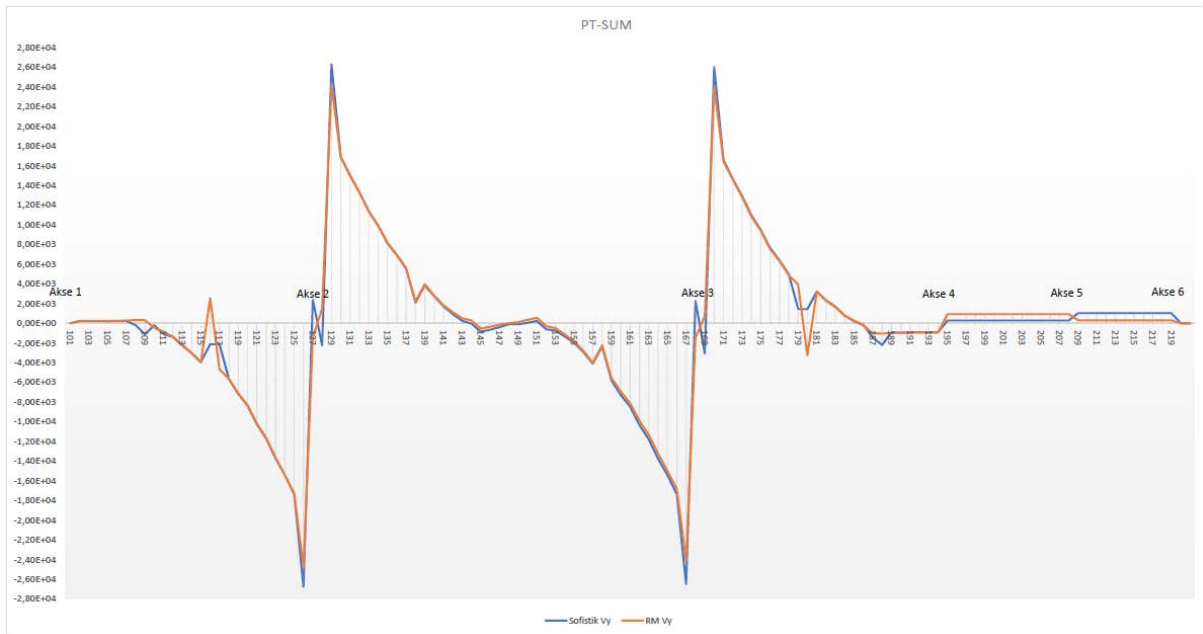
# Spennarmering



Figur 6: Moment Mz – Spennarmering



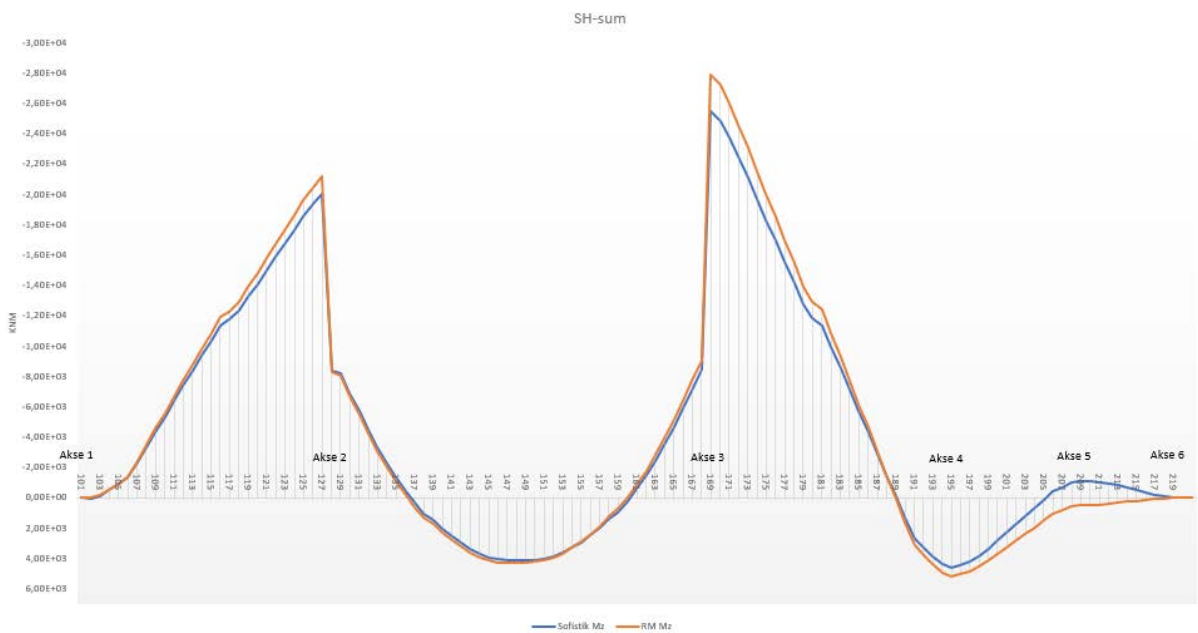
Figur 7: Normalkraft Nx - Spennarmering



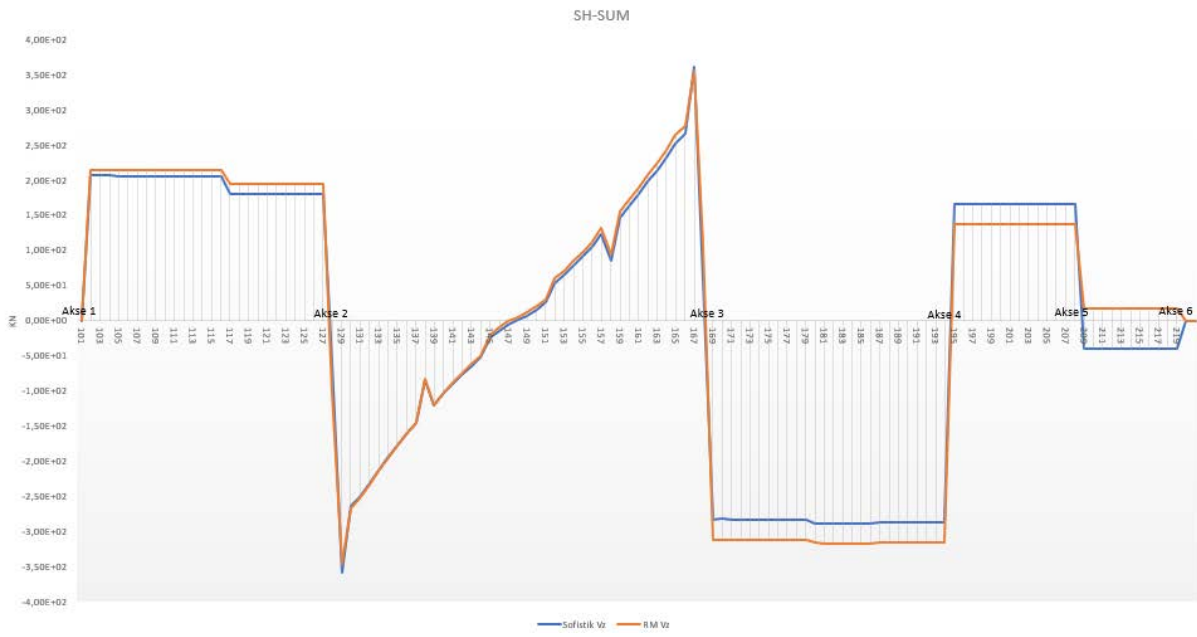
Figur 8: Skjærkraft  $Q_y$  – Spennarmering

## Svinn

Ser her på svinn for hele konstruksjonens levetid. Alle andre effekter er neglisjert.

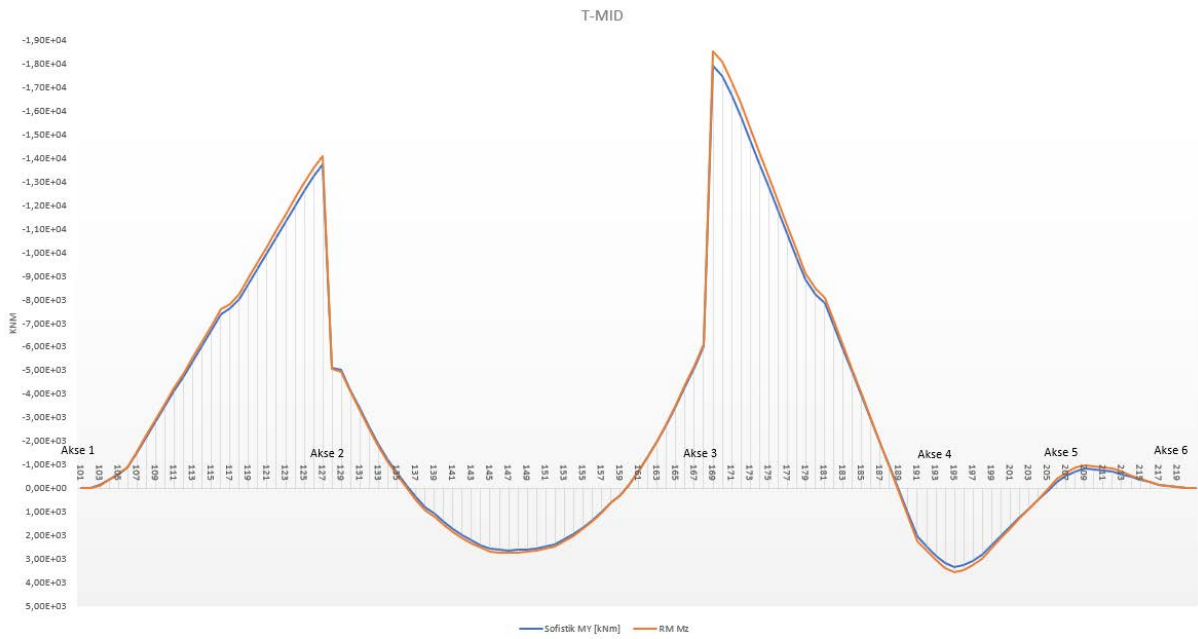


Figur 8 - 1: Moment  $M_z$  - Svinn

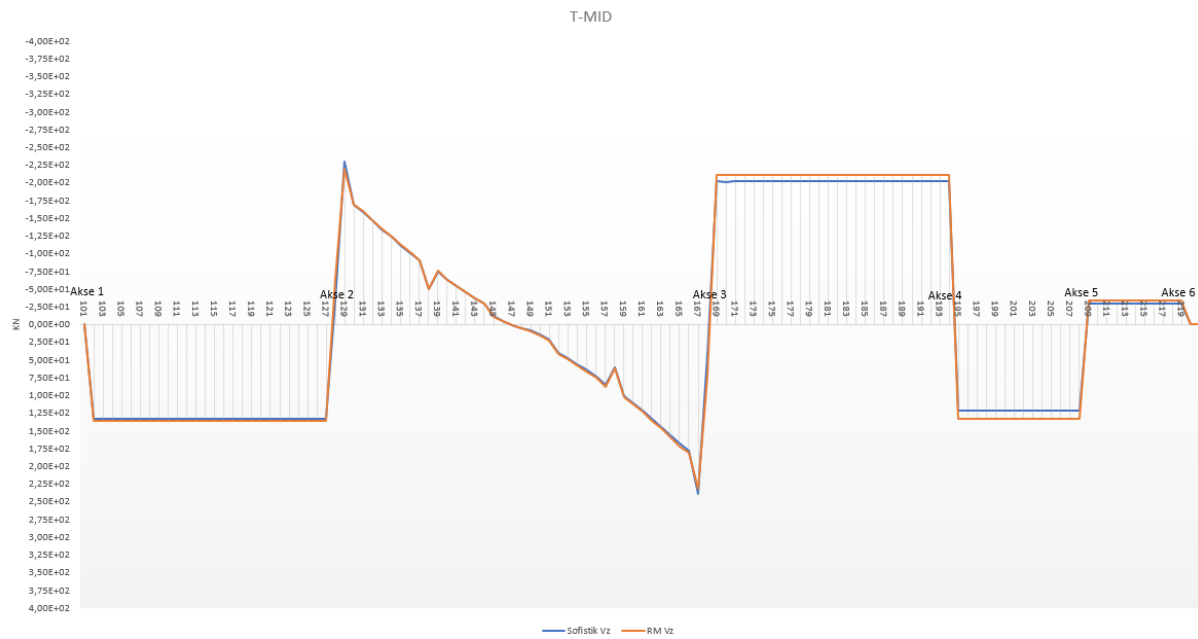


Figur 8 - 2: Skjærkraft Vz – Svinn

# Temperatur jevn

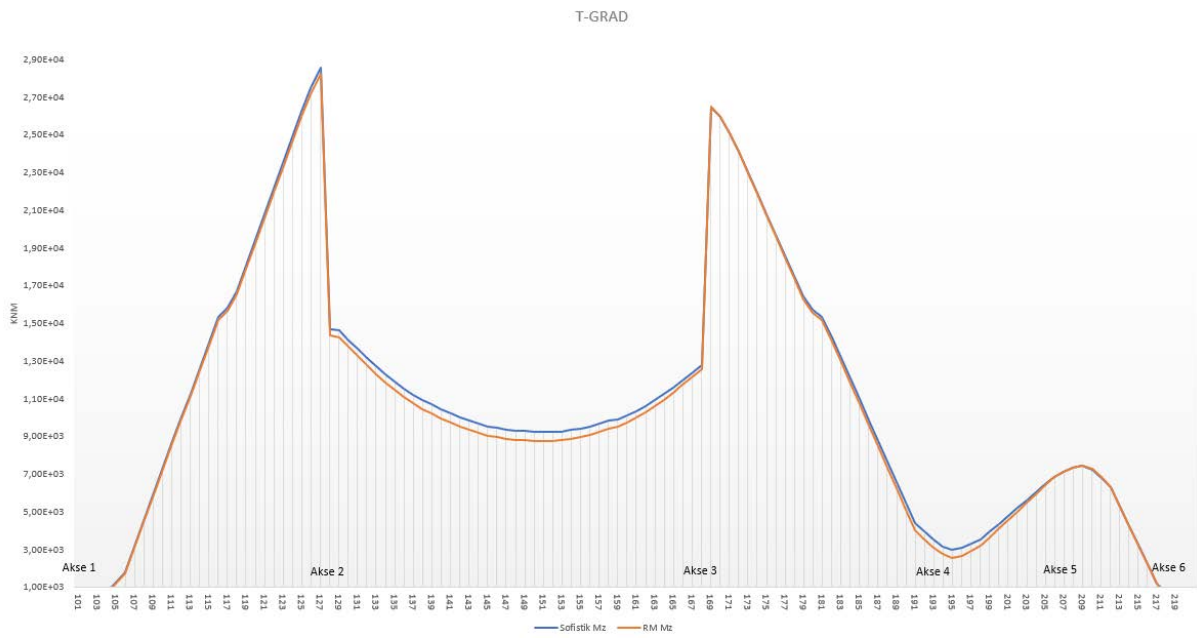


Figur 8 - 3: Moment Mz - Temperatur middel

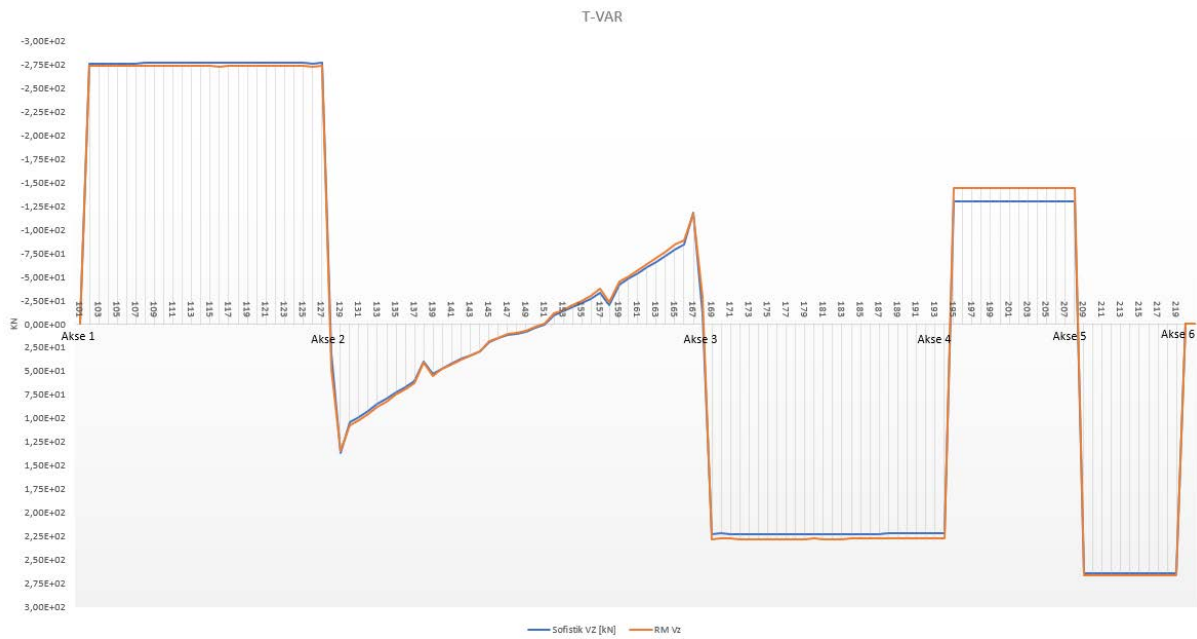


Figur 8 - 4: Skjærkraft Vz - Temperatur middel

# Temperatur var



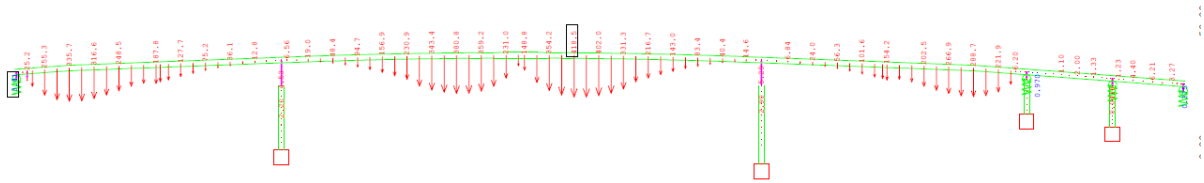
Figur 8: Moment Mz - Temperatur variabel



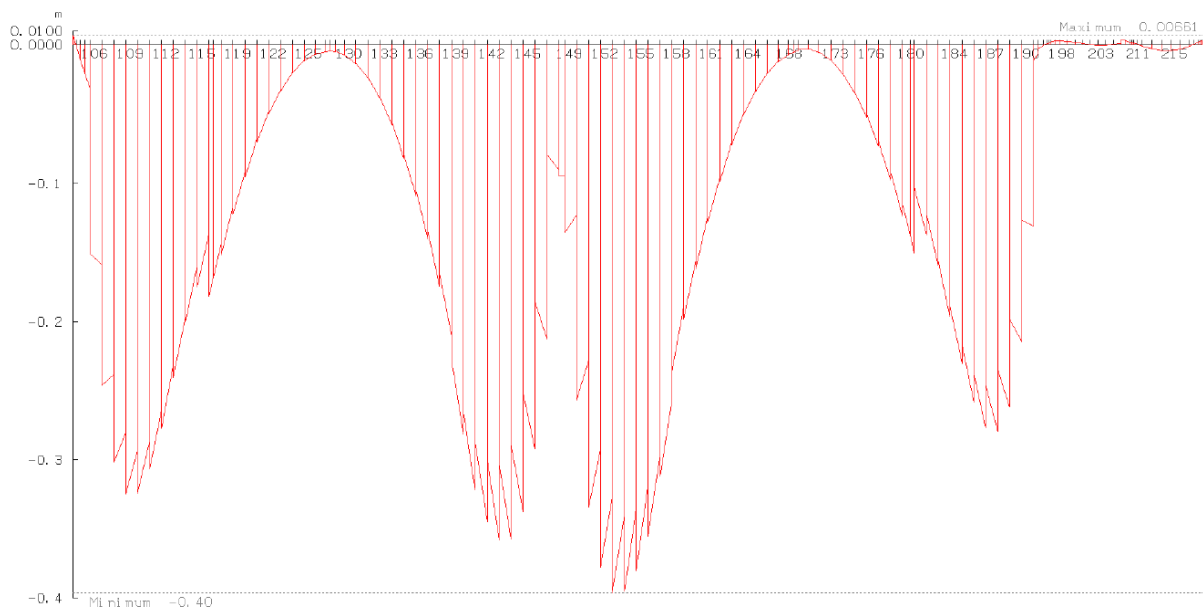
Figur 9: Skjærkraft Vz - Temperatur variabel

# Nedbøyninger i RM og Sofistik

## Egenvekt



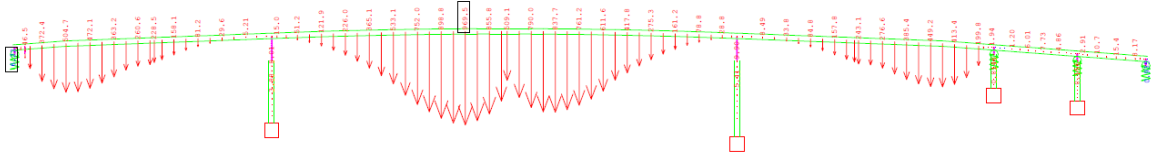
Figur 10: Nedbøyninger i Sofistik - Egenvekt



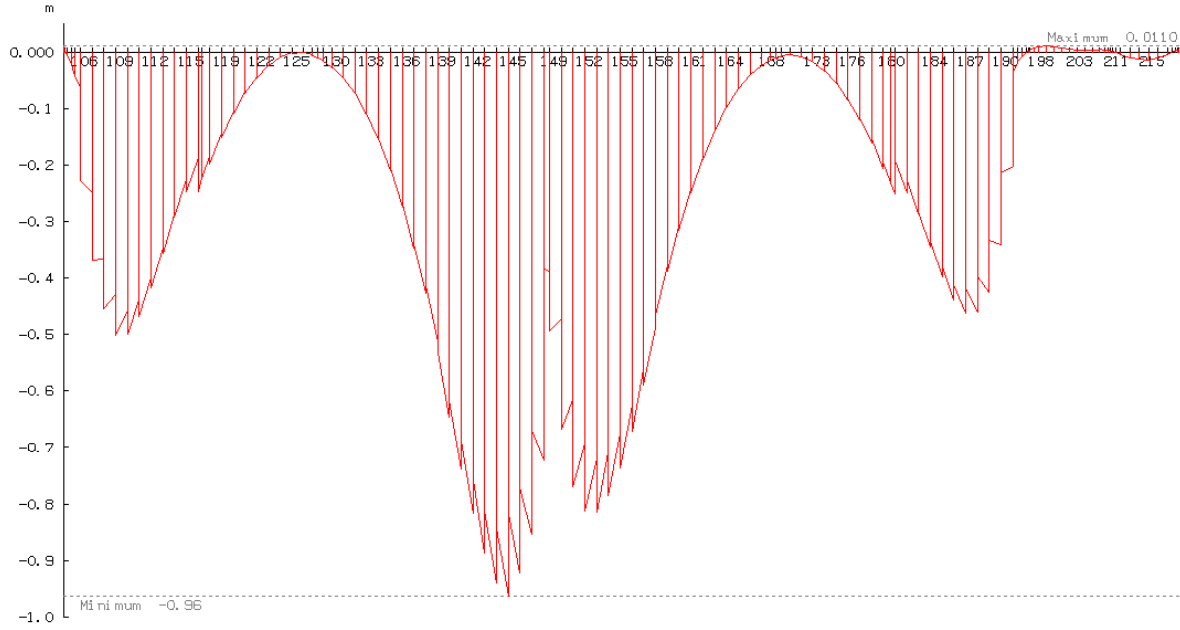
Figur 11: Nedbøyninger i RM – Egenvekt



# Kryp pga. egenvekt

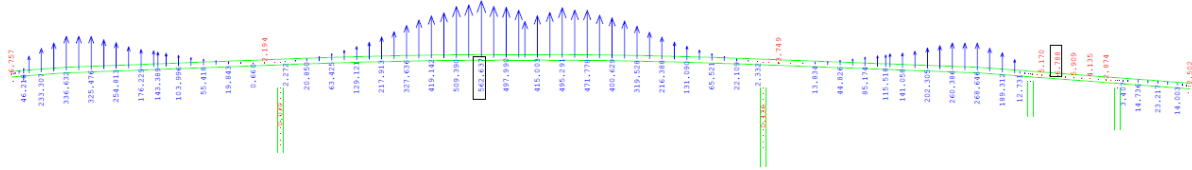


Figur 12: Nedbøyninger i Sofistik -Kryp pga. egenvekt

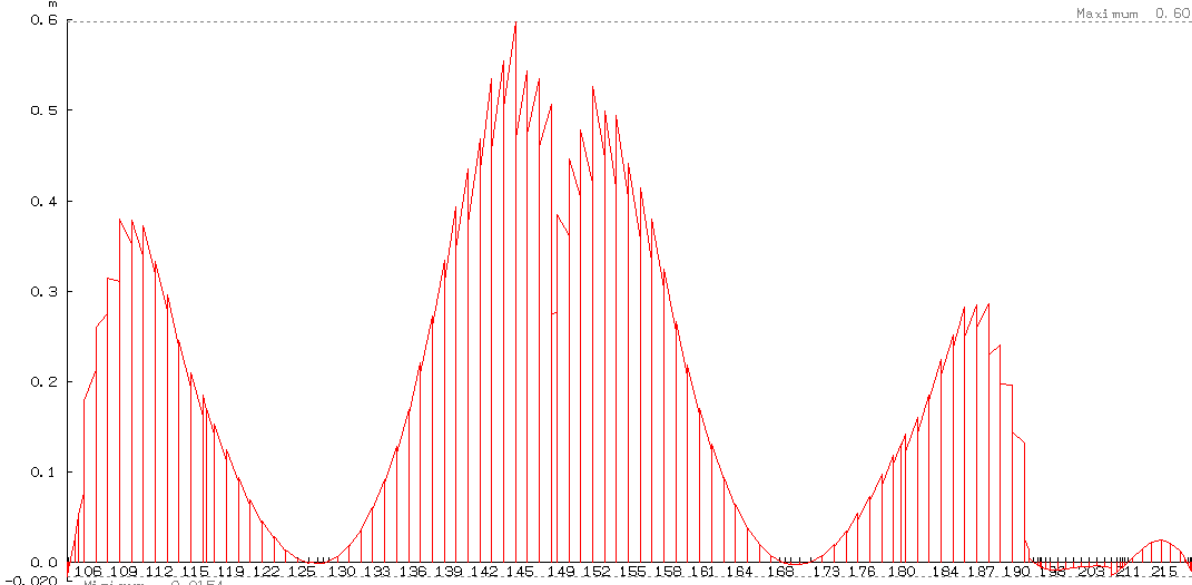


Figur 13: Nedbøyninger i RM – Kryp pga. Egenvekt

# Kryp pga. spennarmering



Figur 14: Nedbøyninger i Sofistik -Kryp pga. spennarmering



Figur 15: Nedbøyninger i RM – Kryp pga. spennarmering

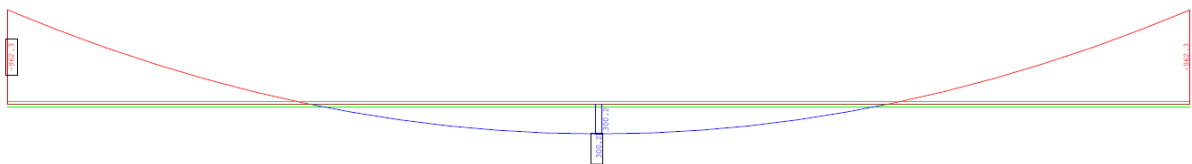
# Vedlegg D

Resultater fra Sofistik:

Før kobling:

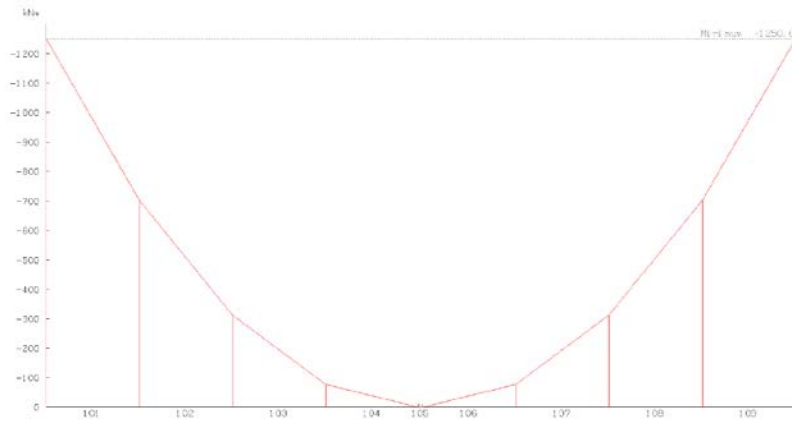


Etter sammenkobling og kryp i 100 år:

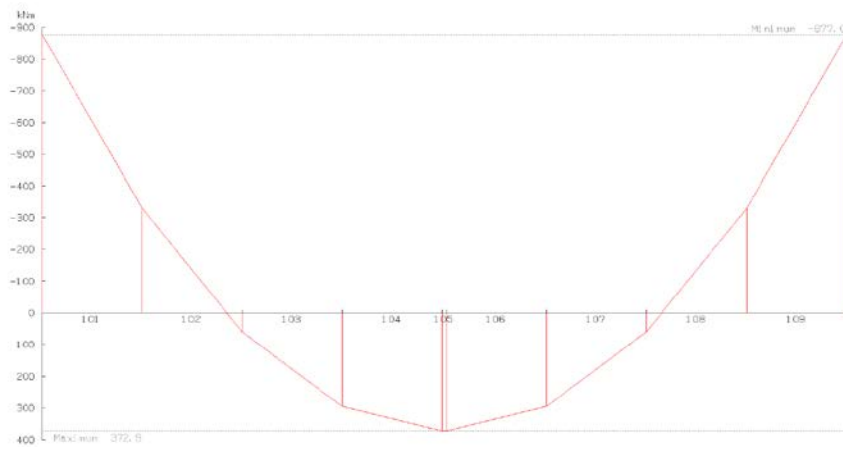


## Resultater fra RM:

### Før kobling:



### Etter sammenkobling og kryp i 100 år:



# Vedlegg E - Beregning av kryp- og svinntall

## Beregning av kryptall iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Tillegg B, B.1

Lineært kryptall, ikke større spenninger enn  $0,45 \cdot f_{ck}$

Parametre:

$$A_c := 1 \cdot 10^6$$

Tverrsnittsareal i mm

$$u := 4000$$

Omkrets av eksponert flate i mm

$$t := 36500$$

Alder i døgn på betraktet tidspunkt

$$t_0 := 3$$

Alder i døgn ved belastning

$$f_{cm} := 53$$

28-døgn trykkfasthet

$$RH := 70$$

Relativ fuktighet

Formler:

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 500 \quad \text{Effektiv tverrsnittstykkelse}$$

Parametre som avhenger av betongfastheten

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad \alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813$$

Virkningen av relativ fuktighet - gjelder for > B25

$$\varphi_{RH} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.181$$

Virkningen av fasthet på kryptallet

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

Virkning av alder ved pålastning

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.743$$

$$\beta_{H1} := 1.5 \left[ 1 + (0.012 RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \alpha_3 = 985.674 \quad \beta_{H2} := 1500 \alpha_3 = 1218.954$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, \beta_{H2}) = 985.674$$

$$\beta_{c.t.t_0} := \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} = 0.992$$

Normert kryptall:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f.cm} \cdot \beta_{t_0} = 2.024$$

Kryptall:

$$\varphi_{t.t_0} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t_0} = 2.008$$

## Beregning av svinn etter EC2, tillegg B.2

Parametre:

$$h_0 := 832$$

Effektiv tverrsnittshøyde i mm

$$t := 36500$$

Alder i døgn på betraktet tidspunkt

$$t_s := 3$$

Alder i døgn ved herding

$$f_{cm} := 53$$

28-døgns  
trykkfasthet

$$f_{cmo} := 10$$

$$f_{ck} := 45$$

$$RH := 70$$

Relativ  
fuktighet

$$RH_0 := 100$$

Formler:

$$k_h := 0.7$$

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

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

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

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[ \left( 220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\epsilon_{cd,0} = 3.024 \times 10^{-4}$$



$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 1$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.063 \times 10^{-4}$$

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

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,inf}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.938 \times 10^{-4}$$

# Vedlegg F - Beregning av tidsavhengige tap i spennkabel

**Tverrsnitt:**

$$A_c := 1 \text{ m}^2 \quad \text{Areal betongtverrsnitt}$$

$$\phi_{\text{duct}} := 97 \text{ mm} \quad \text{Diameter kabel}$$

$$W_y := \frac{1}{6} \text{ m}^3 \quad I_c := \frac{1}{12} \text{ m}^4 \quad \text{Areal treghetsmoment}$$

$$z_{\text{cp}} := 400 \text{ mm} \quad \text{Avstand fra tverrsnittets tyngdepunkt til spennkabel}$$

$$A_{\text{cnetto}} := A_c - \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{duct}}}{2} \right)^2 = 0.993 \text{ m}^2$$

**Opptredende krefter i midtspenn umiddelbart etter oppspenning, x=10m:**

$$q_\gamma := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{Spennvidde}$$

$$M_g := q_\gamma \cdot \frac{L^2}{8} = 1.25 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Moment pga egenvekt}$$

$$N_p := -0.945 \cdot 3038 \text{ kN} \quad (\text{Hentet fra Sofistik}) \quad \text{Spennkraft, faktor inkluderer korttidstap}$$

$$M_p := N_p \cdot z_{\text{cp}} = -1.148 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Moment pga spennkraft}$$

$$\sigma_{\text{cQP}} := \frac{N_p}{A_{\text{cnetto}}} + \frac{M_g + M_p}{W_y} = -2.282 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning ved spennkabel pga. egenvekt og spennkraft umiddelbart etter oppspenning}$$

$$\boxed{\varepsilon_{cs} := -0.271 \cdot 10^{-3}}$$
 Svinnetøyning hentet fra vedlegg E

$$\boxed{\varphi_{t,t0} := 2.01}$$
 Kryptall hentet fra Vedlegg E

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
 Elastisitetmodul for spennstål

$$A_p := 2250 \text{mm}^2$$
 Spennarmeringsareal

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

**Tidsavhengige tap av forspenning for før- og etteroppspenning, etter punkt 5.10.6 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008:**

$$\Delta P_{\text{krypsvinn}} := A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0}) = -159.968 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{\text{krypsvinn}} := \frac{\Delta P_{\text{krypsvinn}}}{A_p} = -71.097 \text{ MPa}$$

# Vedlegg G - Beregning av volum av RM elementer

## Utbygging mot akse 1:

$$\text{Areal start(element 116): } A_1 := 9.898 \text{ m}^2$$

$$L_{el116} := 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Areal slutt(element 116): } A_2 := 10.85 \text{ m}^2$$

$$\text{Areal start(element 117): } A_3 := 10.85 \text{ m}^2$$

$$L_{el117} := 3.7 \text{ m}$$

$$\text{Areal slutt(element 117): } A_4 := 11.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Vekt av etappe FFB9 mot akse 1: } V_{el116.117} := \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L_{el116} + \left( \frac{A_3 + A_4}{2} \right) \cdot L_{el117} = 53.167 \text{ m}^3$$

$$g_{el116.117} := V_{el116.117} \cdot 25.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = (1.356 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

## Utbygging mot akse 3:

$$\text{Areal start(element 138): } A_5 := 9.899 \text{ m}^2$$

$$L_{el138} := 4.9 \text{ m}$$

$$\text{Areal slutt(element 138): } A_6 := 11.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Vekt av etappe FFB9 mot akse 3: } V_{el138} := \left( \frac{A_5 + A_6}{2} \right) \cdot L_{el138} = 51.595 \text{ m}^3$$

$$g_{el138} := V_{el138} \cdot 25.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = (1.316 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\text{FFB9 krager ut: } L_{utkrager} := 45 \text{ m}$$

$$\text{Moment pga. usymmetri: } M_{FFB9} := (g_{el116.117} - g_{el138}) \cdot L_{utkrager} = 1805 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Fra RM: } M_{FFB9RM} := 1500 \text{ kN} \cdot \text{m}$$