

# Sammenlikning av analyseprogrammer og beregningsmodeller for temperatur- og tidsavhengige deformasjoner

**Henning Ravnås**  
**Sindre Tollan Sørensen**

Master i Bygg- og miljøteknikk  
Innlevert: juni 2018  
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 11.juni 2018	ANTALL SIDER: 132 + 52 sider vedlegg
------------------------------------	-----------------------	---

TITTEL:

**Sammenlikning av analyseprogrammer og beregningsmodeller for temperatur- og tidsavhengige deformasjoner**

Comparison of analysis programs and calculation models for temperature and time dependent deformations

UTFØRT AV:

Henning Ravnås

Sindre Tollan Sørensen



SAMMENDRAG:

Målet med denne oppgaven har vært å lære mer om effektene som kan skape deformasjonsproblematikk i fritt-frambygg (FFB) bruer, med spesielt vekt på kryp, svinn og temperatur. Oppgaven tar utgangspunkt i Dolmsundbrua, som under bygging ble instrumentert med tøyningsmålere.

Brua er modellert ved hjelp av analyseprogrammet NovaFrame, og resultater fra flere ulike lasttilfeller er sammenliknet med en tilsvarende analysemodell fra programmet RM Bridge. Sammenlikningen mellom programmene viser bra samsvar for lasttilfeller med permanente laster, spennarmring og temperaturlast. Derimot er resultatene for lasttilfeller med kryp og svinn varierende, og kan skyldes ulike beregningsmodeller.

Tøyningmålinger for hovedsøylene i Dolmsundbrua er studert og sammenliknet med beregninger fra dimensjoneringsprogrammet NovaDesign. Tøyningmålingene viser generelt godt samsvar med Nova-Design i byggefasen, men etter kobling av kragarmene blir forskjellene større. Det gjelder spesielt bøyetøyningene, og kan skyldes forskjellig stivhet i kobling mellom søyle og bruoverbygning, eller virkningen av armering i søylene. Normaltøyningen viser god overensstemmelse.

Avleste lagerinnstillinger har vært utgangspunkt for en analyse av sammenhengen mellom bruas lengde og middeltemperatur. Bruas lengdevariasjon er en direkte funksjon av kryp, svinn og temperatur. Ved å korrigere de avleste lagerinnstillingene for temperatur, vises hastigheten av kontraksjon grunnet kryp og svinn. Det fremkommer at kontraksjonen av brua utvikler seg raskt etter utbygging, men i avtagende hastighet.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDERE: Daniel Cantero v/NTNU og Håvard Johansen v/ Statens Vegvesen, Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

---

---



---

# Forord

Denne masteroppgaven er gjennomført som et samarbeid mellom Henning Ravnås og Sindre Tollan Sørensen, og er et avsluttende arbeid på en to-årig masterutdanning i Bygg- og Miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Oppgaven vektet 30 studiepoeng per student, og har blitt utført i løpet av 20 uker. Veilederne for oppgaven har vært Daniel Cantero og Terje Kanstad ved NTNU og Håvard Johansen i Statens vegvesen.

Gjennom oppgaven har studentene fått økt kunnskap om beregning og dimensjonering av betongkonstruksjoner, og spesielt fritt-frambygg bruer. I arbeidet er aktuelle regelverk, beregningsmetoder og analyseprogram benyttet. Hensikten med oppgaven har vært å undersøke de tidsavhengige effektene som kan skape deformasjonsproblematikk i fritt-frambygg bruer, med spesielt vekt på kryp og svinn.

Vi har hatt stort læringsutbytte innen forståelse av lastsituasjoner og vurdering av effektene disse har på komplekse brukonstruksjoner, i tillegg til økt kunnskap om tøyninger og deformasjoner knyttet til tidsavhengige effekter.

Vi ønsker å rette en stor takk til professor Terje Kanstad og førsteamanuensis Daniel Cantero ved Institutt for konstruksjonsteknikk for god veiledning. En stor takk ønskes også rettet til Håvard Johansen, Statens vegvesen, for stort engasjement rundt oppgaven og god veiledning.

Trondheim, 11. juni 2018

  
Henning Ravnås

  
Sindre Tollan Sørensen



---

# Sammendrag

Målet med denne oppgaven har vært å lære mer om effektene som kan skape deformasjonsproblematikk i fritt-frambygg (FFB) bru, med spesielt vekt på kryp, svinn og temperatur. Oppgaven tar utgangspunkt i Dolmsundbrua, som er en FFB-bru i Hitra kommune i Trøndelag, ferdigstilt i 2016. Brua ble under bygging instrumentert med tøyningmålere, med formål om å verifisere beregningsgrunnlaget for kort- og langtidsdeformasjoner.

Brua er modellert ved hjelp av analyseprogrammet NovaFrame, og kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstanden for aktuelle laster og lastkombinasjoner. I tillegg er resultater fra flere ulike lasttilfeller sammenliknet med en tilsvarende analysemodell fra programmet RM Bridge. Sammenlikningen mellom de to programmene viser bra samsvar for lasttilfeller med permanente laster, spennarmering og temperaturlast. Derimot er resultatene for lasttilfeller med kryp og svinn mer varierende. Forskjellene kan skyldes ulike beregningsmodeller i programmene.

For å undersøke virkningen av å benytte ulike beregningsmodeller for kryp og svinn, er det utført en sammenlikningsstudie av tre forskjellige modeller; Model Code 1990, Bazant-Baweja B3-model og Model Code 2010. Sammenlikningen viser at Bazant-Baweja B3-model generelt gir større kryptøyninger enn Model Code 1990 og 2010. Det fremkommer at pålastningstidspunkt og betongfasthet er parameterne som i størst grad påvirker modellene. De ulike svinnmodellene har bedre samsvar, men påvirkes i stor grad av relativ luftfuktighet.

Tøyningmålinger for hovedsøylene i Dolmsundbrua er studert og sammenliknet med beregninger fra dimensjoneringsprogrammet NovaDesign. Tøyningmålingene viser generelt godt samsvar med NovaDesign i byggefasen, men etter kobling av kragarmene blir forskjellene større. Det gjelder spesielt bøyetøyningene, der NovaDesign overestimerer differansen mellom tøyningene i hver side av søylen sammenliknet med målingene. Samtidig viser normaltøyningen god overensstemmelse. Forskjellene kan skyldes forskjellig stivhet i kobling mellom søyle og bruoverbygning, eller virkningen av armering i søylene.

Avleste lagerinnstillinger har vært utgangspunkt for en analyse av sammenhengen mellom bruas lengde og middeltemperatur. Bruas lengdevariasjon i driftsfasen er en direkte funksjon av kryp, svinn og temperatur. Ved å korrigere de avleste lagerinnstillingene for temperatur, vises hastigheten av kontraksjon grunnet kryp og svinn. Det fremkommer at kontraksjonen av brua utvikler seg raskt etter utbygging, men i avtagende hastighet.

Resultatene fra denne rapporten har bidratt til å verifisere hvordan ulike analyseprogrammer beregner kort- og langtidsdeformasjoner som kryp, svinn og temperatur. Sammenlikning av målinger og analyseresultater øker forståelsen for forutsetninger og beregningsmetodikken, og er viktig for å unngå uønsket deformasjon.

---

---

---

# Abstract

The goal of the thesis has been to gain knowledge about the time dependent effects that can cause deformation problems in cantilever bridges. Creep, shrinkage and temperature effects. The bridge in question is “Dolmsundbrua” in Hitra, Trøndelag. The bridge was opened in 2016, and is instrumented with strain measurement sensors in both the columns and the bridge deck.

The bridge is modelled by using the finite element program NovaFrame, and controlled for the ultimate- and service limit state. Different load cases from the model is also compared with a similar model from the program RM Bridge. The comparison shows good compliance for the permanent loads, tensioning and temperature load. On the other hand, deviations occur for load cases regarding creep and shrinkage. The differences are possibly a result due to different calculation models in the programs.

To examine the differences by using different calculations models for creep and shrinkage, a comparison of three different models has been done. The models consists of Model Code 1990, Bazant-Baweja B3-model and Model Code 2010. The study shows that the Bazant-Baweja B3-model produces larger creep strains than the model code 1990 and 2010. The time of loading after casting as well as the concretes strength has most influence on all models. The models produce more similar results for shrinkage, but are highly affected by humidity.

The strain measurements from the bridge are compared to calculations from the design program NovaDesign. The comparison shows good compliance during the construction phases. Deviations occur after the two cantilevers are connected. Especially the bending strains in the main columns, where NovaDesign overestimates the difference between the strains in each side of the column. The normal strains from the programe shows good compliance compared to the measurements. The deviations may come frome differences in the rigidity between the column and the bridge deck as well as the effects from rebars in the columns.

The length differences during the construction phases come from the functions of creep, shrinkage and temperature. Measurements from the bearings have been used to analyse how the mean temperature affects the length of the bridge. A review of the measurments of the bearings adjusted for temperature shows the rate of contraction in the bridge due to creep and shrinkage. It is shown that the rate of contraction in the bridge is higher while the concrete is newly cast.

The results from the report contributes to verify how different analysis programs calculate short and long term deformations like creep, shrinkage and temperature. The comparison of measurements and results increases the understanding for calculation methods, and can be an important asset to avoid unpredictable deformations.



# Innhold

<b>Forord</b>	<b>I</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>III</b>
<b>Abstract</b>	<b>V</b>
<b>Innholdsfortegnelse</b>	<b>IX</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2 Beregningsgrunnlag</b>	<b>3</b>
2.1 Grunnlag fra Statens vegvesen . . . . .	3
2.2 Regelverk . . . . .	3
2.3 Materialelegenskaper . . . . .	4
2.4 Analyseprogram . . . . .	6
<b>3 Dolmsundbrua</b>	<b>7</b>
3.1 Byggemetode for fritt-frambygg bru . . . . .	7
3.2 Utforming av brua . . . . .	9
3.3 Byggeprosessen . . . . .	12
3.4 Instrumentering av brua med tøyningmålere . . . . .	13
<b>4 Laster</b>	<b>15</b>
4.1 Permanente laster . . . . .	15
4.1.1 Egenlast . . . . .	15
4.1.2 Superegenvekt . . . . .	15
4.2 Variable laster . . . . .	16
4.2.1 Trafikklaster . . . . .	16
4.2.2 Vindlaster . . . . .	19
4.2.3 Termiske laster . . . . .	22
4.3 Oppspenningskraft . . . . .	24
4.3.1 Tap av spennkraft . . . . .	25
4.4 Deformasjonslaster . . . . .	27
4.4.1 Kryp . . . . .	28
4.4.2 Svinn . . . . .	32
4.5 Nyttelaster i byggefaser . . . . .	34

---

4.6	Neglisjerte laster . . . . .	34
4.7	Lastkombinering . . . . .	34
4.7.1	Bruddgrensetilstanden . . . . .	35
4.7.2	Bruksgrensetilstanden . . . . .	36
4.7.3	Total lastkombinering . . . . .	36
<b>5</b>	<b>Oppbygging av analysen</b>	<b>39</b>
5.1	Aksesystem . . . . .	39
5.2	Modellgeometri . . . . .	39
5.3	Spennarmering . . . . .	42
5.4	Lastmodellering . . . . .	44
5.5	Modellinndeling og analyser . . . . .	48
5.6	Lastkombinering . . . . .	49
<b>6</b>	<b>Kontroll av grensetilstander</b>	<b>51</b>
6.1	Bruddgrensetilstanden . . . . .	51
6.1.1	Opptredende momenter . . . . .	52
6.1.2	Tverrsnittenes momentkapasitet . . . . .	54
6.1.3	Kontroll av momentkapasiteter . . . . .	58
6.2	Bruksgrensetilstanden . . . . .	59
6.2.1	Nedbøyning . . . . .	59
6.2.2	Risskontroll . . . . .	60
<b>7</b>	<b>Sammenlikning av NovaFrame og RM Bridge</b>	<b>63</b>
7.1	Moment- og skjærforløp . . . . .	64
7.2	Spennkabler . . . . .	73
7.3	Reaksjoner i søylene . . . . .	77
7.4	Diskusjon . . . . .	81
<b>8</b>	<b>Materialmodeller for kryp- og svinntøyning</b>	<b>83</b>
8.1	Deformasjonsproblematikk i fritt fram-bygg bruer . . . . .	83
8.2	Materialmodeller for kryp og svinn . . . . .	84
8.2.1	CEB-FIP Model Code 1990 . . . . .	86
8.2.2	Bazant-Baweja B3-model . . . . .	89
8.2.3	CEB-FIP Model Code 2010 . . . . .	92
8.3	Sammenlikning av materialmodeller . . . . .	96
8.3.1	Kryptøyning . . . . .	96
8.3.2	Svinntøyning . . . . .	99
8.4	Temperaturesens effekt . . . . .	101
8.5	E-modulens effekt . . . . .	104
8.6	Tidligere studier . . . . .	105
8.7	Diskusjon . . . . .	107
<b>9</b>	<b>Verifikasjon av tøyning i hovedsøylene</b>	<b>109</b>
9.1	Tøyningsmåling i Dolmsundbrua . . . . .	109
9.2	Verifikasjon av tøyningsberegning i NovaDesign . . . . .	113



---

9.3	Sammenlikning av målt og beregnet tøyning . . . . .	114
9.4	Diskusjon . . . . .	118
<b>10</b>	<b>Verifikasjon av lengdeutvidelse i bruoverbygningen</b>	<b>119</b>
10.1	Lagerinnstillinger og temperaturmåling i Dolmsundbrua . . . . .	120
10.2	Verifikasjon av lengdeutvidelse i NovaFrame . . . . .	122
10.3	Sammenlikning av målt og beregnet lengdeutvidelse . . . . .	124
10.4	Diskusjon . . . . .	125
<b>11</b>	<b>Oppsummering</b>	<b>127</b>
	<b>Referanseliste</b>	<b>129</b>
	<b>Vedleggsliste</b>	<b>131</b>

---

# Kapittel 1

## Innledning

Dolmsundbrua er en fritt-rambygg bru i Hitra kommune i Trøndelag som ble bygget i perioden 2013 til 2016. Brua ble under bygging instrumentert med tøyningsmålere i bruoverbygningen og i hovedsøylene. Målet med instrumenteringen er å verifisere beregningsgrunnlaget for kort- og langtidsdeformasjoner, for å få bedre forståelse for forutsetninger og beregningsmetodikk i fritt-rambygg bruer.

Fritt-rambygg (FFB) bru er en mye benyttet brutype i Norge, og er spesielt aktuell der det kreves lange spenn, høy seilingshøyde eller det er utfordrende topografi. I en FFB-utbygging bygges først søylene, før bruoverbygningen støpes som utkragerbjelker til hver side av søylehodene. Utkragerbjelkene, ofte kalt kragarmer, støpes etappevis fra hver søyle før de tilslutt kobles sammen på midten til ferdig bru. En utfordring ved denne metoden er nedbøyning av kragarmene i byggeperioden. Det er viktig å kunne forutsi posisjonen for kragarmene før sammenkobling.

Målet med denne oppgaven er å lære mer om de tidsavhengige egenskapene som kan skape deformasjonsproblematikk i fritt-rambygg bruer. Det legges spesielt vekt på deformasjon på grunn av kryp, svinn og temperatur, som undersøkes i både byggefasen og driftsfasen. Til dette arbeidet skal to ulike analyseprogrammer sammenliknes med hensyn på ulike lasttilfeller, for å undersøke usikkerheten og forskjellene i forskjellige programmer. Videre skal analyseresultatene verifiseres mot de målte tøyningene og deformasjonene i Dolmsundbrua.

I denne oppgaven er analyseprogrammet NovaFrame benyttet til modellering og global-analyser. Dette er et rammeprogram som er spesielt egnet for konstruksjoner som bygges etappevis. Videre er dimensjoneringsprogrammet NovaDesign benyttet til beregning av tøyninger. Brua er modellert i henhold til “som bygget”-tegninger, aktuelle standarder og håndbøker. I den originale prosjekteringen av Dolmsundbrua ble analyseprogrammet RM Bridge benyttet. Resultatene fra denne analysen er sammenlikningsgrunnlaget, og utgangspunkt for å verifisere hvordan kryp, svinn og temperatur beregnes i de ulike analyseprogrammene.

Arbeidet med denne rapporten har nytteverdi for Statens vegvesen og andre brukonstruktører som ønsker mer kunnskap om deformasjonsproblematikk i fritt-frambygg bruer. Kryp og svinn er blant de mest usikre fenomenene innenfor betong, men er samtidig en viktig faktor i FFB-utbygging. Ved å oppnå bedre forståelse for forutsetninger og beregningsmetodikk kan konstruksjoner optimaliseres og armeringsbehov reduseres, noe som vil være positivt i både et økonomisk- og miljøperspektiv.

Rapporten inneholder fremgangsmåte og forutsetninger lagt til grunn for analyse av Dolmsundbrua. Brua kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstanden, før resultater fra enkeltlasttilfeller fra to analyseprogrammer sammenliknes. Deretter følger en litteraturstudie på materialmodeller for kryp og svinn, som også sammenliknes med utgangspunkt i Dolmsundbrua. Rapporten tar tilslutt for seg tøyningmålinger og avleste lagerinnstillinger ved brua, og disse sammenliknes med beregninger og analyseresultater.

# Kapittel 2

## Beregningsgrunnlag

I dette kapittelet presenteres dokumenter, standarder og andre kilder som danner grunnlaget for beregning og modellering av Dolmsundbrua. I tillegg redgjøres det for egenskapene til materialene brukt i brua, spesielle forutsetninger som er gjort i analysen og analyseprogrammene som er benyttet.

### 2.1 Grunnlag fra Statens vegvesen

- K1: Prosjekteringsgrunnlag for 16-1481 Dolmsundbrua [1]
- Modelleringsgrunnlag for globalanalyse, se vedlegg A
- “Som bygget”-tegninger: K100-K885
- Diverse dokumenter: *Overbygning geometri.xlsx*, *Dato utførelse.xlsx*, *Byggefaser.pdf*

### 2.2 Regelverk

#### Standarder

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2]. Refereres til som EK0.
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger [3]. Refereres til som EK1.
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster [4]. Refereres til som EK1-1-4.

- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger [5]. Refereres til som EK1-1-5.
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer [6] Refereres til som EK1-2.
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [7]. Refereres til som EK2.
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 2: Bruer [8]. Refereres til som EK2-2.

### Håndbøker

- Statens vegvesen: Håndbok N400 Bruprosjektering. Prosjektering av bruer, ferjekai-er og andre bærende konstruksjoner [9]. Refereres til som HB N400.
- Statens vegvesen: Håndbok R412 Bruklassifisering [10]. Refereres til som HB R412.
- Statens vegvesen: Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer. Rapport Nr. 668 [11].

### ETA (forutsetninger for spennsystemer)

- European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning, ETA-07/0035 [12]. Refereres til som ETA-07/0035.

## 2.3 Materialelegenskaper

Dolmsundbrua består av betong armert med spenn- og slakkarmering. Slakkarmeringen er ikke betraktet i denne oppgaven. I tillegg består brua av slitelag, rekkverk, fuger og diverse teknisk utstyr. Dette blir ikke betraktet spesielt, men er prosjektert som ytre last, kalt superegenvekt, og er beskrevet nærmere i kapittel 4.1.2.

### Betong

Betongen som ble benyttet i Dolmsundbrua er av kvalitet B45. I tabell 2.1 blir de viktigste materialelegenskapene til betongen gjengitt.

Da målet med denne oppgaven er å sammenlikne analyseprogrammer og målte tøyninger i brua er det viktig at materialparameterne som benyttes i analysen er mest mulig korrekt i forhold til virkelig situasjon, fremfor å følge standarder og håndbøker. Derfor er det valgt å fravike EK2 og HB N400 på noen materialparametere.

**Tabell 2.1:** Materialelegenskaper for betong

Karakteristisk sylindrefasthet 28 døgn	$f_{ck}$	45 MPa
Dimensjonerende sylindrefasthet	$f_{cd}$	25,5 MPa
Middelverdi sylindrefasthet 28 døgn	$f_{cm}$	53 MPa
E-modul	$E_{cm}$	28 000 MPa
Materialfaktor	$\gamma_c$	1,5
Tyngdetetthet	$\rho$	25,5 kN/m <sup>3</sup>
Temperaturutvidelseskoeffisient	$\alpha_T$	$0,85 \cdot 10^{-5}$

Tyngdetettheten til den armerte betongen i Dolmsundbrua er satt til  $\rho = 25,5 \text{ kN/m}^3$ . Dette er basert på en overslagsberegning av vekten til ulike elementer i brua, i forhold til mengde armeringsstål ( $\rho_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$ ) og mengde betong ( $\rho_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$ ).

Temperaturutvidelseskoeffisienten er vurdert spesielt i forhold til bergart og mengde tilsalg i betongen. Det er i hovedsak gneis, som har temperaturutvidelseskoeffisient  $\alpha_T = 0,70 \cdot 10^{-5} - 0,75 \cdot 10^{-5}$ . Sementpastaen (vann og sement) har temperaturutvidelseskoeffisient  $\alpha_T = 1,1 \cdot 10^{-5}$ . Betongresepten legger til grunn 2/3 tilsalg og 1/3 sementpasta, noe som resulterer i total temperaturutvidelseskoeffisient for betongen  $\alpha_T = 0,85 \cdot 10^{-5}$ , mot normalt  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5}$  etter EK2.

E-modulen til betong med kvalitet B45 er i henhold til EK2 tabell 3.1  $E_{cm} = 36\,000 \text{ MPa}$  [7]. EK2 pkt. 3.1.3(1) sier at E-modulen bør betraktes som veiledende, og kan vurderes særskilt der det er sannsynlig at konstruksjonen vil være følsom for avvik fra disse verdiene. Ved utførelse av Dolmsundbrua ble E-modulen til betongen fastsatt ved målinger før FFB-utbyggingen startet. Dette ble gjort for å kunne foreskrive riktige overhøyder for kragarmene. Basert på prøverapporten ble det bestemt at det skal benyttes en E-modul etter 28 døgn på  $E_{cm} = 28\,000 \text{ MPa}$  i prosjekteringen.

## Spennarmering

Spennarmeringens materialelegenskaper er gitt i prosjekteringsgrunnlaget, og er gjengitt i tabell 2.2.

Spennarmeringen i Dolmsundbrua er av to forskjellige typer. Den ene, kalt type 1506, består av 15 spenntau à 0,62" og benyttes i overgurten nærmest søylene. Den andre, kalt type 1906, består av 19 spenntau à 0,62" og benyttes i brua forøvrig. Spennarmeringen ligger inni korrugerte metallrør som er støpt inn i brua. Kabelrørene injiseres med betongmørtel for å beskytte mot korrosjon og skape heft mellom betong og spennkablene. Data for spennarmeringstypene er gitt i modelleringsgrunnlaget i vedlegg A.

**Tabell 2.2:** Materialegenskaper for spennarmering

Karakteristisk strekkfasthet	$f_{pk}$	1 860 MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,1% grense	$f_{p0,1k}$	1 640 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet 0,1% grense	$f_{pd}$	1 426 MPa
E-modul	$E_p$	195 000 MPa
Materialfaktor	$\gamma_s$	1,15

## 2.4 Analyseprogram

Globalanalyse og modellering av brua blir utført i NovaFrame, versjon 5. Dette er et rammeprogram som er spesielt egnet til konstruksjoner som bygges etappevis. Programmet er basert på elementmetode og bjelketeori, utviklet av konsultentselskapet Aas-Jakobsen [13].

Til beregning av tøyninger blir dimensjoneringsprogrammet NovaDesign versjon 5 benyttet. Dette programmet kan lese analysefiler fra NovaFrame, slik at ingen ytterligere modellering er nødvendig. NovaDesign er også utviklet av Aas-Jakobsen.

I denne studien er resultater fra to ulike analyseprogrammer sammenliknet. I tillegg til resultater fra NovaFrame og Nova Design, blir resultater fra analyseprogrammet RM Bridge benyttet. Dette er programmet Statens vegvesen brukte i prosjekteringen av brua. For å få en kvalifisert sammenlikning må analysene modelleres så likt som mulig i de ulike programmene.

I tillegg benyttes Mathcad 15 og Microsoft Excel til diverse beregninger og verifikasjoner.



## Kapittel 3

# Dolmsundbrua

Dolmsundbrua er en fritt-rambygg (FFB) bru som forbinder øyene Hitra og Dolmøya i Hitra kommune i Trøndelag, og er en del av fastlandsforbindelsen Hitra - Frøya. Vegdirektoratet har prosjektert, og NCC Construction har bygget brua som stod ferdig i juni 2016.



Figur 3.1: Dolmsundbrua

### 3.1 Byggemetode for fritt-rambygg bru

Fritt-rambygg bru er en byggemetode der brubanen støpes som en utkragerbjelke ut fra en søyle. Det betyr at det ikke forskales til fast grunn, men med en støpevogn som skyves ut fra søylehodet, og seksjonsvis videre utover utkragerarmen for hver støp. Normalt består FFB bruer av flere søyleakser, og dermed flere kragarmer. Det er hensiktsmessig at brua

bygges symmetrisk til hver side av søylene for å unngå deformasjon på grunn av skjevlast. Tilsnitt kobles kragarmene sammen på midten og til landkarene, slik at brua virker som en enhet [14].

### **Søyer**

Søylene er eneste avstivning av brua i byggetida. Derfor ønsker man kraftige og robuste søyer som kan motstå krefter fra egenvekt og dynamisk vindlast. På dette tidspunktet er systemet statisk bestemt. Etter sammenkobling av brubjelkene blir systemet statisk ubestemt, og man ønsker dermed myke og duktile søyer, slik at de tåler deformasjoner som kommer fra oppspenning, kryp, svinn, temperatur og jordskjelvkrefter [14].

Søylene kan utformes med kassetverrsnitt eller med to skivesøyer. Kassetverrsnitt er torsjonsstivt i tillegg til bra bøyestivhet om begge akser. To skivesøyer gir bra stivhet for rene vippesvingninger og bøyning på tvers av brua, og det gir fleksible søyer i ferdigtilstanden. Dette søylekonseptet er imidlertid mykt med hensyn til torsjon og forskyvning av overbygningen i lengderetning i byggetida. For å bøte på disse effektene kan det benyttes hjelpesøyer såfremt disse kan fundamenteres enkelt. En alternativ løsning er å benytte glidelager mellom søyle og brukasse. Denne løsningen krever fastholding av brubanen i byggetiden.

Søylene kan bygges med klatreforskaling. På toppen av søylen bygges et søylehode, som er større og mer robust enn søyla forøvrig.

### **Brubjelke**

FFB-bruer bærer all last ved skjær og moment i overbygningen, noe som fører til behov for høye brubjelker. Brubjelketverrsnittet bygges som kassetverrsnitt, og reduseres for hver seksjon som støpes. Forskalingen må dermed tilpasses spesielt for hver ny støp. Når utbyggingen av kragarmene møtes, kobles de sammen slik at brua fungerer som en enhet. Kragarmene jekkes normalt mot søylehodet før kobling, slik at brua får en ønsket overhøyde på grunn av forventet deformasjon. Det er ønskelig at lengden på bruspennene er mest mulig like, for en symmetrisk utbygging. Hvis det allikevel er nødvendig å avvike fra symmetrien kan dette løses ved bruk av ballastkasser eller lettbetong for å kompensere for ulikhetene i kragarmenes lengder [14].

### **Spennarmering**

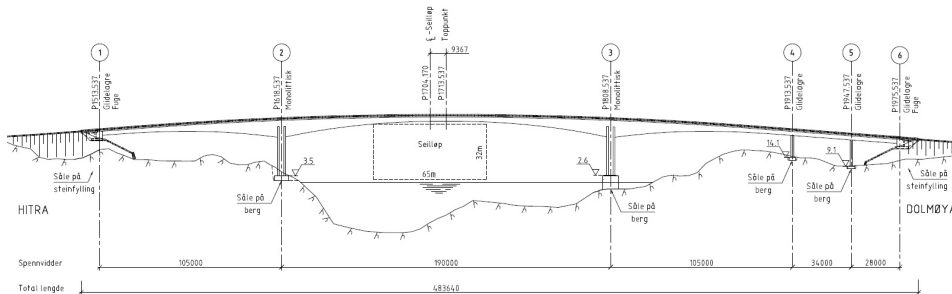
FFB-bruer armeres med etteroppspente spennkabler. Først støpes betongen, og etter at den er tilstrekkelig herdet spennes armeringen opp i innstøpte kabelrør. Spennarmeringen påføres strekkraft, som overføres til trykkraft i brua når spennarmeringen forankres. Kabelrørene kan legges i ønsket profil for en mest hensiktsmessig plassering av armeringen

med tanke på momentforløpet i brua. Spennarmeringen forankres i enten passive eller aktive ankre i enden av kabelen. Minst et av ankerne er aktivt, da det er her jekken spenner opp kabelen [15].

Siden brua bygges som en utkragerbjelke, er det nødvendig å ha spennarmering i overkant av brukassen i hele kragarmens lengde. Armeringen spennes opp for hver seksjon som støpes, og forankres nær steg for at spennkraften skal fordele seg i tverrsnittet så kort bak forankringen som mulig [14]. Spennarmering i undergurt legges inn der det er nødvendig på grunn av feltmomenter. Kablene spennes opp til ønsket kraft, men vil over tid miste noe av kraften. Tap av spennkraft er beskrevet i kapittel 4.3.1.

## 3.2 Utforming av brua

Dolmsundbrua er totalt 483,6 meter lang og 12 meter bred. Fritt-rambygg delen har tre spenn, før den i akse 4 til 6 går over i en viadukt. Hovedspennet har en lengde på 190 meter og total høyde på 38 meter. I figur 3.2 er et oppriss av brua vist med utvalgt målsetting, akser og lagerforbindelser. Tegningene i dette kapitlet er hentet fra “som bygget”-tegninger, og er gjengitt med tillatelse fra Statens vegvesen.

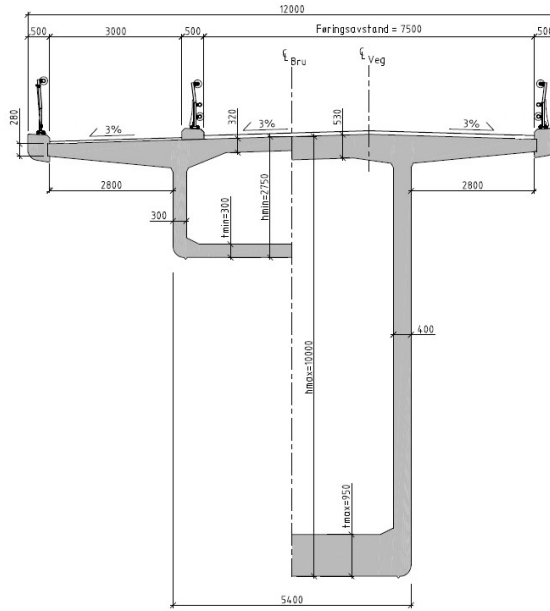


**Figur 3.2:** Oppriss av Dolmsundbrua, hentet fra tegning K100

Akse 1 og 6 er landkar med såle på steinfylling. Landkaret er forbundet til bruaplata med glidelager og fuge. Akse 2 og 3 er hovedsøyler med såle på berg. Søylene er monolitisk forbundet til bruaplata. Akse 4 og 5 er søyler med såle på berg, og er forbundet med glidelager til underkant av bruaplata.

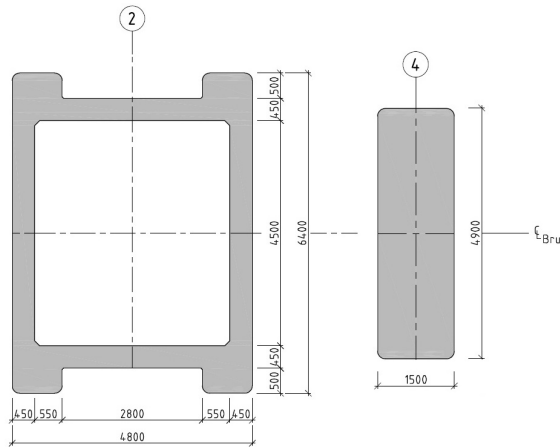
Brua har ingen horisontalkurvatur, men har vertikalkurvatur i FFB-delen med en radius på 2400 meter. I viadukten er stigningen jevn på 7,5%.

Bruoverbygningen er et kassetverrsnitt med konstant bredde på 5,4 meter i underkant. I tillegg har den utstikkende flenser som gir en total bredde på 12 meter. Tverrsnittshøyden varierer i hele bruas lengde, fra 10 meter ved hovedsøylene til 2,75 meter midt i hovedspennet og ved landkaret. I figur 3.3 er et tverrsnitt i overbygningen vist, med variasjonene i høyde og tykkelser.



**Figur 3.3:** Tversnitt Dolmsundbrua, hentet fra tegning K100

Hovedsøylene i akse 2 og 3 består av kassetversnitt. Disse er monolittisk forbundet til bruoverbygningen, og er utgangspunktet for FFB utbyggingen. Søylene i viadukten i akse 4 og 5 har massive rektangulære tversnitt som er forbundet til overbygningen med glide-lager. Figur 3.4 viser tversnitt av hovedsøylen i akse 2 til venstre og søylen i akse 4 til høyre. Tversnittet for akse 3 og 5 er tilsvarende som for henholdsvis akse 2 og 4.

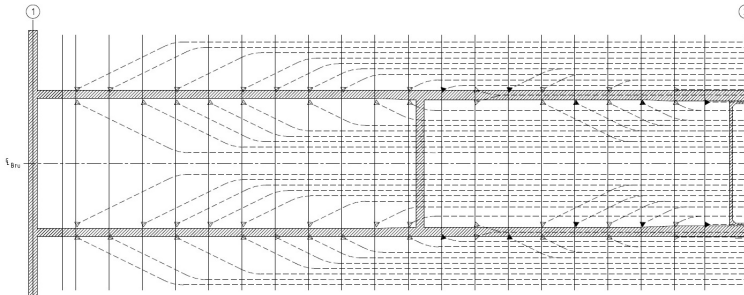


**Figur 3.4:** Søyletversnitt i Dolmsundbrua, hentet fra tegning K222 og K241

### Spennarmering i brua

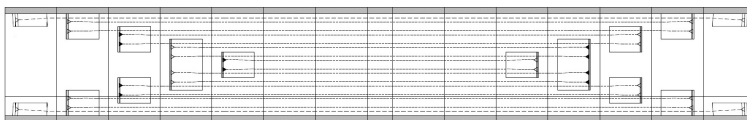
Spennarmeringa i Dolmsundbrua er etteroppspent. Hver seksjon støpes med innlagte kabelrør, før kablene i bruplate spennes opp tre dager senere. For hver seksjon som støpes, spennes det opp to til fire nye kabler i bruplate. Det er nødvendig at kablene spennes opp etterhvert, slik at overbygningen kan bære sin egen vekt samt nyttelaster i byggefasene.

Det er totalt 58 spennkabler i bruplate over hovedsøylene. I figur 3.5 vises plassering av kablene mellom akse 1 og hovedsøylen i akse 2. Fra akse 2 til midten av hovedspennet ligger kablene speilvendt likt, og på tilsvarende måte til begge sider over hovedsøylen i akse 3. Kablene ligger horisontalt rett, med en knekk inn til steget i enden. Kablene forankres i passive og aktive ankere, som i figur 3.5 er illustrert med en hvit trekant for aktivt anker og svart trekant for passivt anker. Vertikalt følger kablene bruoverbygningen.

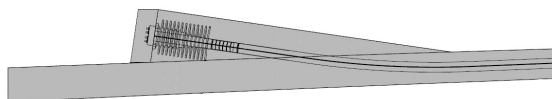


**Figur 3.5:** Spennarmering i bruplate for Dolmsundbrua, hentet fra tegning K370

I undergurten av overbygningen er spennkabler plassert i midten av hovedspennet og på endene mot akse 1 og 4. Disse kablene blir spent opp etter kobling av spennene. I figur 3.6 er plassering av kablene i hovedspennet av brua vist. Kablene ligger horisontalt rett. Vertikalt følger de undersiden av overbygningen, men må knekke opp på endene som vist i figur 3.7, slik at man får tilgang til å spenne opp kablene fra innsiden av brukassa.



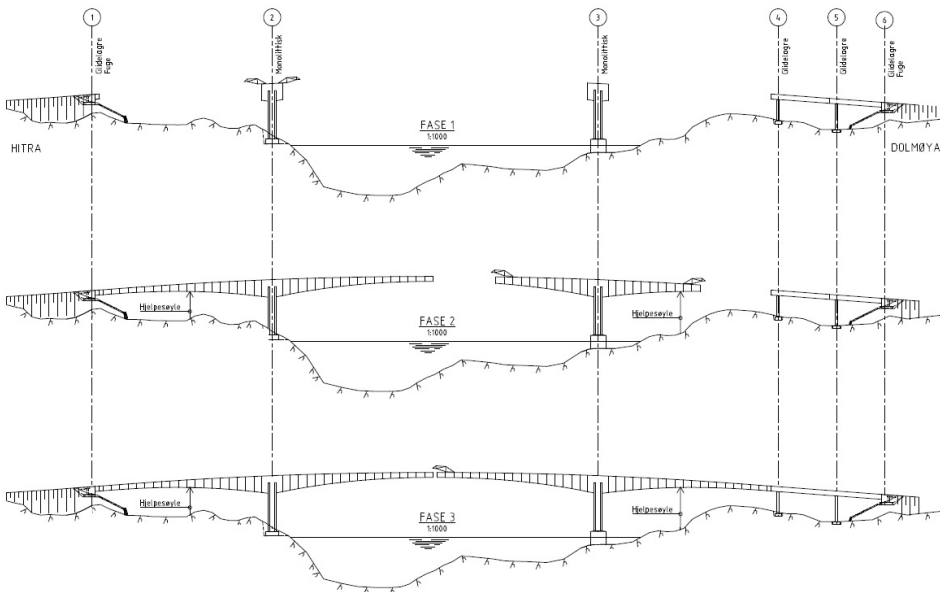
**Figur 3.6:** Spennarmering i undergurten på Dolmsundbrua, hentet fra tegning K376



**Figur 3.7:** Forankring (voute) av spennarmering i undergurt Dolmsundbrua, hentet fra tegning K376

### 3.3 Byggeprosessen

Utbyggingen av Dolmsundbrua startet i september 2013 med hovedsøylen i akse 2. Den ble bygget i fem etapper med klatreforskaling fra toppen av fundamentet. Videre ble søylehodet støpt og FFB-utbyggingen kunne starte. Til bygging av bruoverbygningen ble en forskalingsvogn benyttet. Denne festes ved første etappe på søylehodet, og skyves videre utover kragarmen etter hver etappe er ferdig støpt og oppspent. Kragarmene ut fra akse 2 støpes symmetrisk mot både akse 1 og hovedspennet for en mest mulig balansert utbygging, slik at unødvendig skjevlast og deformasjoner unngås. Samtidig som kragarmene fra akse 2 støpes, bygges hovedsøylen i akse 3. Da FFB-utbyggingen i akse 2 var ferdig ble forskalingsvognen flyttet til søylehodet i akse 3, for tilsvarende FFB-utbygging fra denne søylen. Figur 3.8 viser utbyggingen ved tre tidspunkt i byggefasene for Dolmsundbrua.



**Figur 3.8:** Byggefaser Dolmsundbrua, hentet fra tegning K101

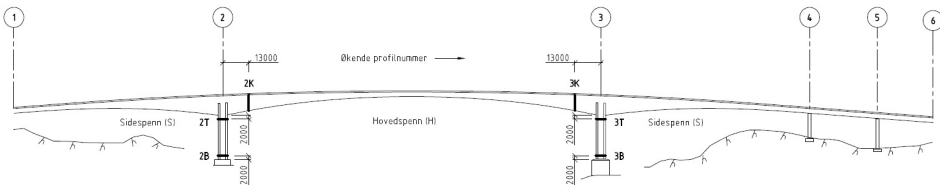
I spennet mellom akse 1 og 2, og mellom akse 3 og 4 ble det benyttet en hjelpesøyle for å stabilisere kragarmene. Hjelpestøylen er viktig for å unngå for store deformasjoner, samtidig som den gjør systemet sterkere mot dynamisk vindlast. Hjelpestøylene ble demontert etter kobling av kragarmene mot landkaret.

Da FFB-utbyggingen møtes i hovedspennet, må kragarmene justeres før koblingsseksjonen støpes. For Dolmsundbrua ble kragarmene jekket fra hverandre med en kraft på 2 500 kN, noe som tilsvarte 55 mm utvidelse. Dette gir bruoverbygningen nødvendig overhøyde, da det forventes nedbøyning over tid. Etter kobling av midtspennet ble forskalingsvognene demontert, kantdragere støpt, og det ble lagt slitelag. Brua åpnet for trafikk 3. juni 2016.

### 3.4 Instrumentering av brua med tøyingsmålere

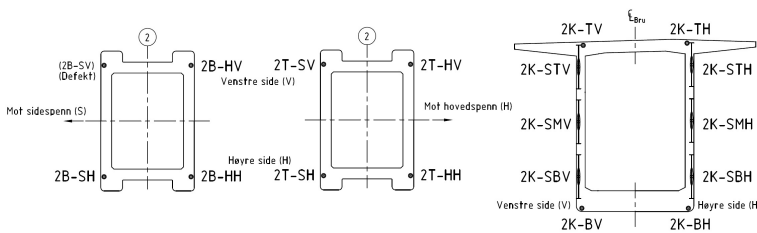
Dolmsundbrua er instrumentert med tøyingsmålere, som ble støpt inn i brua under bygging. Tøyningene måles på armeringsstenger montert parallelt med hovedarmeringen. I tillegg er det installert temperaturmålere, som sammenholdes med tilhørende tøyingsmålinger, og er relatert til tidspunkt. Innsamling av målinger foregår kontinuerlig, og resultater overføres via modem til en nettbasert database.

Tøyingsmålerne er plassert i både bruoverbygningen og i hovedsøylene, som vist i figur 3.9. I bruoverbygningen er målerne plassert 13 meter inn i hovedspennet fra søylene i akse 2 og 3, og blir kalt henholdsvis 2K og 3K. I hovedsøylene er det målere i både bunnen og toppen av begge søylene, kalt 2T og 2B for topp og bunn i søylen i akse 2 og tilsvarende for akse 3.



**Figur 3.9:** Tøyingsmålerens plassering i Dolmsundbrua, hentet fra tegning K471

Hvert søylesnitt har fire tøyingsmålere, og plassering og navngiving er vist i figur 3.10. Bruoverbygningen har ti målere i hvert snitt, fire som måler horisontal tøyning og seks som måler vertikal tøyning. Plassering er tilsvarende for både søylen og overbygningen i akse 3. Det betyr at brua totalt er instrumentert med 36 tøyingsmålere. En måler i bunnen av søylen i akse 2 (2B-SV) er defekt. Tøyingsmålerne for bruoverbygningen har overskredet maksimal tillat tøyning i instrumentet, og betraktes ikke videre i denne oppgaven.



**Figur 3.10:** Tøyingsmålerens plassering i tverrsnittet for Dolmsundbrua, hentet fra tegning K471

Differansen mellom tøyningen på sidespenn-siden og hovedspennsiden av søylen angir bøyetøyning  $\varepsilon_M$  forårsaket av moment. Gjennomsnittet av tøyningene angir normaltøyning  $\varepsilon_N$  forårsaket av aksialkraft.

I tillegg til tøyingsmålinger, er det mulig å måle lagerinnstillinger og fugeåpninger. Disse forventes å gi et verdifullt grunnlag for å følge deformasjons- og krumningsforløpet for brua. Lagerinnstilling og fugeåpning må avleses manuelt.





# Kapittel 4

## Laster

Fritt-rambygg bruer vil utsettes for ulike former for last over tid. Enkelte laster vil være permanente, noen vil kun gjelde under byggefasene og andre vil variere gjennom bruas levetid. I dette kapitlet presenteres hvilke laster som er tatt med i betraktningen i dimensjonering og analyse av Dolmsundbrua. Lastene blir beregnet ved hjelp fra Statens vegvesens håndbøker og Eurokoder med nasjonale tillegg utgitt av Standard Norge.

### 4.1 Permanente laster

Permanente laster som virker på en konstruksjon, er laster som er forventet å virke tilnærmet konstant gjennom hele konstruksjonens levetid. Disse består av blant annet konstruksjonens egenvekt, vekten av utstyr og ballast som ikke skal fjernes, og vanntrykk og jordtrykk som eventuelt måtte virke på konstruksjonen over dens levetid [9].

#### 4.1.1 Egenlast

Bruas egenlast regnes som den permanente lasten brua påkjennes av på grunn av sin egen tyngdetetthet. Som nevnt i kapittel 2.3 er det avgjort å bruke en tetthet på  $25,5 \text{ kN/m}^3$  for Dolmsundbrua. I oppgaven regnes egenlasten fra vekten av bruoverbygningen, søylene og tverrsnittene som ligger over bruas søyler og landkar.

#### 4.1.2 Superegenvekt

I tillegg til tverrsnittenes egenvekt, består bruas totale egenlast også av vekten til slitelag og rekkverk. Summen av disse kalles superegenvekt og beregnes som et eget lasttilfelle. For Dolmsundbrua er lasten fra superegenvekten satt til  $40 \text{ kN/m}$ .

## 4.2 Variable laster

Med variable laster menes laster som vil variere gjennom bruas levetid. Dette kan være laster fra trafikk, vind, temperaturendringer og laster som kun opptrer i byggefasene.

### 4.2.1 Trafikklaster

Laster som påkjenner brua fra lette og tunge kjøretøy, samt fotgjengere betegnes som trafikklaster. Disse lastene kan virke både horisontalt og vertikalt på brua.

Trafikklaster skal plasseres slik at de, innenfor tilgjengelig føringsavstand, skaper størst mulig påkjenning på konstruksjonen. Med føringsavstand menes den minste tilgjengelige avstanden mellom to fysiske hindringer i vegbanen. Dette kan være kantstein, vertikale kanter eller liknende elementer som deler opp vegbanen [10].

#### Vertikale trafikklaster

Bruer vil under drift utsettes for store vertikale laster forårsaket av trafikk og fotgjengere som passerer. For å beregne de opptredende trafikklastene finnes det fire ulike lastmodeller i Eurokode 1-2, Trafikklast på bruer [6].

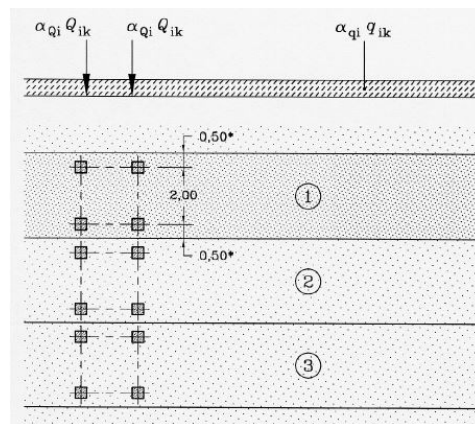
Lastmodell 1 tar hensyn til et ordinært trafikkbilde, med passerende kjøretøy av forskjellig størrelse, og forgjengere som går over brua. Denne lastmodellen anbefales brukt for både globale og lokale lastvirkninger. Lastmodellen består av to systemer, hvor det første tar hensyn til dobbel-akslede konsentrerte laster, kalt tandemsystem. Her har hver aksel en last lik  $Q_k \cdot \alpha_Q$ , hvor  $Q_k$  er lasten per aksel i kN som er avhengig av teoretiske kjørebaneer, og  $\alpha_Q$  er en korreksjonsfaktor. Modellen består også av en jevnt fordelt lastandel over de teoretiske kjørefeltene, uttrykt:  $q_k \cdot \alpha_q$ . Korreksjonsfaktorene  $\alpha_Q$  og  $\alpha_q$  hentes fra det nasjonale tillegget og skal benyttes under globale beregninger på bruer med spenn mindre enn 500 m. De karakteristiske lastene og tilhørende korreksjonsfaktorer er gjengitt i tabell 4.1. For gangbaner gjelder en jevnt fordelt last på  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , når det betraktes samtidig me trafikk. Ser man bort fra samtidig trafikk, gjelder  $5 \text{ kN/m}^2$ .

De teoretiske lastbreddene beregnes ut fra bruas føringsbredde etter pkt. 4.2.3 i EK1-2. For Dolmsundbrua, som har en føringsavstand på 7,5 m, er det beregnet to teoretiske kjørefelt på 3 m, som gir en restbredde på 1,5 m i tillegg til en gangbane på 3 m. Figur 4.1 illustrerer inndeling i kjørefelt og akselavstander.

Lastmodell 2 består av en enkel aksellast,  $\beta_Q \cdot Q_{ak}$ , hvor  $Q_{ak}$  er 400 kN inkludert den dynamiske amplifikasjonsfaktoren. Etter det nasjonale tillegget skal verdien på  $\beta_Q$  være lik 1,0. På grunn av lengden på spennet til Dolmsundbrua vil ikke denne lastmodellen være kritisk. Ved lange bruspenn vil det ikke være kritisk med hurtige passeringer av lastebiler, og den dynamiske amplifikasjonsfaktoren vil være lav. Dermed vil det ikke oppstå kritiske svingninger i brua og lastmodellen ses bort fra.

**Tabell 4.1:** Karakteristiske trafikklaster og korreksjonsfaktorer

Kjørebane	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_Q$	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_q$
Kjørebane 1	300	1,0	9	0,6
Kjørebane 2	200	1,0	2,5	1,0
Kjørebane 3	100	1,0	2,5	1,0
Gangbane	0	-	2,5	1,0
Restbredde	0	-	2,5	1,0

**Figur 4.1:** Teoretiske kjørefelt og akselavstander [6]

Lastmodell 3 dekker effekten spesialkjøretøy har på brua. Dette kan være tungtransport med spesielt tungt gods som gir store kortvarige påkjenninger på brua. Etter prosjekteringsgrunnlaget til SVV [1] er denne lasten sett bort fra.

Lastmodell 4 tar hensyn til store folkeansamlinger som oppholder seg på brudekket. Det er tenkt at denne effekten ikke vil opptre på Dolmsundbrua, og er dermed sett bort fra i prosjekteringsgrunnlaget til SVV [1].

### Horisontale trafikklaster

Horisontale trafikklaster som virker på en bru kan komme fra bremselast, sidelast og sentrifugallast. De horisontale lastene vil alltid virke sammen med de vertikale trafikklasterne, men sentrifugallaster vil aldri opptre samtidig som bremse- og sidelast [10].

Når et kjøretøy foretar en kraftig oppbremsing eller akselerasjon, vil dette forårsake en kraft som forplanter seg i brudekket og skaper en lastpåvirkning man må ta hensyn til

under dimensjoneringen. Bremselast varierer for ulike brukklasser, og er gitt i tabell 4.2, med mulighet for interpolasjon for mellomliggende verdier.

**Tabell 4.2:** Bremselast for ulike brukklasser

Brulengde	Bremselast [kN]			
	BK 10	BK T8	BK 8	BK 6
10 m (B1)	150	120	100	90
40 m (B2)	300	240	190	170

Den beregnede bremselasten, som antas å virke jevnt fordelt over brudekket i Dolmsundbrua, er beregnet i likning (4.1) etter EK1-2, med en maksimalverdi på 900 kN:

$$\begin{aligned}
 Q_{IK} &= 0,6\alpha_{Q1} \cdot 2Q_{1k} + 0,10\alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \\
 &= 0,6 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 300 \text{ kN} + 0,1 \cdot 0,6 \cdot 9 \text{ kN/m} \cdot 3 \cdot 462 \text{ m} \\
 &= 1108 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad Q_{IK} = 900 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Ved beregning av horisontale laster, må det også tas hensyn til virkningen av skjevfordelt bremsekraft og virkningen fra eventuelle sidestøt. Denne lasten kalles sidelast og kan antas etter EK1-2 å være 25% av den beregnede bremselasten, og virker vinkelrett på bruas lengderetning samtidig med bremselasten.

$$Q_{trk} = 0,25 \cdot 900 \text{ kN} = 225 \text{ kN} \tag{4.2}$$

Sentrifugallasten som skapes av passerende kjøretøy vil i motsetning til bremse- og sidelast kun virke samtidig som vertikallasten. Sentrifugallasten  $S_c$  kan beregnes etter likning (4.3).

$$S_c = v^2 \cdot V / (127 \cdot R) = 0,2 \cdot V \tag{4.3}$$

- $v$  = Maksimal hastighet [km/t]
- $V$  = Vertikallast i [kN] for aksellast og [kN/m] for jevnt fordelt last
- $R$  = Horisontalkurvens radius [m]

Ved horisontalradius større enn 1500 m, kan det sees bort fra sentrifugallast. Lasten kan dermed neglisjeres, da Dolmsundbrua ikke har horisontalkurvatur. Med bakgrunn i den lave stivheten til de monolittiske søylene i forhold til brubanen, blir også bremselast og sidelast neglisjert i oppgaven.

## Lastgrupper

Etter EK1-2, skal trafikklastene sammensettes i grupper etter virkningsgrad og samtidighet. Gruppene brukes til å kombinere de ulike lasttilfellene, samt å gi lastfaktorer etter hvor forekommen lasten antas å være. For gruppe 1 benyttes den karakteristiske verdien for LM1, i motsetning til gruppe 2 som antar LM1 til å være ofte forekommende og derfor multipliserer LM1 med 0,7. Gruppene under er hentet fra tabell NA.4.4.a i EK1-2.

- Gruppe 1a: LM1 + Gang/sykkel-last
- Gruppe 1b: LM2
- Gruppe 2: 0,7· LM1 + bremselast + sidelast

Ettersom det ikke er tatt hensyn til LM2 i denne oppgaven, og de horisontale trafikklastene er neglisjert, blir gruppe 1a den dimensjonerende kombinasjonen, og brukes videre i oppgaven.

## 4.2.2 Vindlaster

Vindlaster som virker på bruer vil opptre periodevis og skyldes klimatiske forhold rundt bruas plassering. De opptredende vindlastene på brua er beregnet etter Eurokode 1-1-4 Vindlaster [4] og HB N400 kapittel 5.4.3 [9].

Opptredende vindlast kan klassifiseres i tre ulike klasser, vindlastklasse 1-3, som vil bli beskrevet i korte trekk under [9].

- Klasse 1 gjelder for bruer med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra opptredende vind, hvor største egenfrekvens er  $< 2,0$  s.
- Klasse 2 gjelder for bruer hvor den dynamiske lastvirkningen fra vind ikke kan neglisjeres. Etter HB N400 gjelder dette bruer hvor enten:
  - Høyeste egensvingeperiode er  $\geq 2,0$  s og spennvidden er  $< 300$  m.
  - Eller høyeste egensvingeperiode er  $< 2,0$  s og spennvidden er  $\geq 300$  m.
- Klasse 3 omfatter bruer med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. For at klasse 3 skal gjelde må både:
  - Høyeste egensvingeperiode være  $\geq 2,0$  s.
  - Spennvidden  $\geq 300$  m.

På grunn av lange spenn og lav egenfrekvens, vil ofte klasse 1 være av betydning for fritt-frambygg bruer i ferdigtilstanden [9]. Det er også tillatt å ta utgangspunkt i en høyere klasse dersom det er ønskelig eller anses for å virke fornuftig.

### Vindlaster på Dolmsundbrua

Dolmsundbrua betraktes kun med vind i ferdigtilstanden. I byggefasesen kan sterk vind være kritisk, da de frie kragarmene har liten motstand mot dynamiske effekter. Vindlasten på bruer i ferdigtilstand betraktes med tre komponenter, som beskriver horisontal- og vertikalkraft, samt vridningsmoment. Til beregning av de tre ulike komponentene, benyttes kraftfaktorer som tar hensyn til hvordan vinden påvirker brua i forskjellige retninger. Under følger beregninger med forklaring på hvordan vindlastene og kraftfaktorer er beregnet. Detaljerte beregninger for vindlast på Dolmsundbrua finnes i vedlegg B.

Basisvindhastigheten  $v_b$  for brua avhenger av referansevindhastigheten for plasseringen av brua, samt faktorer som tar hensyn til vindretning, årstidsvariasjoner, nivåforskjell og sannsynligheten for overskridelse, gitt i tabell 4.3. Basisvindhastigheten beregnes etter likning (4.4).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 30 \text{ m/s} \quad (4.4)$$

**Tabell 4.3:** Grunnverdier for basisvindhastigheten

Retningsfaktor	$C_{dir}$	1,0
Årstidsfaktor	$C_{season}$	1,0
Nivåfaktor	$C_{alt}$	1,0
Sannsynlighetsfaktor	$C_{prob}$	1,0
Referansevindhastighet [m/s]	$V_{b,0}$	30

Videre beregnes stedsvindhastigheten  $v_m(z)$  etter likning (4.5), basert på basisvindhastigheten, ruhetsfaktoren  $C_r(z)$  og terrengformfaktoren  $c_0(z)$ . Terrengruhetskategorien vurderes til å være kategori 1 da brua ligger kystnært rundt opprørt sjø. Høyden over terreng  $z$ , regnes som 38 m etter bruas høyeste elementet.

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b = 42,0 \text{ m/s} \quad (4.5)$$

Turbulensintensiteten  $I_v(z)$  må beregnes før vinkasthastighetstrykket  $q_p(z)$ , kan bestemmes. Turbulensintensiteten beregnes i likning (4.6), der  $K_I$  er turbulensfaktoren som settes til 1,0 etter EK1-1-4 pkt. N.A.4.4.(1) og  $z_0$  er ruhetslengden avhengig av terrengkategori.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{K_I}{C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = 0,121 \quad (4.6)$$

Dermed kan vindkasthastighetstrykket, som er toppverdien for vindtrykket i bruas høyeste punkt, beregnes etter likning (4.7).

$$q_p(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z) \cdot [1 + 2k_p \cdot I_v(z)] = 2042,5 \text{ N/m}^2 \quad (4.7)$$

Etter HB N400 pkt. 5.4.3.3 skal det også beregnes et lasttilfelle for vind med samtidig trafikk. Det skal som følge av vindklassen, brukes en vindlastflate på 2,0 m fra bruas overside for å representere lastflaten til kjøretøy. EK1-1-4 pkt. NA.8.1(4) sier at vindhastigheten  $v_{b,0}^*$ , som gjelder for vind med samtidig trafikk, skal bestemmes slik at vindkasthastigheten ikke overstiger 35 m/s ved kjørebanelens høyeste punkt.

$$v_p = v_m(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_v} = 57,2 \text{ m/s} \geq 35 \text{ m/s} \quad (4.8)$$

Ettersom vindkasthastigheten ved bruas høyeste punkt overstiger 35 m/s, må vindkasthastigheten for samtidig trafikk settes til 35 m/s for beregning av ny stedsvindhastighet  $v_m^*$ , basisvindhastighet  $v_b^*$  og referansevindhastighet  $v_{b,0}^*$  for lasttilfellet vind med samtidig trafikk.

$$v_m^* = \frac{v_p^*}{\sqrt{1 + 2k_p \cdot I_v}} = 25,7 \text{ m/s} \quad (4.9)$$

$$v_b^* = \frac{v_m^*}{C_r(z) \cdot C_0(z)} = 18,4 \text{ m/s} \quad (4.10)$$

$$v_{b0}^* = \frac{v_b^*}{C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob}} = 18,4 \text{ m/s} \quad (4.11)$$

Dette gir vindhastighetstrykk for vind med samtidig trafikk i likning (4.12).

$$q_p(z)^* = 0,5\rho \cdot v_m^*(z)^2 \cdot [1 + 2k_p \cdot I_v(z)] = 765,6 \text{ N/m}^2 \quad (4.12)$$

Den totale vindlasten per lengdeenhet av brua er gitt som produktet av vindhastighetstrykket og kraftfaktorer. Vind beregnes med tre lastvirkningskomponenter. Horisontalkraft  $q_D$ , vertikalkraft  $q_L$  og vridningsmoment  $q_M$ . De tre komponentenes kraftfaktorer bestemmes i henhold til EK1-1-4 kapittel 8.3.

Kraftfaktoren for vindlast normalt på tverrsnittshøyde  $C_D$  (horisontalkraft), avhenger av forholdet  $b/d_{tot}$ , hvor  $d_{tot}$  tilsvarer tverrsnittshøyden. Dermed vil kraftfaktoren være ulik for lasttilfellene med og uten trafikk, og for alle elementer i brua med varierende høyde. Med utgangspunkt i elementet i bruas høyeste punkt, vil kraftfaktorene for horisontalkraft bli:

- $C_D = 1,2$  uten trafikk
- $C_D = 1,8$  med trafikk

Løftekraftfaktoren  $C_L$  (vertikalkraft), og kraftfaktoren for vridningsmoment  $C_M$ , vil ikke påvirkes av lasttilfellene. Løftekraftfaktoren, som tar hensyn til vindens løfteeffekt på brua, er gitt i EK1-1-4 pkt. NA.8.3.3. Standarden oppgir ingen verdi for vridningsmomentfaktoren, denne antas derfor å være lik 1,0.

- $C_L = \pm 0,9$
- $C_M = 1,0$

Dette resulterer i følgende lastvirkninger for vindlasttilfellet uten trafikk:

$$q_D(z) = q_p(z) \cdot C_D \cdot h = 2042,5 \text{ N/m}^2 \cdot 1,2 \cdot 2,75 \text{ m} = 6,74 \text{ kN/m} \quad (4.13)$$

$$q_L(z) = q_p(z) \cdot C_L \cdot b = 2042,5 \text{ N/m}^2 \cdot \pm 0,9 \cdot 12 \text{ m} = 22,06 \text{ kN/m} \quad (4.14)$$

$$q_M(z) = q_p(z) \cdot C_M \cdot b^2 = 2042,5 \text{ N/m}^2 \cdot 1,0 \cdot (12 \text{ m})^2 = 294,12 \text{ kNm/m} \quad (4.15)$$

Og følgende for lastvirkning for vidlast med samtidig trafikk:

$$q_D(z)^* = q_p(z)^* \cdot C_D \cdot h = 765,6 \text{ N/m}^2 \cdot 1,8 \cdot 4,75 \text{ m} = 6,55 \text{ kN/m} \quad (4.16)$$

$$q_L(z)^* = q_p(z)^* \cdot C_L \cdot b = 765,6 \text{ N/m}^2 \cdot 0,9 \cdot 12 \text{ m} = 8,27 \text{ kN/m} \quad (4.17)$$

$$q_M(z)^* = q_p(z)^* \cdot C_M \cdot b^2 = 765,6 \text{ N/m}^2 \cdot 1,0 \cdot (12 \text{ m})^2 = 110,25 \text{ kNm/m} \quad (4.18)$$

### 4.2.3 Termiske laster

Ei bru vil over tid bli påkjent av temperaturendringer, som opptrer periodevis og er avhengig av bruas geografiske plassering, masse og orientering. Temperaturendringene vil kunne føre til at brua ekspanderer eller trekker seg sammen. Avhengig av bruas opplegg og statiske system kan det også oppstå tvangskrefter som følge av den termiske påvirkningen.

Eurokode 1-1-5, Termiske påvirkninger [5], deler temperaturfordelingen i konstruksjonsdeler inn i fire hoveddeler.

- Jevnt fordelt temperaturandel,  $\Delta T_u$
- Lineært varierende temperaturdifferanse om z-z-aksen,  $\Delta T_{My}$
- Lineært varierende temperaturdifferanse om y-y-aksen,  $\Delta T_{Mz}$



- Ikke-lineært varierende temperaturdifferanse,  $\Delta T_E$

Jevnt fordelt temperaturandel er avhengig av forventede maksimale og minimale lufttemperaturer på bruas geografiske lokasjon. Disse temperaturene bestemmes ut fra isothermkartene i EK1-1-5. Denne endringen av temperatur fører til at brua ekspanderes eller kontraheres. For Dolmsundbrua er maksimal temperatur på 32 til 34 grader, og den minimale på  $-20$  til  $-25$  grader. Brua er 38 m over havnivå, det gjennomføres derfor ingen høydereduksjon på temperaturene.

Etter EK1-1-5 pkt. NA.6.1.3.1, kan man justere temperaturene avhengig av brukonstruksjon. For betongbruer kan man redusere den maksimale temperaturen 3 grader, og legge til 8 grader på minimumstemperaturen. Ved valgte temperaturer på  $33^\circ C$  og  $-23^\circ C$ , etter prosjekteringsgrunnlaget til SVV [1], gir dette laveste og høyeste jevnt temperaturandel i henholdsvis likning (4.19) og (4.20).

$$T_{Emin} = T_{min} + 8^\circ C = -23^\circ C + 8^\circ C = -15^\circ C \quad (4.19)$$

$$T_{Emax} = T_{max} - 3^\circ C = 33^\circ C - 3^\circ C = 30^\circ C \quad (4.20)$$

For å fastsette jevnt fordelt temperaturandel for kontraksjon og ekspansjon, må det også tas høyde for initialtemperaturen under fastholding av konstruksjonen. Denne kan normalt settes til 10 grader etter EK1-1-5 pkt. 6.1.3.3. Største temperauturkontraksjonsintervall og ekspansjonsintervall uttrykkes henholdsvis i likning (4.21) og (4.22).

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10^\circ C - (-15^\circ C) = 25^\circ C \quad (4.21)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 30^\circ C - 10^\circ C = 20^\circ C \quad (4.22)$$

Etter punkt 6.1.4.1 i EK1-1-5 skal det også ta hensyn til vertikalt varierende temperaturandel i brudekket. Horisontalt varierende temperaturandel tas hensyn til dersom bruas retning i forhold til sol og andre temperaturpåvirkende elementer er slik at en side blir mer termisk påvirket. Dette er vurdert til ikke å gjelde for Dolmsundbrua. Både lineær og ikke-lineær temperaturandel kan betraktes for betongbruer. I denne oppgaven vil det bli fokusert på lineære temperaturdifferanser. Temperaturdifferansen bestemmes fra tabell NA.6.1 i EK1-1-5 og justeres med faktoren  $K_{sur}$  fra tabell 6.2, som tar hensyn til bruas belegning. Dolmsundbrua faller under type 3: Betongbjelke med kassetverrsnitt, og har dermed vertikale temperaturdifferanser som beregnet i likning (4.23) og (4.24).

$$\Delta T_{M,heat} = 10^\circ C \cdot 0,7 = 7^\circ C \quad (4.23)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5^\circ C \cdot 1,0 = 5^\circ C \quad (4.24)$$

Det vil også være nødvendig å ta hensyn til samtidig opptrædende lineær temperatordifferanse og jevnt fordelt temperaturandel, både for brudekket og søylene, etter EK1-1-5 pkt. 6.1.5. Uttrykkene i likning (4.25) og (4.26) tar hensyn til denne effekten, og bør tolkes som lastkombinasjoner, der den ugunstigste blir dimensjonerende.

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller} \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{eller} \Delta T_{N,con}) \quad (4.25)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{eller} \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller} \Delta T_{N,con}) \quad (4.26)$$

Faktorene  $\omega_N$  og  $\omega_M$  settes lik henholdsvis 0,35 og 0,75. Dette gir åtte termiske lastkombinasjoner for brudekket, gitt i tabell 4.4.

**Tabell 4.4:** Termiske lastkombinasjoner for overbygningen

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	7°C		7°C	
2	7°C			8,75°C
3		5°C	7°C	
4		5°C		8,75°C
5	5,25°C		20°	
6	5,25°C			25°
7		3,75°C	20°	
8		3,75°C		25°

For søylene vil verdiene være tilsvarende, foruten  $\Delta T_{M,heat}$ , som settes lik  $\Delta T_{M,cool} = 5^\circ C$ . Verdiene for samtidighet i søylene gjelder for hovedsøylene i akse 2 og 3.

### 4.3 Oppspenningskraft

Etter at betongen er tilstrekkelig herdet, spennes armeringen opp med jekk i aktiv ende. Den største oppspenningskraften som påføres en spennkabel under oppspenning  $P_{max}$  skal etter EK2 pkt. 5.10.2 [7] ikke overskride likning (4.27).

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (4.27)$$

$A_p$  er spennarmeringens tverrsnittsareal og  $\sigma_{p,max}$  er største tillatte spenning påført spennkablene. Den øvre grensen for kabelspenning før låsetap er den minste verdien av  $0,8f_{pk}$  og  $0,9f_{p0,1k}$ .

På et gitt tidspunkt  $t$  og i en avstand  $x$  fra aktiv ende av spennkabelen, er middelverdien av spennkraften  $P_{m,t}(x)$  lik største kraft  $P_{max}$  som påføres den aktive enden, minus de umiddelbare  $\Delta P_i(x)$  og tidsavhengige  $\Delta P_{c+s+r}(x)$  spennkrafttapene beskrevet i kapittel 4.3.1.

### 4.3.1 Tap av spennkraft

Med tiden vil spennkraften reduseres i forhold til hva den ble spent opp til i jekken. Tapene skyldes både umiddelbare og tidsavhengige tap, og deles i tre forskjellige hovedgrupper [15].

- Tap av tøyningdifferanse
- Spenningsendring på grunn av korttidslast
- Tidsavhengige tap

#### Tap av tøyningdifferanse

Tap av tøyningdifferanse skjer når det ikke er tilstrekkelig heft mellom spennarmering og betong. Heftforbindelse blir etablert ved injisering av kabelrør, noe som betyr at tap av tøyningdifferanse opptrer før injisering eller for uninjisert forspenning. Tap av tøyningdifferanse er umiddelbare spennkrafttap, og skyldes blant annet låsetap og friksjonstap.

#### Låsetap

Låsetap skjer etter oppspenning, i det kraften skal overføres fra jekken til forankringen. Spennstålet vil gli noen millimeter før kilen låser, noe som reduserer oppspenningskraften. Låsetapet  $\Delta P_{sl}$  skal i henhold til EK2 pkt. 5.10.5.3 tas hensyn til, og forutsetninger skal baseres på den europeiske tekniske godkjenningen (ETA) [12].

#### Friksjonstap

Det oppstår friksjonskrefter som motvirker gliding mellom spennstål og kabelrør, og dermed reduserer spennkraften. Friksjonskreftene skyldes normaltrykk fra spennstålet mot kabelrøret på grunn av kurvaturen til kablene. Kurvaturen kan være tiltenkt ved at spennarmeringen ligger parabelformet (kurvateffekten), eller ved tilleggskrumninger ved at rett spennarmering ikke er ideelt rett (lengdeeffekten). Retningslinjer for beregning av friksjonstap finnes i EK2 pkt. 5.10.5.2, og verdier for friksjonskoeffisienter og faktor for utilsiktet vinkelendring (wobble) finnes i ETA. Tapene på grunn av friksjon beregnes etter formel (4.28).

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (4.28)$$

## Spenningsendring på grunn av korttidslast

Førøppspente konstruksjonsdeler vil få en umiddelbar spenningsendring som deformerer betongen ved kapping av spennarmeringen i spennbenken. For etterøppspente konstruksjonsdeler kan slike spenningsendringer oppstå hvis flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt, altså i flere etapper. Dette er spesielt aktuelt for fritt-frambygg bruer.

### Elastisk deformasjon av betongen

Betongen stukes når kablene spennes opp, tilnærmet proporsjonalt med spennkraften. Tidligere oppspente kabler vil dermed få et spennkrafttap når en ny etappe spennes opp. Det betyr at de første kablene som spennes opp vil få større tap enn de siste kablene som spennes opp. Tapet kan etter EK2 pkt. 5.10.5.1(2) regnes som et midlere tap i hver spennkabel etter likning (4.29).

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[ \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (4.29)$$

Det er ingen informasjon i brukermanualen til NovaFrame om denne effekten, og det er grunn til å tro at den derfor ikke blir tatt hensyn til i analysen. Beregningsveiledning for etterøppspente betongbruer fra SVV sier at det skjelden er nødvendig å regne manuelt på dette hvis ikke programmet gjør det [11]. Elastisk deformasjon betraktes derfor ikke videre i denne oppgaven.

## Tidsavhengige tap

Spennkrafttap over lang tid avhenger av egenskapene til betongen og spennstålet, samt nivået på den ytre belastningen. De tidsavhengige tapene kan beregnes på grunnlag av deformasjon av betongen som skyldes kryp og svinn under permanente laster, og spenningsreduksjon i stålet på grunn av relaksasjon ved strekk. Det totale spennkrafttapet på grunn av kryp, svinn og relaksasjon er beregnet i kapittel 6.1.2 til å være 23,83% av full oppspenning. I tillegg finnes en forenklet beregningsmetode i EK2 pkt. 5.10.6.

### Kryp

Når betongen utsettes for aksielt trykk over lang tid vil den stukes, og det oppstår kryptøyninger i spennarmeringen. Dette vil føre til en reduksjon i spennkraften. Spennkrafttapet er forskjellig i alle snitt, grunnet varierende tverrsnittshøyde og antall spennkabler. Som en forenkling er kryptøyningen beregnet i to forskjellige snitt; ved hovedsøylen og i midtfeltet. Videre er middelværdien av kryptøyningen fra de to snittene benyttet som tapsparameter for spennarmeringen, da det i NovaFrame kun er mulig å definere en verdi. Kryptøyningen beregnes som differansen mellom langtids-, og korttidstøyningen. Den totale kryptøyningen i spennarmeringen settes til  $\varepsilon_{cc,middel} = 1,114\%$ . Fullstendig beregninger er vist i vedlegg C.

### Svinn

Uttørking av betongen fører til svinntøyning i spennarmeringen, og dermed en reduksjon i spennkraften. Svinntøyning er ikke avhengig av lastnivå, men handler om betongens endring i fuktinnhold. Beregningen av svinntøyningen er, som for kryptøyningen, basert på middelverdien av to forskjellige snitt i konstruksjonen. Den totale svinntøyningen i spennarmeringen settes  $\varepsilon_{cs,middel} = 0,304\%$ . Fullstendig beregninger er vist i vedlegg C.

### Relaksasjon

Når spennstålet utsettes for konstant tøyning i lang tid vil stålet få et spenningsfall. Dette spenningsfallet kalles relaksasjon, og reduserer spennkraften. Relaksasjonstapet uttrykkes som en prosentvis reduksjon av forspenningen, og beregnes i henhold til EK2 eller gis i spennstålproduzentens sertifikat. Spennarmeringen som benyttes i Norge er, i henhold til EK2 pkt. 3.3.2(5), av relaksasjonsklasse 2 (lav relaksasjon) med mindre enn 2,5% relaksasjon etter 1000 timer ved  $0,7f_{pk}$ . Basert på informasjon fra leverandør og forsøksresultater er det vanlig å regne med 4,5% relaksasjon ved  $0,8f_{pk}$  [11]. Ved ekstrapolering av en rett linje mellom disse to verdiene er det mulig å finne relaksasjon ved andre ønskede verdier.

## 4.4 Deformasjonslaster

Under produksjon og oppføring av bruer, vil konstruksjonen bli påkjent ulike former for tidsavhengige deformasjoner. Brua vil også få deformasjoner på grunn av materialets oppførsel og påvirkninger fra vær og vind. Slike laster kalles deformasjonslaster og omfatter laster fra:

- Oppspenningskrefter
- Kryp, svinn og relaksasjon
- Setninger
- Påkjenninger fra produksjon og oppføring

Kryp og svinn er viktige tidsavhengige egenskaper ved betong, og blir omtalt videre i dette delkapittelet. I tillegg til spennkrafttap som omtalt i kapittel 4.3.1 har kryp og svinn innvirkning på lagerdeformasjoner, nedbøyninger, spenninger og rissvidder, samt omfordeling av momenter og skjærkrefter i statisk ubestemte konstruksjoner. Denne effekten behandles som egne lasttilfeller (deformasjonslaster).

Den totale tøyningen ved tiden  $t$ ,  $\varepsilon_c(t)$  forårsaket av kryp og svinn kan uttrykkes som likning (4.30).

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (4.30)$$

$\varepsilon_{ci}(t_0)$  er korttids spenningsavhengig tøyning,  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  er kryptøyningen,  $\varepsilon_{cs}(t)$  er svinntøyningen og  $\varepsilon_{cT}$  er kryptøyning forårsaket av temperatur.

### 4.4.1 Kryp

Kryp er en deformasjon som oppstår når betong påkjennes av ytre belastning over lang tid. Når betongen belastes vil det oppstå en momentan sammentrekking, kalt korttidsdeformasjon. Betongen vil fortsette å trykkes sammen også etter at lasten påføres, og det er denne tilleggsdeformasjonen som kalles kryp. Kryp skyldes hovedsakelig partikkelbevegelser i betongens mikrostruktur som skaper volumendring [16]. Kryp påvirkes av modenheten til betongen når lasten påføres, samt belastningens varighet og størrelse. Tøyningen som følge av krypdeformasjon kan antas proporsjonal med betongspenningen, og uttrykkes  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  som i likning (4.31).

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (4.31)$$

Kryptøyningen øker med tiden  $t$ , som i likning (4.31) er betongens alder i døgn ved betraktningstidspunktet og  $t_0$  er betongens alder når lasten påføres.  $E_c$  er betongens tangent E-modul og kan antas som  $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$  etter EK2 pkt. 3.1.4(2), der  $E_{cm}$  er sekant E-modul [7].

Kryptallet  $\varphi(t, t_0)$  i likning (4.31) avhenger av omgivelsenes relative fuktighet og temperatur, konstruksjonsdelens tverrsnittsdimensjoner og betongens sammensetning. En beregningsmodell for utvikling av kryptall over tid, ved en vilkårlig alder er gitt i EK2 tillegg B.

I henhold til EK2 pkt. 3.1.4(4) kan det antas lineært kryp, såfremt ikke betongspenningen overskrider  $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$  ved pålasting. Ikke-lineært kryp bør vurderes hvis trykkspenningene overskrider denne grensen. En slik høy spenning kan oppstå i forspente konstruksjoner, i nivå med spennarmeringen.

Det bør normalt tas hensyn til kryp ved påvisning av bruksgrensetilstander. I noen tilfeller skal kryp og svinn inngå i bruddgrensetilstander, som ved påvisning av stabilitet der andre ordens effekter er viktige. Det er ikke nødvendig å vurdere virkningen av kryp og svinn forutsatt at konstruksjonsdelens duktilitet og rotasjonskapasitet er tilstrekkelig [7].

#### Beregning av kryptøyning

Det finnes flere forskjellige beregningsmodeller for krypttøyning, og i dette kapitlet presenteres de tre vanligste metodene.

- Effektiv E-modul metode
- Metode med lineær superposisjon
- Metode med delkryp

Felles for alle metodene er at kryptallet  $\varphi(t, t_0)$  inngår, og må bestemmes. Kryptallet kan også bestemmes etter forskjellige metoder, og i kapittel 8.2 blir tre av disse presentert

og sammenliknet. Videre i denne oppgaven blir metoden i EK2 tillegg B [7] benyttet for fastsettelse av kryptall.

#### Effektiv E-modul metode

Effektiv E-modul metode går ut på at betongens E-modul reduseres for å utgjøre tilsvarende virkningen som kryp [15]. Langtids E-modul  $E_{c,eff}$  kan beregnes av likning (4.32), der  $E_{cm}$  er sekantmodul og  $\varphi(t, t_0)$  er kryptallet for betraktningstidspunktet. Metoden er enkel å forstå, og egner seg bra for håndberegninger. Den blir ofte brukt i undervisnings-sammenheng, og er derfor en velkjent metode.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4.32)$$

For et aktuelt tilfelle kan forskjellige langtids E-moduler beregnes etter likning (4.32) for langtids lastvirkninger som påføres konstruksjonen. Lastvirkningene kan for eksempel være spennkraft, egenlast og langtidsandel av nyttelast. Spenningsbidraget fra hver lastvirkning legges sammen for å finne de endelige spenningene, noe som blir et tidkrevende arbeid da lastene påføres ved forskjellige tidspunkter. En mer praktisk tilnærming er å benytte en midlere E-modul  $E_{middel}$ , som inkluderer alle lastvirkninger samtidig, både kort- og langtidslast.  $E_{middel}$  kan bestemmes av likning (4.33).

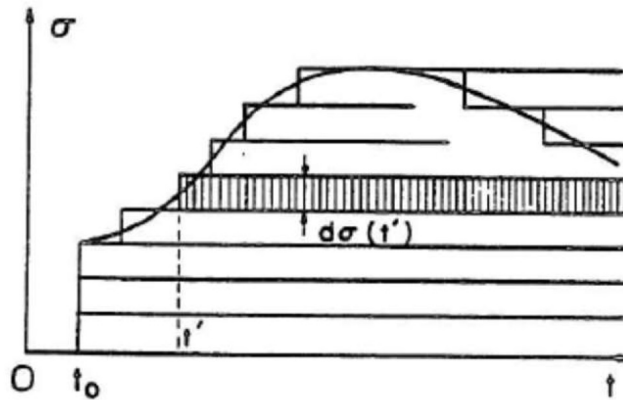
$$E_{middel} = \frac{\sum M_i}{\sum (M_i/E_i)} \quad (4.33)$$

Denne metoden er ikke egnet dersom byggehistorien må tas hensyn til, noe som er tilfellet ved en FFB-utbygging som består av mange byggefaser. Det statiske systemet endrer seg betydelig gjennom byggeprosessen, fra statisk bestemt til statisk ubestemt ved benyttelse av hjelpesøyler og kobling av hovedspenn. Det er viktig å kunne forutsi krypdeformasjonen før kobling av hovedspennet, og siden det i samme periode er store forandringer i det statiske systemet egner ikke denne metoden seg til å forutsi krypdeformasjoner i en fritt-frambygg bru.

#### Metode med lineær superposisjon

Metoden tar utgangspunkt i at spenningen som opptrer ved et bestemt tidspunkt er summen av en rekke uavhengige tøyninger. De forskjellige tøyningene er forårsaket av diverse laster, og kan summeres ved lineær superposisjon [16]. I figur 4.2 er metoden fremstilt grafisk på en tidsakse, der alle de forskjellige tøyningene, omregnet til delspenninger  $\Delta\sigma(t')$ , summeres til total spenning  $\sigma(t)$ .

Denne metoden anses som den mest korrekte, og er godt dokumentert mot forsøk. Det er mulig å ivareta byggehistorikken, noe som er viktig for FFB-bruer. Samtidig er den krevende å forstå, og kun egnet for dataprogrammering. Metoden er implementert i flere analyseprogrammer til krypberegning.



Figur 4.2: Metode med lineær superposisjon [16]

#### Metode med delkryp

Metoden går ut på å fordele den totale kryptutviklingen til en konstruksjon ned i delkryptall for mindre tidsintervaller. På den måten kan en ta hensyn til byggefaser og forandringer i det statiske systemet. Først beregnes kryptallet for hvert element i hver byggefase. Deretter tilegnes de samme elementene et delkryptall for hver byggefase. Delkryptallet  $\Delta\varphi_i$  beregnes etter likning (4.34), og er differansen mellom kryptallene i påfølgende betraktningstidspunkt  $t_{i+1}$  og nåværende betraktningstidspunktet  $t_i$ . Kryptøyningen for tilsvarende tidsintervall beregnes som likning (4.35).

$$\Delta\varphi_i = \varphi_{i+1} - \varphi_i \quad (4.34)$$

$$\varepsilon_{cc} = \sigma \cdot \Delta\varphi_i \quad (4.35)$$

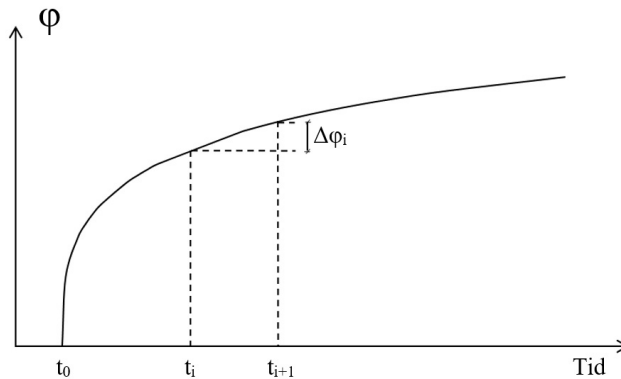
I figur 4.3 er delkrypmetoden vist for et tidsintervall. Den heltrukkede kurven er kryptutviklingen for element nummer 140 i Dolmsundbrua, og delkryptallet  $\Delta\varphi_i$  er differansen i kryptall i det markerte tidsintervallet  $t_i$ . Nøyaktigheten for delkrypmetoden øker ved å betrakte mindre tidsintervaller. Det er naturlig å velge en byggefase som et tidsintervall.

NovaFrame benytter delkrypmetoden i beregning av kryptøyning, og det er derfor denne metoden som betraktes videre i oppgaven.

#### Kryp i Dolmsundbrua

Kryp vil føre til krefter i brua i det den blir statisk ubestemt. Effekten av kryp vil da føre til en omfordeling av moment og skjærkrefter i brua. I tillegg vil kryp føre til nedbøyning av kragarmene under utbyggingen.



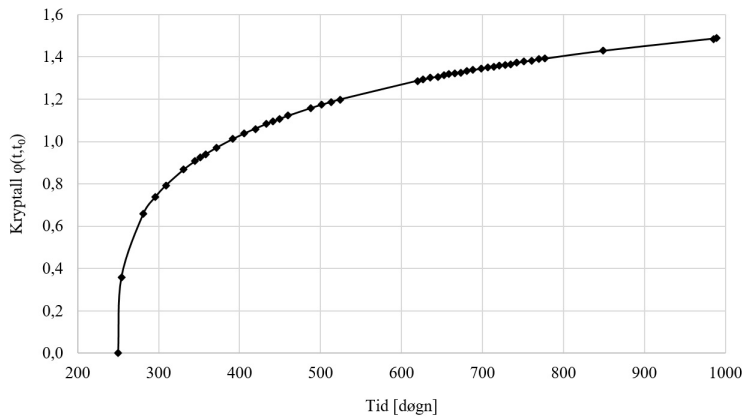


**Figur 4.3:** Metode med delkryp

Kryp angis som tøyning, og oppstår på grunn av laster som spennkraft og egenlast. Det er valgt å neglisjere vekten av støpevogn og annen nyttelast i byggetiden, da denne er svært liten i forhold til spennkraft og egenvekt. I henhold til HB N400 pkt. 7.2.3 [9] skal virkningen av kryp beregnes ved minimum to tidspunkt, like etter at brua er åpnet for trafikk og ved dimensjonerende brukstid 100 år.

Dolmsundbrua ble bygget med 63 byggefaser. Først ble søylen i akse 2 bygget, før kragarmene ble støpt til hver side av søylehodet i akse 2. Figur 4.4 viser kryptutviklingen for første støpetappe (etappe 21, element nummer 125) på kragarmen. Støpingen startet på dag 247 etter første søylestøp og belastet på dag 250, noe som betyr pålasting etter tre dager ( $t_0 = 3$ ). Belastning vil si at støpevognen skyves videre slik at elementet må holde sin egen vekt, samtidig som spennkabler blir spent opp. Markørene langs grafen viser alle beregnede kryptall for elementet frem til åpning av brua på dag 989 etter første støp. Utbyggingen ble preget av en del forsinkelser, og derfor følges ikke planen eksakt om ny støpetappe hver 7. dag.

Basert på kryptutviklingen for elementet, kan delkryp beregnes etter formel (4.34). Delkryptallet er differansen i kryptallene for samme element ved to forskjellige tidspunkt. I figur 4.5 er et utsnitt fra beregning av delkryptall i Microsoft Excel vist. Tidsintervallet mellom hvert delkryptall er valgt til å være lengden på byggefaser. Kryptallet vokser hurtig i fersk betong, og avtar med økende alder. Her er kryptallet beregnet etter EK2 tillegg B [7], og vil gå mot en endelig verdi. Figur 4.5 er kun et lite utsnitt av delkryptallene, da delkryptall også er beregnet for søyle og kragarm i akse 3, samt for et lengre tidsperspektiv.



Figur 4.4: Krypputvikling for element 125 (støpeetappe 21) i Dolmsundbrua.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE																				
1	Byggefaser		Søyle - akse 2																								Kragarm - akse 2																							
2	Etappe	Etappe	Støpedag	t <sub>0</sub>	S2-1	S2-2	S2-3	S2-4	S2-5	SH2	FFB2-1	FFB2-2	FFB2-3	FFB2-4	FFB2-5	FFB2-6	FFB2-7	FFB2-8	FFB2-9	FFB2-10	FFB2-11	FFB2-12	FFB2-13	FFB2-14	FFB2-15	FFB2-16	FFB2-17	FFB2-18	FFB2-19	FFB2-20																				
3				0																																														
4	S2-1		0	13	0,337	0,142	0,095	0,092	0,048	0,130	0,059	0,038	0,011	0,012	0,019	0,012	0,006	0,005	0,011	0,014	0,011	0,009	0,009	0,005	0,006	0,006	0,016	0,008	0,006	0,006																				
5	S2-2		9	10		0,337	0,143	0,119	0,057	0,236	0,061	0,029	0,012	0,012	0,020	0,012	0,006	0,005	0,011	0,014	0,011	0,009	0,009	0,005	0,006	0,006	0,017	0,008	0,006	0,006																				
6	S2-3		20	21			0,337	0,207	0,075	0,398	0,064	0,030	0,016	0,013	0,021	0,012	0,006	0,005	0,011	0,015	0,011	0,010	0,010	0,005	0,006	0,006	0,017	0,008	0,006	0,006																				
7	S2-4		36	39				0,337	0,163	0,493	0,069	0,032	0,016	0,014	0,022	0,013	0,006	0,005	0,012	0,015	0,012	0,010	0,010	0,010	0,006	0,006	0,007	0,018	0,009	0,006	0,006																			
8	S2-5		47	50					0,337	0,637	0,073	0,034	0,017	0,014	0,022	0,013	0,007	0,005	0,012	0,016	0,012	0,010	0,010	0,010	0,006	0,006	0,007	0,018	0,009	0,007	0,006																			
9	SH2-3		198	201						0,333	0,381	0,089	0,040	0,030	0,042	0,026	0,012	0,010	0,022	0,028	0,020	0,016	0,017	0,009	0,010	0,011	0,028	0,013	0,010	0,010																				
10	21	34	247	250							0,338	0,300	0,080	0,053	0,073	0,040	0,018	0,013	0,033	0,039	0,028	0,022	0,022	0,012	0,013	0,014	0,036	0,017	0,012	0,012																				
11	20	35	274	277							0,362	0,313	0,095	0,110	0,053	0,023	0,018	0,016	0,040	0,047	0,033	0,028	0,028	0,014	0,015	0,016	0,041	0,016	0,014	0,013																				
12	19	26	289	290							0,365	0,196	0,155	0,089	0,028	0,022	0,046	0,054	0,037	0,029	0,028	0,013	0,018	0,017	0,044	0,020	0,015	0,014	0,014	0,014																				
13	18	27	302	305							0,366	0,272	0,082	0,034	0,027	0,054	0,061	0,041	0,032	0,031	0,026	0,018	0,019	0,029	0,047	0,021	0,016	0,015	0,015	0,015																				
14	17	28	324	327							0,366	0,207	0,058	0,041	0,041	0,077	0,080	0,051	0,038	0,037	0,019	0,020	0,021	0,053	0,024	0,017	0,016	0,016	0,016	0,016																				
15	16	29	338	341								0,487	0,120	0,048	0,100	0,100	0,060	0,044	0,041	0,023	0,023	0,023	0,058	0,025	0,019	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018																				
16	15	30	345	348							0,368	0,116	0,143	0,116	0,087	0,048	0,044	0,024	0,024	0,025	0,006	0,026	0,026	0,039	0,019	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018																				
17	14	31	351	354								0,370	0,209	0,136	0,074	0,052	0,047	0,024	0,023	0,024	0,023	0,024	0,063	0,028	0,020	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019																				
18	13	32	365	368								0,376	0,256	0,100	0,065	0,057	0,028	0,028	0,030	0,030	0,029	0,030	0,071	0,030	0,022	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021																				
19	12	33	384	387								0,385	0,228	0,101	0,079	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	0,085	0,035	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025																			
20	11	34	399	402								0,389	0,200	0,115	0,046	0,047	0,045	0,046	0,046	0,046	0,046	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
21	10	34	412	415								0,391	0,221	0,070	0,062	0,056	0,037	0,036	0,036	0,036	0,036	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
22	9	35	426	429								0,394	0,122	0,098	0,078	0,146	0,053	0,037	0,033	0,034	0,034	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
23	8	36	434	437								0,397	0,167	0,103	0,173	0,060	0,040	0,036	0,036	0,036	0,036	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
24	7	37	443	446									0,400	0,181	0,220	0,088	0,045	0,039	0,039	0,039	0,039	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
25	6	38	453	456									0,402	0,341	0,082	0,052	0,044	0,039	0,039	0,039	0,039	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
26	5	39	461	464									0,402	0,226	0,094	0,070	0,044	0,039	0,039	0,039	0,039	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
27	4	40	469	468									0,402	0,193	0,194	0,044	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
28	3	41	506	509									0,402	0,193	0,194	0,044	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			
29	2		517	520									0,402	0,193	0,194	0,044	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,096	0,046	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036																			

Figur 4.5: Delkryptall for utbygging av søyle i akse 2, med tilhørende kragarmer

### 4.4.2 Svinn

Svinn er en deformasjon som oppstår på grunn av volumendring i betongen grunnet varierende fuktighetsinnhold. Uttørking over tid fører til at betong krymper, og denne krympingen kalles svinn. Svinn angis som tøyning, og gir krefter i statisk ubestemte systemer. I motsetning til kryp, er svinn uavhengig av både lastnivå og lastvarighet [15].

Total svinntøyning er etter EK2 pkt. 3.1.4(6) sammensatt av to bidrag, svinntøyning ved uttørking  $\epsilon_{cd}$  og autogen svinntøyning  $\epsilon_{ca}$  (selvuttørkingsvinn). De to bidragene summeres som i likning (4.36).

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \tag{4.36}$$

Uttørkingsvinn utvikler seg langsomt, og skyldes ytre uttørking. Det er en funksjon av fukttransport gjennom betongen og representerer vannmolekylens effekt på de faste partiklene i sementens mikrostruktur [16]. Uttørkingsvinn avhenger av omgivelsenes

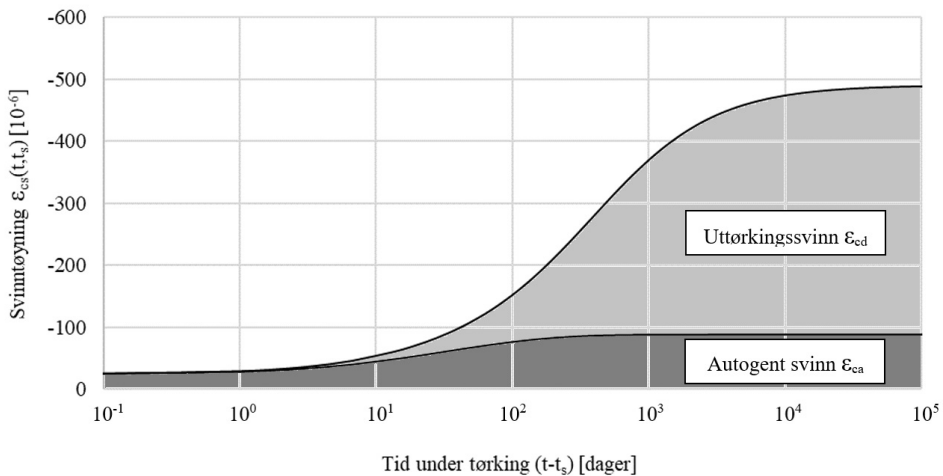
relative fuktighet, betongens fasthet, sementtype og konstruksjonsdelens tverrsnittsdimensjon. Uttørkingen starter vanligvis når herdetiltakene avsluttes. Det autogene svinnet utvikler seg som en lineær funksjon av betongens fasthetsutvikling, der størstedelen skjer på et tidlig stadium. Det autogene svinnet skyldes indre uttørking der reaksjonsproduktene fra sement-vann reaksjonen har mindre volum enn de andre materialene i betongen.

### Svinn i Dolmsundbrua

Dolmsundbrua er statisk bestemt så lenge kragarmene støpes fritt, men når hjelpesøylene kobles til blir brua statisk ubestemt. Frem til brua blir statisk ubestemt vil svinn føre til deformasjon i form av nedbøyning.

Siden brua bygges i faser vil de forskjellige elementene i brua få ulik svinntøyning. Tilsvarende som delkrypmetoden, benyttes delsvinnmetoden i NovaFrame for beregning av svinntøyning. Det betyr at hvert element i brua får forskjellig svinntøyning på grunn av varierende tverrsnittsdimensjoner. I tillegg endres svinntøyningen med alderen for hver byggefase.

I figur 4.6 vises svinntutvikling for element nummer 140 i Dolmsundbrua på en logaritmisk tidsakse. Den totale svinntøyningen er her delt opp i svinntøyningen for uttørking  $\varepsilon_{cd}$  og autogen svinntøyning  $\varepsilon_{ca}$ . Det kommer tydelig frem av figuren at det autogene svinnet utvikler seg raskt i starten, og går mot en endelig verdi. Uttørkingssvinnet utvikler seg langsomt, men utgjør etterhvert den største andelen av den totale svinntøyningen. Denne figuren er ment som en illustrasjon av den generelle svinntutviklingen over tid, og viser et gjennomsnittlig element med tanke på geometri. Fullstendig utregning av delsvinntøyningen for alle elementer i alle byggefaser er utført i Microsoft Excel.



**Figur 4.6:** Svinntutvikling for element 140 i Dolmsundbrua.

Som for kryptøyning finnes det også ulike beregningsmodeller for fastsettelse av svinn-  
tøyningen  $\varepsilon_{cs}$ . Tre av disse materialmodellene er beskrevet og sammenliknet i kapittel 8.2.

## 4.5 Nyttelaster i byggefaser

Under byggefasetene som inngår i utbyggingen av en fritt-frembygg bru, vil det opptre mid-  
lertidige nyttelaster som kan ha påvirkning på bruens stabilitet. Eksempler på slike nytte-  
laster kan være:

- Vekten av støpevogn
- Vekten av redskaper og utstyr
- Vekten av lagret armering
- Jekkekraft under sammenkobling av spenn

Lastene kan bidra til å påvirke bruas stabilitet under utbygging, og uønskede deformasjo-  
ner. De lastene som antas å ha størst påvirkning på bruas er tatt hensyn til i denne oppgaven.  
Dette er vekten av støpevognen i hver utbyggingsetappe, samt jekkekraften som påføres  
rett før sammenkoblingen av hovedspennet.

Vognvekten modelleres i NovaFrame med en punktlast tilsvarende 800 kN under støpe-  
etappene. Bruoverbyggingen ble jekket utover med en kraft på 2500 kN, noe som fører til  
en økning av avstand mellom kragarmene på 55 mm.

## 4.6 Neglisjerte laster

Under modelleringen av bruas har enkelte laster blitt neglisjert. Dynamisk vindlast, jord-  
skjelv og ulykkeslaster er neglisjert for å forenkle modelleringprosessen. Slike laster bør  
tas hensyn til under ordinære prosjekteringsprosesser. På grunn av bruas trafikkbilde, er  
det også naturlig å se bort fra snølastens påvirkning [9]. Ettersom svært lite av konstruk-  
sjonen står under vann, er det sett bort fra last fra bølger, strømninger i tillegg til skipsstøt.  
Som tidligere nevnt er horisontale trafikklaste neglisjert.

## 4.7 Lastkombinering

Lastene skal kombineres og sammensettes til realistiske lastsituasjoner for å skape uguns-  
tige lasttilfeller man kan dimensjonere for. Lastkombinering blir gjennomført i henhold til  
reglene i Eurokode 0, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2].

Etter EK0 regnes bruer å ha en dimensjonerende levetid på 100 år og tilhører pålitlighets-  
klasse 3. Partialfaktormetoden benyttes under lastkombineringen, der de ulike karakteris-  
tiske lastene tilegnes egne lastfaktorer. Disse blir nærmere beskrevet i avsnitt 4.7.1.

### 4.7.1 Bruddgrensetilstanden

EK0 angir fire bruddgrensetilstander som skal kontrolleres, gitt i tabell 4.5. Dimensjonering i bruddgrensetilstand handler om å ivareta sikkerheten gjennom bruas levetid.

**Tabell 4.5:** Bruddgrensetilstander

Tap av statisk likevekt	EQU
Brudd i konstruksjonsdeler	STR
Brudd i grunnforhold	GEO
Utmatningsbrudd	FAT

For Dolmsundbrua vil STR-bruddgrensen bli kontrollert, da denne ansees å være mest relevant. For å finne lastkombinasjoner for STR gis det to likninger i EK0 pkt. 6.4.3.2, hvor den minst gunstige skal benyttes i dimensjoneringen. Likningene er gjengitt i (4.37) og (4.38). Likning (4.37) blir videre referert til som likning 6.10a og likning (4.38) som 6.10b etter uttrykkenes nummerering i standarden.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.37)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.38)$$

- “+” betyr “kombineres med”
- $\sum$  betyr “kombinert virkning av”
- $\xi$  er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster

I likningene representerer G konstruksjonens permanente laster, P forspenningskraften og Q en variabel påvirkning. De ulike faktorene for partialfaktoren  $\gamma$  er gjengitt i tabell 4.6 fra EK0 tabell NA.A2.4(B) [2].

Dersom de variable lastene har en gunstig virkning for lasttilfellet, settes  $\gamma_Q$  lik 0. Lastfaktor for de tidsavhengige lastene kryp, svinn og relaksasjon settes til 1,0 dersom ugunstig og 0 hvis gunstig. For å bestemme verdier for kombinasjonsfaktoren  $\psi$ , henvises det til gjeldende standard for den aktuelle lasten. Faktorer for vegbruer finnes i EK0 tabell NA.A2.1. I tabell 4.7 er det gjengitt verdier for de aktuelle lastene som er medregnet for Dolmsundbrua.

**Tabell 4.6:** Partialfaktorer for lastkombinering

Permanent last	$\gamma_{G,sup}$	1,35
Irreversibel deformasjonslast	$\gamma_{G,sup}$	1,0
Permanent last	$\gamma_{G,inf}$	1,0
Irreversibel deformasjonslast	$\gamma_{G,inf}$	0
Egenvekt	$\xi$	0,89
Spennkraft	$\gamma_P$	0,9/1,1
Vegtrafikk	$\gamma_Q$	1,35
Vindlaster	$\gamma_Q$	1,6
Temperaturlaster	$\gamma_Q$	1,2
Øvrige variable laster	$\gamma_Q$	1,5

## 4.7.2 Bruksgrensetilstanden

Kontroller for bruksgrensetilstanden er viktig for å ivareta konstruksjonens estetikk og opprettholde konstruksjonens funksjon. Det settes sammen fire lastkombinasjoner for bruksgrensetilstanden i analysen av Dolmsundbrua. Lastene er tenkt brukt til å analysere deformasjoner og dannelse av riss i konstruksjonsdeler. Det blir valgt å sette sammen kombinasjoner for *ofte forekomne* laster. Lastfaktorene som brukes til bruksgrenseberegninger er gitt i tabell 4.8.

## 4.7.3 Total lastkombinering

Brudd- og bruksgrensekombinasjonene som blir modellert og beregnet for Dolmsundbrua er vist i tabell 4.7 og 4.8. For lasttilfellet under bygging multipliseres vognvekten med faktor på 1,5. Forkortelsene som indikerer lasttilfellene er hentet fra prosjekteringsgrunnlaget [1] og betyr:

- G-SUP: Ugunstig egenvekt og superegenvekt
- P: Forspenning
- TR: Trafikklast
- TE: Temperatur
- V: Vindlast, uten trafikk
- V-TR: Vindlast, med trafikk

**Tabell 4.7:** ULS-kombinasjoner

Kombinasjon	G	P	CSR	TR	TE	V	V-TR
6.10a-m/trafikk	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	-	1,12
6.10a-u/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	1,12	-
6.10b-TR dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	1,35	0,84	-	1,12
6.10b-TE dom - m/TR	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	1,2	-	1,12
6.10b-TE dom - u/TR	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	-	1,2	1,12	-
6.10b-V-TR dom - m/TR	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	-	1,60
6.10b-V dom - u/TR	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	1,6	-
6.10a-Under bygging	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	-	-	-	-

**Tabell 4.8:** SLS-kombinasjoner

Kombinasjon	G-SUP	P	CSR	TR	TE	V	V-TR
SLS-Ofte forekommende 1	1,0	1,0	0,0/1,0	0,7	-	-	-
SLS-Ofte forekommende 2	1,0	1,0	0,0/1,0	0,2	0,6	-	-
SLS-Ofte forekommende 3	1,0	1,0	0,0/1,0	0,2	-	-	-
SLS-Ofte forekommende 4	1,0	1,0	0,0/1,0	-	-	0,6	-





## Kapittel 5

# Oppbygging av analysen

NovaFrame er et rammeprogram utviklet av Aas-Jakobsen AS, beregnet for prosjektering av brukonstruksjoner. Programmet er basert på elementmetoden og gir en kjent løsningsmetode for ingeniørene som skal anvende programmet i sine prosjekter. Programmet oppfattes ikke intuitivt og grafisk, men når man lærer det å kjenne er det svært effektivt å gjøre større operasjoner, samt å gjøre endringer i analysen. I dette kapitlet blir modellering og oppbygging av analysemodellen forklart.

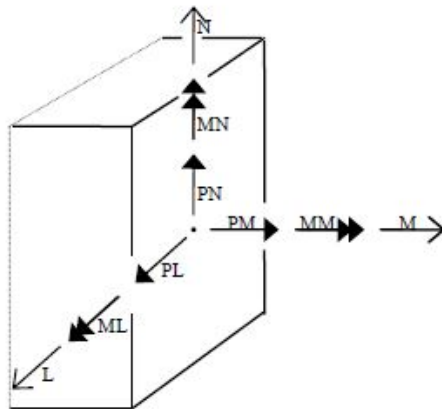
### 5.1 Aksesystem

Programmet opererer med to forskjellige koordinatsystem. Et globalt system med XYZ-koordinater, og et lokalt system med LMN-koordinater. Modellens globale geometri, bruoverbygning og søyler, modelleres ved å angi globale koordinater. Alt som bestemmes innad og på tverrsnitt, som armering og laster, bestemmes ut fra det lokale LMN-systemet. Dette gjelder også resultater i form av moment-, skjær- og aksialkraftdiagrammer.

I figur 5.1 vises positive retninger for det lokale aksesystemet benyttet i NovaFrame. Den lokale M-aksen følger elementens retning. De to andre aksene, L og N, følger det globale XYZ-systemet. Dolmsundbrua har i denne oppgaven blitt modellert langs global Y-akse. Dermed vil de lokale L og N-koordinatene tilsvare globale X og Z.

### 5.2 Modellgeometri

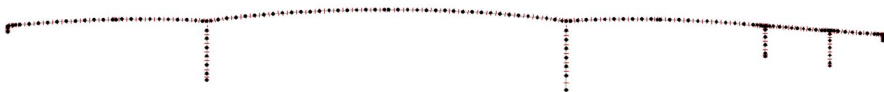
Første steg i modelleringen er å definere en referanselinje som skal være sammenfallende med veg-geometrien. Ved å bruke denne metoden, i motsetning til å definere enkeltkoordinater, får man lettere oversikt over hvordan bruflatens geometri og retning i planet skal



**Figur 5.1:** Positiv retning og kraftvirkning i lokalt aksesystem for NovaFrame [13]

være. Det gjør node- og tverrsnittsinndelingen senere mer effektiv, da man kan angi profilnummeret som stemmer overens med tverrsnittet. Det blir definert akser for alle søyler og landkar i modellen. Aksene har samme funksjon som profillinjen, men er vertikale, og brukes til å bestemme søylenes plassering i forhold til brua og høyden over havet.

Etter referanselinjer og akser er plassert blir de inndelt i noder. For brua er det plassert ut 120 noder langs referanselinjen og dermed 119 elementer. Elementinndelingen er bestemt ut fra byggefasene, og er vist i figur 5.2.



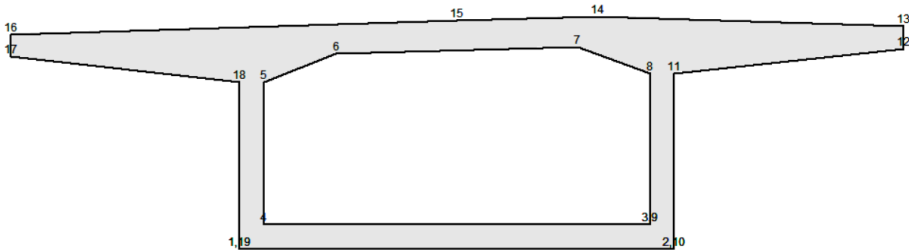
**Figur 5.2:** Fordeling av noder og elementer i modellen

### Tverrsnitt og materialinformasjon

Før tverrsnittmodelleringen er det lurt å definere materialparametrene man ønsker å tilegne tverrsnittene. Under fanen *Material properties* angis verdier for materialegenskapene, som beskrevet i kapittel 2.3.

Videre kan tverrsnittene defineres. Dolmsundbrua har varierende tverrsnitt, som er høyest over søylene der de største momentene vil oppstå, og lavere inn mot midten av hovedspennet. Dette fører til at man må definere et tverrsnitt for hvert element i modellen. NovaFrame interpolerer lineært mellom hvert tverrsnitt, slik at det endelige geometriske resultatet blir

en jevn overgang mellom tverrsnittene som følger vertikalkurvaturen til brua. Hvert tverrsnitt i bruoverbygningen defineres med 19 koordinater i x-z planet, som vist i figur 5.3. Det er sett bort fra avrundinger i hjørnene, da dette ansees å ha mindre påvirkning på resultatene.



Figur 5.3: Tverrsnittsnummerering for brukassetverrsnitt

Hvert tverrsnitt tildeles et unikt profilnummer som tilsvarende plassering langs profillinjen, samt hvilken profillinje eller akse tverrsnittet skal tilhøre. Man angir også et navn på tverrsnittet, men dette har ingen praktisk betydning for hvordan tverrsnittet plasseres, men heller for å holde orden og oversikt over tverrsnittene.

NovaFrame vil automatisk velge tverrsnittets tyngdepunkt som referanse for hvor tverrsnittet skal plasseres i forhold til profillinjen. På grunn av varierende tverrsnittshøyde må man angi et eget referansepunkt på tverrsnitt som skal sammenfalle med profillinjen, slik at tverrsnittenes overkant skal treffe hverandre.

### Torsjonsstivhet

Til modellering av kassetverrsnitt brukes tverrsnittstypen "massive general". NovaFrame setter da torsjonsstivheten til tverrsnittet lik  $I_T = I_x + I_y$ . Dette stemmer ikke overens med den korrekte torsjonsstivheten. Det må derfor foretas en justering av torsjonsstivheten i NovaFrame. Denne justeres ved å beregne en skaleringsfaktor som i likning 5.1.

$$K_{It} = \frac{I_t}{I_x + I_y} \quad (5.1)$$

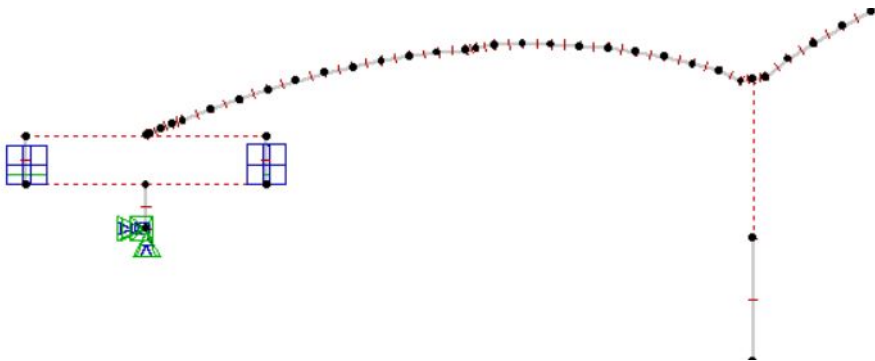
På grunn av tverrsnittenes varierende areal er det bestemt å benytte en gjennomsnittlige skaleringsfaktor på 0,3 for bruoverbygningen og 0,6 for søylene.

### Grensebetingelser

Dolmsundbruas hovedsøyler i akse 2 og 3 er monolittisk forbundet til overbygningen, og må derfor modelleres slik at momenter overføres mellom brubjelken og søylene. Dette

løses ved å modellere en master/slave-kobling mellom øverste node i søylene og overliggende node i bruoverbygningen. Noden i brubanen vil være masternode og søylenoden må dermed følge bevegelsene til overbygningen.

De øvrige søylene i akse 3 og 4 er modellert med glidelagre uten momentoverføring. I henhold til prosjekteringsgrunnlaget er alle søylene modellert med fast innspenning i underkant av fundamentene. Begge bruendene er modellert med glidelagre. Opplegget i akse 1 og master/slave-koblingen i akse to er vist i figur 5.4.



**Figur 5.4:** Modellert glidelager i akse 1, og master/slave-kobling (monolittisk forbindelse) i akse 2

Det ble benyttet midlertidige hjelpesøylere under utbyggingen av kragarmene i sidespenne på Dolmsundbrua. Disse søylene modelleres som opplegg i byggefasene, og fjernes før sammenkoblingen av hovedspennet. Dette blir beskrevet mer utfyllende i kapittel 5.5.

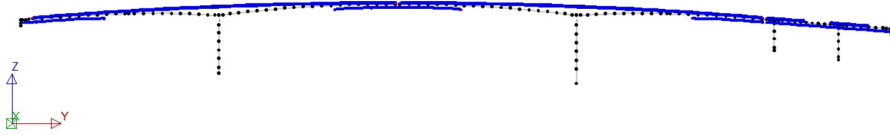
## 5.3 Spennarmering

Basert på “som bygget”-tegninger modelleres brua med to typer spennarmering. Type 1906 er benyttet i bruas overgurt over søylene, og type 1506 benyttes i resten av av brudekkets overgurt og i undergurten. Materialelegenskaper for spennarmeringen er gitt i kapittel 2.3.

Hver kabel defineres med et navn og nummer. Videre angis hvilken referanselinje hver kabel skal følge. For å beskrive hvor i tverrsnittene hver kabel skal plasseres, bestemmes det et punkt som det angis avstander fra. Ettersom kablene skal følge bruas lengderetning, er de plassert etter profillinjen til brubanen.

Start- og slutt punkt for kablene angis med profilnummer. For hver kabel må det defineres hvilken kurve eller form kabelen skal ha. Ettersom kablene har horisontalkurvatur, må geometrien “deles” opp, og gitt forskjellig geometrisk oppbygning ved hver vinkelendring på kablene.

I Dolmsundbrua er undergurtkablene støpt inn i vouter. Dette er en vertikalkurvatur på enden, slik at kablene kan spennes opp fra innsiden av brukassa. Dette er neglisjert i modelleringen.



**Figur 5.5:** Spennkablene i brua ferdig modellert

De ulike tapsparametrene for hver spennkabel defineres under fanen *Loss Parameters*. Her angis friksjonskoeffisient, faktor for utilsiktet vinkelendring (wobble), låsetap, kryptøyning, svinntøyning og relaksasjon. Forskjellige former for spennkrafttap ble forklart i kapittel 4.3.1. Tapsparametere til modelleringen er hentet fra modelleringsgrunnlaget i vedlegg A, samt egne beregninger for krypt- og svinntøyning i spennarmeringen vist i vedlegg C. Verdiene for spennkrafttap er gjengitt i tabell 5.1.

**Tabell 5.1:** Tapsparametre

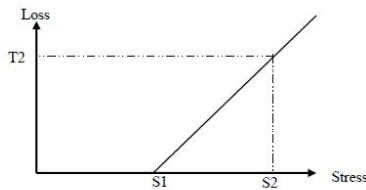
Friksjonskoeffisient $\mu$	0,20 rad <sup>-1</sup>
Wobblekoeffisient $k$	0,001 m <sup>-1</sup>
Låsetap	6,0 mm
Kryptøyning	-1,114 ‰
Svinntøyning	-0,303 ‰
S1 (% av So2)	65,21 %
S2 (% av So2)	79,39 %
T2 (% tap)	2,50 %

Verdiene S1, S2 og T2 angir relaksasjonstapet. Disse angis i NovaFrame som prosentandel av  $f_{p0,1k}$ . Prosentverdiene beregnes ut fra en lineær funksjon av forholdet mellom relaksasjonstap og spenning. Spennstålet som er benyttet i brua tilhører relaksasjonsklasse 2, noe som gir  $T2 = 2,5\%$ . Verdiene av S1 og S2 beregnes etter likning (5.2) og (5.3). Likningene består av verdiene som finnes ved ekstrapolering av grafen i figur 5.6 multiplisert med forholdet mellom  $f_{pk}$  og  $f_{p0,1k}$ .

$$S1 = 0,575 \cdot \frac{1860}{1640} \cdot 100\% = 65,21\% \quad (5.2)$$

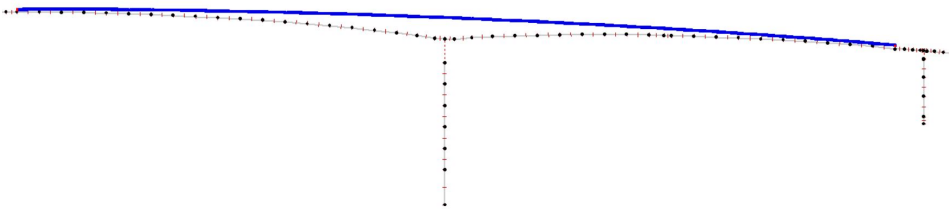
$$S2 = 0,7 \cdot \frac{1860}{1640} \cdot 100\% = 79,39\% \quad (5.3)$$

I fanen *stressing* defineres hvilken ende av hver kabel som er aktiv, og hvilken ende som



**Figur 5.6:** Relaksasjonstap [13]

spennes opp først. For å representere aktiv ende defineres oppspenning på 90% av  $f_{p0,1k}$ , ettersom dette er den dimensjonerende kabelspenningen før låsetap. De fleste av kablene har én aktiv ende, foruten enkelte kabler som har aktiv ende i både start- og sluttunkt. Da blir det definert 90% i begge ender av kabelen, og hvilken ende som spennes opp først har liten betydning.



**Figur 5.7:** Spennkabel over akse 3, med aktiv ende i begge sider

## 5.4 Lastmodellering

Lastmodellering blir gjort i fanen *Load Input*. Her gir NovaFrame muligheten til å velge blant flere typer statiske og dynamiske laster. I oppgaven er det sett bort fra dynamiske lastvirkninger som nevnt i kapittel 4.2.2. Videre presenteres lastene som er modellert.

### Egenvekt og superegenvekt

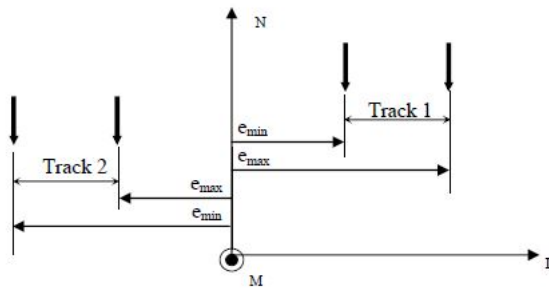
Egenlasten defineres ved å angi tyngdetettheten til betongen. Som nevnt i kapittel 2.3 er det bestemt å bruke en tetthet på  $25,5 \text{ kN/m}^3$ . I tillegg defineres bruas superegenvekt, som består av slitelag og kantdragere, og angis til å være  $40 \text{ kN/m}$ . Tverrskottene i brua er modellert som punktlaster, med verdier som angitt i modelleringsgrunnlaget i vedlegg A.

## Trafikklast

NovaFrame har en egen fane for å definere trafikklaster. Først defineres en *traffic line*, som består av en rekke elementer i brua, hvor trafikken er tenkt å forflytte seg over. Her bestemmes det også hvor mange posisjoner per element NovaFrame skal beregne lasten fra. Flere punkter øker nøyaktigheten på beregningene. Programmet beregner den ugunstigste lastplasseringen i forhold til bruas geometri.

For Dolmsundbrua er lastmodell LM1, som representerer de fleste påkjenningene fra biler og lastebiler, benyttet. Programmet innehar forhåndsinnstillinger for lastmodellen, og man trenger kun å angi input for eksentrisiteter og faktorer.

I henhold til EK1-2 [6], skal brua deles inn i et bestemt antall teoretiske kjørebener og gangbaner, som beregnes ut fra den tilgjengelige føringsavstanden til brua. Den resterende bredden fra føringsavstanden, etter inndeling i kjørebener, danner restbredden til brua. Denne inndelingen behandles i NovaFrame som *tracks*. Hver *track* tildeles en eksentrisitet fra bruas midtlinje og ut til feltenes start- og slutt punkt, som illustrert i figur 5.8. Dette danner grunnlaget for hvor NovaFrame plasser lasten.



**Figur 5.8:** Tracks (kjørebener) med tilhørende eksentrisiteter i NovaFrame [13]

For Dolmsundbrua er det beregnet å være to kjørebener med teoretiske feltbredder på 3 m hver. Med en føringsavstand på 7,5 m, gir dette en restbredde på 1,5 m. I tillegg kommer en gangbane på 3 m. For lastmodell 1, skal bredden mellom kjøretøyenes lastflater være på 2 m, og dermed 0,5 m trukket inn fra de teoretiske kjørebreddene.

Etter EK1-2 skal også punktlaster, som representerer akselvekten, multipliseres med en korreksjonsfaktor  $\alpha_{Qi}$ , og den jevnt fordelte trafikklasten med korreksjonsfaktor  $\alpha_{qi}$ . Dette gir tilsammen laster og eksentrisiteter som vist i tabell 5.2. Den jevnt fordelte lasten er multiplisert med bredden av gjeldene bane. Faktorenes og de karakteristiske lastenes verdier er vist i kapittel 4.2.1.

## Temperatur

For å ta hensyn til hvordan brua blir påvirket av temperaturen i omgivelsene, skal dette modelleres i NovaFrame. Under lastfanen i programmet kan det defineres om man skal ha

**Tabell 5.2:** Trafikklast

	$e_{min}$	$e_{max}$	Aksellast $Q_k \cdot \alpha_Q$	Jevnt fordelt $q_k \cdot \alpha_q$
Kjørebane 1	3 m	5 m	300 kN	16,2 kN/m
Kjørebane 2	0 m	2 m	200 kN	7,5 kN/m
Gangbane	-2 m	-0,5 m	0 kN	7,5 kN/m
Restbredde	-5,5 m	-2,5 m	0 kN	3,75 kN/m

en jevn temperaturendring i brua eller temperaturgradienter i lokal L- og N-retning. Som forklart i kapittel 4.2.3, skal alle typene være inkludert i modellen.

Den termiske utvidelseskoeffisienten  $\alpha_T$  defineres til å være  $0,85 \cdot 10^{-5}$  som begrunnet i kapittel 2.3.

Først defineres verdier for ekspansjon og kontraksjon,  $\Delta T_{N,con}$  og  $\Delta T_{N,exp}$ , for alle elementene langs brubanen og søylene. Dette gjøres ved å angi temperaturendringene som er beregnet i kapittel 4.2.3.

For å modellere temperaturgradientene i N-retning,  $\Delta T_{M,heat}$  og  $\Delta T_{M,cool}$ , divideres temperaturen på tverrsnittshøyden etter likning (5.4). Ettersom tverrsnittet langs brubanen endrer seg, vil gradienten endre seg som funksjon av tverrsnittshøyden. Til beregning av temperaturgradientene i N-retning for hvert element er regneark benyttet har det blitt brukt regneark, for å effektivt få verdiene til NovaFrame.

$$\text{Gradient N} = \frac{(TN+) - (TN-)}{H(x)} \quad (5.4)$$

NovaFrame bruker fortegn for å avgjøre om temperaturene skal virke som kontraksjon eller ekspansjon i brua. Dermed må  $\Delta T_{N,con}$ , som er kontraksjonstemperaturen, modelleres inn med negativt fortegn slik at programmet skjønner hvilken retningen lengden skal endre seg.

I tillegg til de utregnede temperaturene i henhold til EK1-1-5, er det lagt inn et lasttilfelle for temperaturendring på  $10^\circ C$ . Dette blir gjort for å kunne sammenlikne effekten dette har på brua med tilsvarende analyse i programmet RM Bridge.

## Vind

NovaFrame har flere ulike måter å definere vindlast på. Ettersom det ikke skal tas hensyn til vindens dynamiske virkning på brua, benyttes *Gust-modellen*. Her angis basisvindhastighet, terrengruhetsklasse, vindens retning og høyden over havet.



Brua modelleres med to forskjellige lasttilfeller for vind; vind med samtidig trafikk, og vind uten trafikk. Dette skaper problemer med NovaFrames løsning for vindarealer og faktorer, da det ikke er mulig å definere forskjellige arealer og faktorer for bestemte lasttilfeller. Derfor legges det kun inn faktorer for vind uten trafikk. Dette medfører at lasttilfellet med samtidig trafikk, må regnes ut manuelt med inkluderte vindfaktorer. Denne lasten påføres som en jevnt fordelt linjelast. Dette gjelder både drag- og løft, i motsetning til torsjonsbidraget til vinden som påføres som momenter langs brubaneelementene.

### **Oppspenning**

For å inkludere virkningen spennkablene har på brua, må alle spennkablene defineres som laster i NovaFrame. Dette gjøres ved å velge lasttype *Tendon*, for så å velge hvilke elementer den bestemte spennkabelen skal virke over. Dette gjøres for alle spennkablene som er modellert i brua. Lasttilfellene sorteres etter hvilken byggefase de spennes opp i.

Det defineres også om NovaFrame skal beregne lasttilfellet ved full oppspenning, eller kun tvangskrefter. I modellen er begge effekter inkludert for alle spennkablene. Dette er viktig for senere å kunne analysere størrelsene på primær- og tvangsmomentene som oppstår under oppspenning.

### **Vognvekt**

For senere å kunne gjøre analyser i bruas byggefaser, må det tas hensyn til støpevognens vekt og forflytning. Vognen flyttes utover kragarmen for hver støpeetappe. Vognvekten er representert med en punktlast på 800 kN, som plasseres 0,5 m inntrukket på aktuelt element. Denne prosessen gjentar seg for hver støpeetappe gjennom byggeprosessen.

### **Kryp**

For å definere effekten av kryp i NovaFrame, opprettes først krypkombinasjoner. Disse kombinasjonene inneholder lastene i modellen som påvirker kryptøyningen i brua, altså egenlast og spennkraft. Hver krypkombinasjon sorteres og defineres i henhold til byggefasesene, med en krypkombinasjon per byggefase.

NovaFrame er selv i stand til å definere kryptall, men ettersom det er ønskelig å studere kryptutviklingen nøye, er delkryptall beregnet manuelt. For hvert nye element som støpes tilføres nye delkryptall i modellen. De tidligere støpte elementene vil få oppdaterte kryptall, ettersom kryptet er avhengig av antall dager betongen har vært under belastning.

Krypmodelleringen i NovaFrame er en tidkrevende prosess som krever stor nøyaktighet for å oppnå gode resultater. Alt må stemme overens i form av at korrekt kryptall tilhører korrekt last, elementnummer og krypkombinasjon. Etterhvert som byggefasesene utvikler seg, øker mengden av kryptall og tilhørende laster.

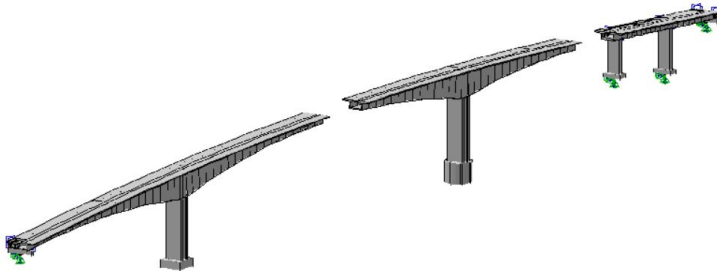
## Svinn

For å ta hensyn til svinn i betongen under byggefasene og for ferdig bru, er det benyttet delsvinn på lik linje med delkryp. I programmet angis svinn sammen med de øvrige lastene, under fanen "Loads". Delsvinnet for hver byggefase angis som en negativ tøyning gitt i promille. Fortegnet er viktig for at NovaFrame skal beregne svinnet som kontraksjon i brua. For hver byggefase oppdateres svinntøyningen for alle elementene som allerede er støpt, ettersom alderen på den støpte betongen øker.

## 5.5 Modellinndeling og analyser

Byggefasene ivaretas i NovaFrame under fanen *Models and Analyses*. Her defineres en grunnmodell, som representerer den første byggefasen hvor fundamentet i akse 2 støpes. For de neste modellene bruker man foregående modell og bestemmer hvilke nye elementer som skal tilføres for hver fase.

Under byggingen av Dolmsundbrua blir det benyttet en hjelpesøyle for hver av kragarmene i sidespennene. Disse modelleres ved å definere opplegg i de byggefasene som hjelpesøylen er aktiv. Hjelpesøylene fjernes i modellen før sammenkobling, på samme måte som det ble gjort under utbyggingen av brua.



**Figur 5.9:** NovaFrame-modell etter støp av byggefase 3.14

For å bestemme hvilke laster som skal gjelde for hver enkelt byggefase, opprettes kalkulasjonsgrupper, under fanen *Calculation groups*. Kalkulasjonsgruppene bestemmer hvilke laster som skal inngå i analysene, og sorteres ut fra hvilke type last det dreier seg om. Det angis hvilken type analyse som skal gjennomføres på lasten, og om det skal gjennomføres krypanalyse, statisk analyse, knekkningsanalyse eller liknende.

Kalkulasjonsgruppene sorteres i egne analyser. Dette gjøres under fanen *Analyses*, hvor det angis hvilken modell hver kalkulasjonsgruppe skal gjelde for. Programmet vil nå være i stand til å gjennomføre analyser for alle byggefaser i riktig rekkefølge og med tilhørende last.

## 5.6 Lastkombinering

De definerte lastene skal kombineres i ulike lastkombinasjoner, for å skape ugunstige påkjenninger på brua. Dette gjøres under fanen *loadcombinations*, som er en del av post-prosessor-mappen i NovaFrame.

Under fanen *Ordinary loadcombinations*, kan laster settes sammen og tilegnes lastfaktorer, for å lage kombinasjoner. Alle lastene som gjelder spesifikke byggefaser, summeres nå opp og skaper en total virkning gjennom hele byggeprosessen.

For å sortere kombinasjonene har NovaFrame flere metoder tilgjengelig. Man kan legge til de aktuelle lastene man ønsker og kombinere med lastfaktorer, eller man kan definere forskjellige lastfaktorer for samme last. Da lar man NovaFrame plukke ut den mest kritiske lastfaktoren for å skape størst mulig lastvirkning.

Ettersom det skal gjennomføres kontroller for brudd- og bruksgrensetilstandene, er det ønskelig å tilegne lastkombinasjonene lastfaktorer. Dette gjennomføres under fanen *Sort combination*. Her har man muligheten til å slå sammen lastgruppene som ble sortert under forrige fane, og tilegne disse lastfaktorer for brudd- og bruksgrensetilstandene, som gitt i kapittel 4.7.1.

Etter analysen er gjennomført, kan NovaFrame bestemme hvilken kombinasjon som skaper størst moment, skjær- eller aksialkraft for et gitt element, under fanen *Combination tracer*. Dette er et viktig bidrag under dimensjonering, for å fastslå dimensjonerende momenter, skjærkrefter, aksialkrefter med mer.



## Kapittel 6

# Kontroll av grensetilstander

Bruer dimensjoneres slik at forventet levetid blir minst 100 år. For å sørge for at brukonstruksjonen opprettholder sin funksjon og brukssikkerhet gjennom levetiden, er det viktig å kontrollere bruas motstand mot de kreftene som kommer til å påvirke den. For å ivareta sikkerheten ved bruk, må det kontrolleres for bruddgrensetilstanden. Man sørger for at brua har tilstrekkelig kapasitet mot påkjenninger som kan føre til at konstruksjonen kollapse. For å sørge for at brua opprettholder sin tiltenkte funksjon og estetikk, kontrolleres den i bruksgrensetilstanden. Herunder kommer deformasjoner, riss og spenninger ved oppspenning, som kan bidra til å redusere funksjonen

### 6.1 Bruddgrensetilstanden

For å sikre at kapasiteten til konstruksjonen er tilstrekkelig i bruddgrensetilstanden, skal det gjennomføres kontroller for:

- Momentkapasitet
- Skjærkapasitet
- Torsjonskapasitet
- Duktilitet ved kabelbrudd

For fritt-rambygg bruer er i tillegg bruddgrensekontroller under byggefasene viktige å gjennomføre. For kontroller som gjelder for byggefasene, skal betongkvalitet på tidspunktet belastningen påføres benyttes [11]. Aktuelle kontroller for byggefasene inkluderer:

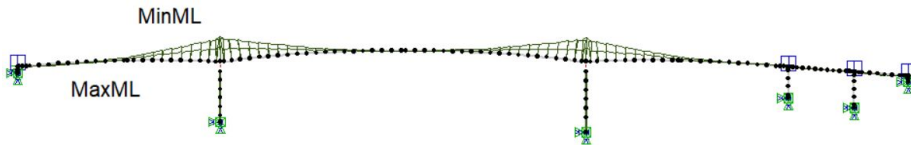
- Oppspenningstilstand
- Skjærkrefter i støpeskjøtene

I denne oppgaven er bruddgrensekontrollene begrenset til kontroll av momentkapasiteten til brua.

### 6.1.1 Opptredende momenter

For å kontrollere momentkapasiteten til bruas tverrsnitt, vurderes momentene ved to ulike tidspunkter; like før kobling og etter forventet levetid på 100 år. Momentkapasiteten kontrolleres for full oppspenning og for tvangskrefter.

#### Like før kobling - Full oppspenning



**Figur 6.1:** Momentdiagram med full oppspenning like før kobling

Like før kragarmene kobles sammen, vil de største momentene være over søylene. Momentverdiene som oppstår her, ved full oppspenning av spennkablene, er vist i tabell 6.1. Den dimensjonerende lastkombinasjonen under utbygging vil naturlig nok bli 6.10a på grunn av de neglisjerte lastene som vind og ulykkeslaster under bygging .

**Tabell 6.1:** Momenter like før kobling med full oppspenning

	Moment [kNm]	Lastkombinasjon
Støtte akse 2	-781 259,7	6.10a-Under bygging
Støtte akse 3	-723 186,4	6.10a-Under bygging

#### Like før kobling - Tvangskrefter

For tilfellet med kun tvangskrefter fra spennarmeringen, vil de største momentene oppstå i samme element som for full oppspenning. Resultatene er gitt i tabell 6.2.

Sammenlikner man momentene for full oppspenning og tvangskrefter, ser man fort det positive bidraget primæreffektene fra oppspenningen har på de opptredende momentene. Primærmomentet reduserer tvangsmomentene med 698 182,8 kNm over søylen i akse 2.

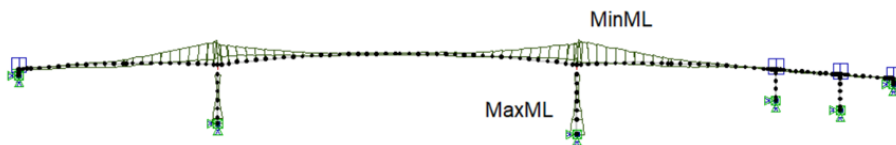


**Figur 6.2:** Momentdiagram med tvangskrefter like før kobling

**Tabell 6.2:** Momenter like før kobling med kablernes tvangskrefter

	Moment [kNm]	Lastkombinasjon
Støtte akse 2	-1 479 441,5	6.10a-Under bygging
Støtte akse 3	-1 476 427,2	6.10a-Under bygging

### 100 års levetid - Full oppspenning



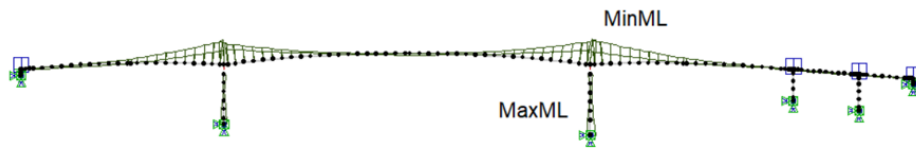
**Figur 6.3:** Momentdiagram med full oppspenning etter 100 år

Etter kragarmene er koblet sammen, og konstruksjonen har stått i 100 år, vil de opptredende momentene øke, og spennarmeringens virkning bli redusert. Det virker også flere laster på konstruksjonen under bruk. Blant annet kan man se i tabell 6.3 at de største momentene kommer fra lastkombinasjoner som inneholder trafikklasten, som ikke virker under utbyggingen av brua. For koblingsseksjonen er temperaturpåkjenning med trafikklast dominerende for å skape det største feltmomentet.

**Tabell 6.3:** Momenter etter 100 år med full oppspenning

	Moment [kNm]	Lastkombinasjon
Støtte akse 2	-1 177 576,32	6.10a-m/TR
Felt hovedspenn	53 775,70	6.10b-TE dom-m/TR
Støtte akse 3	-1 252 061,29	6.10a-m/TR

### 100 års levetid - Tvangskrefter



**Figur 6.4:** Momentdiagram med tvangskrefter etter 100 år

Når kun tvangseffekten fra spennarmeringen betraktes, vil det opptredende momentet øke med 50% av verdien fra full virkning. Videre, når tverrsnittenes momentkapasitet skal vurderes, er det virkningen fra tvangsmomentene som regnes som dimensjonerende.

**Tabell 6.4:** Momenter etter 100 år med kablenes tvangskrefter

	Moment[kNm]	Lastkombinasjon
Støtte akse 2	-1 766 888,9	6.10a-m/TR
Felt hovedspenn	140 156,8	6.10b-TE dom-m/TR
Støtte akse 3	-1 914 573,3	6.10a-m/TR

### 6.1.2 Tverrsnittenes momentkapasitet

Ved hjelp av regneark kontrolleres momentkapasiteten til alle tverrsnittene i bruoverbygningen. Kontrollene som er gjengitt og forklart i dette kapitlet, er utført for tverrsnittene som ligger over hovedsøylene og koblingsseksjonen i bruas hovedspenn. Alle tverrsnittene langs brubanen har spennarmering i strekksonen. Spennarmeringens virkning betraktes derfor som en indre motstand, da dette er normal praksis etter *Betongkonstruksjoner* av S.I. Sørensen [15].

For å avgjøre om tverrsnittene er under- eller overarmert, beregnes trykksonehøydefaktoren  $\alpha_b$  for balansert spennarmering. I uttrykket for denne faktoren inngår tverrsnittets effektive tøyingsdifferanse  $\varepsilon'_{po}$ , som tar høyde for det samlede spennkrafttapet på grunn av kryp, svinn og relaksasjon.

Beregning av tøyning i spennarmeringen på grunn av kryp og svinn er vist i vedlegg C. For å beregne det samlede spennkrafttapet, summeres tapene i likning (6.1)-(6.3).

$$\Delta P_c = \frac{\Delta \sigma_{p,kryp}}{\sigma_{p,max}} = \frac{(\Delta \varepsilon_{p,langtid} - \Delta \varepsilon_{p,korttid}) \cdot E_p}{\sigma_{p,max}} \cdot 100\% = 14,72\% \quad (6.1)$$



$$\Delta P_s = \frac{\Delta \sigma_{p,svinn}}{\sigma_{p,max}} = \frac{(\Delta \varepsilon_{p,svinn}) \cdot E_p}{\sigma_{p,max}} \cdot 100\% = 4,01\% \quad (6.2)$$

$$\Delta P_r = \frac{\Delta \sigma_{p,rel}}{\sigma_{p,max}} \cdot 100\% = 5,10\% \quad (6.3)$$

Hvor  $\Delta \sigma_{p,rel}$  for relaksasjonsklasse 2 regnes som i likning (6.4).

$$\Delta \sigma_{p,rel} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 75,23 \text{ N/mm}^2 \quad (6.4)$$

Det endelige spennkrafttapet kan summeres etter likning (6.5).

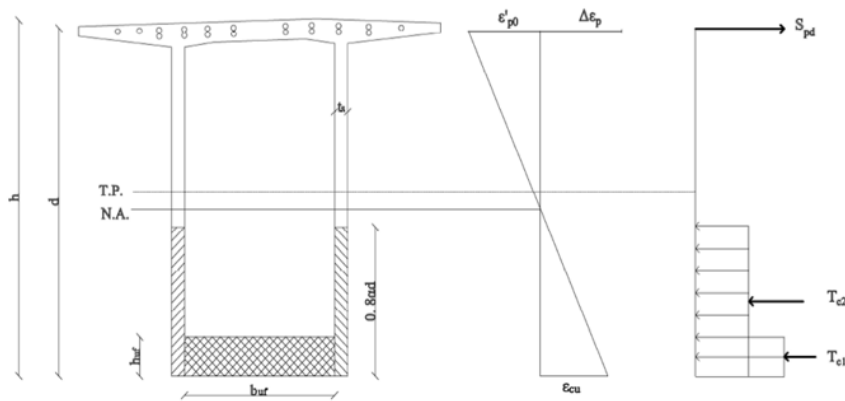
$$\Delta P_{c+s+r} = \Delta P_c + \Delta P_s + \Delta P_r = 23,83\% \quad (6.5)$$

Den balanserte trykksonehøydefaktoren  $\alpha_b$  er ikke avhengig av tverrsnittparametre, foruten tapet på grunn av kryp, svinn og relaksasjon. Faktoren beregnes som i likning (6.6).

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} \left( \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} = 0,725 \quad (6.6)$$

Tøyningsgrensen for trykkbrudd i betongen  $\varepsilon_{cu}$  er satt til 3,5‰.

### Elementer med strekk i overkant



Figur 6.5: Tøyingsdiagram og indre krefter for akse 2

Tverrsnittene som ligger i akse 2 og 3 i brua, utsettes for strekk i overgurten, hvor spennarmeringen er plassert. Spennarmeringens krefter betraktes derfor som indre motstand slik figur 6.5 viser.  $T_{c2}$  er produktet av betongens trykkfasthet, arealet av stegets tykkelse og høyden  $0,8 \alpha d$ .  $T_{c1}$  representerer resultatanten av betongens trykkfasthet og arealet av bunnen, subtrahert med stegtykkelsene.  $S_{pd}$  viser til spennkraften fra kablene.

For å kontrollere om tverrsnittet er under- eller overarmert beregnes et balansert armeringsareal for tverrsnittet i likning (6.7).

$$A_{p,b} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot [2 \cdot 0,8 \alpha_b d \cdot t_s + b_{uf} \cdot h_{uf}] = 166\,683 \text{ mm}^2 \quad (6.7)$$

Ettersom  $A_{pb} > A_p$ , er tverrsnittet over hovedsøylene underarmert. Videre kontrolleres det om trykkresultanten i tverrsnittets undergurt overgår spennarmeringskraften. Når dette inntreffer, kan momentkapasiteten beregnes med momentarm mellom spennarmeringen og undergurtens tyngdepunkt, som i likning (6.8).

$$M_{Rd} = S_{pd} \cdot \left( d - \frac{h_{uf}}{2} \right) \quad (6.8)$$

For tverrsnittene over hovedsøylene, vil spennkraften være større enn trykkresultanten, og det må etableres en reell trykksonehøydefaktor som ligger høyere opp i steget, etter likning (6.9).

$$\alpha_{\text{underarmert}} = \frac{S_{pd} - T_{c1}}{0,8 f_{cd} \cdot 2 t_s \cdot d} = 0,643 \quad (6.9)$$

Ved bruk av den utregnede trykksonehøyden  $\alpha d$ , beregnes momentkapasiteten ved å multiplisere kreftene fra figur 6.5 med avstanden mellom kreftene og tyngdepunkt.

$$M_{Rd} = S_{pd} \cdot e_p + T_{c1} \cdot e_{c1} + T_{c2} \cdot e_{c2} = 1\,927\,928 \text{ kNm} \quad (6.10)$$

- $e_p = (d - y_c)$
- $e_{c1} = (y_c - \frac{h_{uf}}{2})$
- $e_{c2} = (y_c - \frac{0,8 \alpha d}{2})$

Dette gir en momentkapasitet over søylene på  $M_{Rd} = 1\,927\,928 \text{ kNm}$ . Kapasiteten overgår det opptredende momentet i snittet, og er dermed tilstrekkelig.

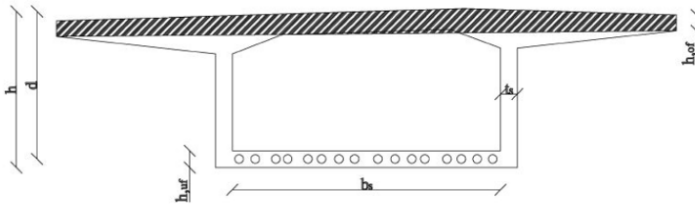
### Overarmerte tverrsnitt

For enkelte av tverrsnittene langs brubanen, vil det balanserte armeringsarealet overgå det faktiske, og tverrsnittene vil derfor være overarmerte. Når dette inntreffer, beregnes momentkapasiteten på samme måte som for underarmerte tverrsnitt, men med en annen trykksonehøydefaktor,  $\alpha_{overarmert}$ , beregnet i uttrykk (6.11).

$$0,8f_{cd} \cdot 2t_s\alpha^2 + (\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_{p0})E_pA_p \cdot \alpha - \varepsilon_{cu} \cdot E_pA_p = 0 \quad (6.11)$$

### Elementer med strekk i underkant

Koblingsseksjonen får strekk i underkant ved belastning. Som vist i figur 6.6 har koblingsseksjonen også spennarmeringen på strekksiden.



**Figur 6.6:** Tverrsnitt i koblingsseksjon

På samme måte som for elementene med strekk i overkant, starter kontrollen ved å etablere et balansert tverrsnittsareal i likning(6.12).

$$A_{p,b} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot [b \cdot h_{of} + 2 \cdot 0,8\alpha_b \cdot (d - h_{of}) \cdot t_s] = 77\,645 \text{ mm}^2 \quad (6.12)$$

Tverrsnittets spennarmering måler  $45\,680 \text{ mm}^2$  i undergurten, og er dermed også underarmert. På grunn av størrelsesforholdet mellom flensene, beregnes betongens trykkapasitet ved å multiplisere det skraverte arealet av toppflensen, som vist i figur 6.6, med betongens trykkfasthet.

Resultanten fra denne angriper i flensens tyngdepunkt. For koblingsseksjonen, og andre elementer med strekk på undersiden, vil trykkspenningen til betongen være lavere enn spennarmeringen. Spennarmeringen vil dermed gå til brudd før betongen når bruddtøyningen, og kapasiteten til elementene kan kontrolleres etter likning (6.13).

$$M_{Rd} = S_p \cdot \left( d - \frac{h_{of}}{2} \right) = 158\,088 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

I tillegg må det for disse elementene kontrolleres for trykkspenning i flensene. Spenningen beregnes ved momentlikevekt om tyngdepunktet, og skal ikke overstige betongens trykkapasitet, etter likning (6.14).

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Rd}}{b_u h_p \cdot (d_{ug} - \frac{h_{of}}{2})} = 33,87 \text{ N/mm}^2 \quad (6.14)$$

### 6.1.3 Kontroll av momentkapasiteter

Kapasitetene som er beregnet, sammenliknes med de opptredende momentene fra begge lasttilfeller. Det er valgt ut fem forskjellige elementer, og kapasiteten for disse blir vurdert. Kapasiteten blir kontrollert for følgende fem elementer:

- Element nr. 116 - Ved hjelpesøylens plassering mellom akse 1 og 2
- Element nr. 128 - Akse 2
- Element nr. 148 - Koblingsseksjon
- Element nr. 168 - Akse 3
- Element nr. 179 - Ved hjelpesøylens plassering mellom akse 3 og 4

Resterende kapasiteter er vurdert i regneark. Analyse i NovaFrame har vist hvilke ULS-kombinasjon som gir størst moment for de ulike tidspunktene, og kapasiteten har blitt kontrollert for disse momentene.

#### Like før kobling

**Tabell 6.5:** Kapasitetskontroll like før kobling

Element nr.	Kapasitet [kNm]	Moment [kNm]	Restkapasitet [%]
116	436 856	240 788	44,88
128	1 927 928	1 465 865	23,96
148	158 088	-	-
168	1 962 078	1 476 427	24,75
179	505 618	315 436	37,61

**Etter 100 år****Tabell 6.6:** Kapasitetskontroll etter 100 år

Element nr.	Kapasitet [kNm]	Moment [kNm]	Restkapasitet [%]
116	436 856	331 738	24,06
128	1 927 928	1 866 682	3,18
148	158 088	140 157	11,34
168	1 962 078	1 914 573	2,42
179	505 618	401 409	20,61

## 6.2 Bruksgrensetilstanden

Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer [11] angir følgende kontroller for bruksgrensetilstanden:

- Spenninger
- Rissvidder
- Betongspenninger ved oppspenning
- Duktilitet ved kabelbrudd
- Deformasjoner

For byggefasene gjennomføres det normalt ikke bruksgrensekontroller, men rissviddene skal etter HB N400 begrenses til 0,60 mm HB400 [9].

### 6.2.1 Nedbøyning

Et viktig funksjonstiltak for brukonstruksjoner, er å sørge for en begrenset utilsiktet deformasjon i konstruksjonen. Deformasjoner i konstruksjoner skal etter Eurokode 2, ikke påvirke konstruksjonens funksjon eller utseende. EK2 definerer et krav for maksimal nedbøyning på  $L/250$ . HB N400 definerer et krav for vegbruer på  $L/400$ . Kravet skal kontrolleres mot deformasjoner som skapes av trafikklast alene.

Det har ikke lyktes å hente ut maksimal nedbøyning på grunn av trafikklast i NovaFrame. Som vist i vedlegg F, skriver NovaFrame ut vertikal deformasjon for statiske lasttilfeller. Maksimal nedbøyning for permanente laster etter 100 år er 21,4 mm.

## 6.2.2 Risskontroll

For å bevare konstruksjonens bestandighet, og funksjon under vanlig bruk, er det ønskelig å begrense opprissingen av konstruksjonen. Kravene som er gitt til maksimal opprissing bestemmes ut fra konstruksjonens bestandighetsklasse og er gitt i HB N400 [11] og Eurokode 2 [7]. For spennarmerte konstruksjonsdeler er kravet gitt ved  $w_{max} = 0,2 \cdot k_c$ , og for slakkarmerte konstruksjoner  $w_{max} = 0,3 \cdot k_c$ . Dette kapitlet vil begrense seg til å gjelde risskontroll av hovedsøylen i Dolmsundbrua. Ordinært avgjøres det om det er nødvendig å utføre risskontroll, ved å beregne spenningene i tverrsnittet for stadium 1.

Trykk- og strekkspenningene kontrolleres opp mot følgende krav etter EK2:

- $\sigma_{c,trykk} \leq 0,45f_{ck}$
- $\sigma_{c,trekk} \leq f_{ctm}$

Kravet til maksimal trykkspenning i betongen er avhengig av konstruksjonens eksponeringsklasse. Beregninger, vist i vedlegg D, viser at kravene er tilfredsstillt, og at søylen ikke vil risse opp for ofte forekommende kombinasjon. Det er likevel gjennomført rissviddeberegninger for søylen. Dette gjøres for å kartlegge hvor stor en eventuell rissvidde ville blitt. Etter SVVs erfaring vil søyler av tilsvarende dimensjoner sjelden risse opp.

Søylene er kun slakkarmerte, og grensen for maksimal opprissing i toppen av søylen bestemmes etter likning (6.15).

$$w_{max} = 0,3k_c = 0,3 \cdot \frac{C_{nom}}{C_{min,dur}} = 0,3 \cdot \frac{75}{50} = 0,3 \cdot 1,5 = 0,45 \text{ mm} \quad (6.15)$$

Krav om at  $k_c \leq 1,3$  medfører at maksimal opprissing begrenses til  $w_{max} = 0,39$  mm.

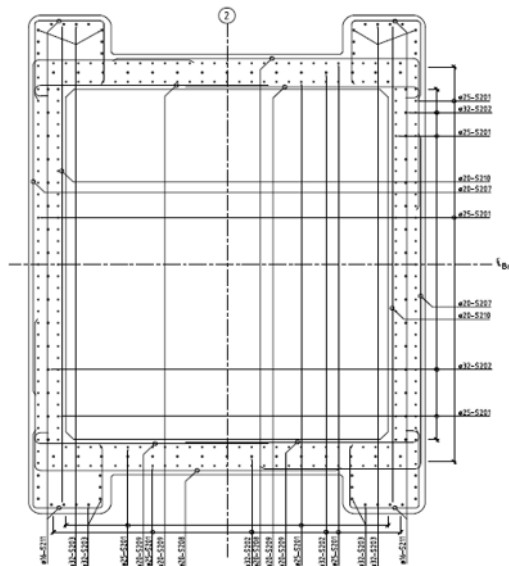
For å kontrollere rissdannelse i hovedsøylen, beregnes først en effektiv andel av trykksonehøyden  $\alpha$ , ved likevekt av moment og aksialkraft. Det tas utgangspunkt i et forenklet tverrsnitt, hvor de utstikkende flensene neglisjeres.

Det totale slakkarmeringsarealet i tverrsnittet hentes fra “som bygget”-tegninger. Søylen tverrsnitt og armering er vist i figur 6.7. Søylen vertikalarmering består av  $\phi 25$  og  $\phi 32$ -jern i alle steg og flenser. Den samlede armeringsmengden er beregnet til å være 270 800 mm<sup>2</sup>.

Den endelige rissvidden er gitt i EK2 pkt. 7.3.4 [7], og beregnes i likning (6.16), der tøyningdifferansen,  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ , beregnes etter likning (6.17).

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,073 \text{ mm} \quad (6.16)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - K_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \eta\rho_{p,eff})}{E_s} = 1,142 \cdot 10^{-4} \quad (6.17)$$



Figur 6.7: Søyletverrsnitt med armering i akse 2

Den endelige rissavstanden beregnes i likning (6.18).

$$S_{r,max} = K_3 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot K_4 \cdot \frac{\varphi}{\rho_{p,eff}} = 636,9 \text{ mm} \quad (6.18)$$

Faktorene  $K_1$  og  $K_2$  tar hensyn til armeringens hefteegenskaper og tøyingsfordelingen i tverrsnittet.  $K_3$  og  $K_4$  er gitte faktorer fra det nasjonale tillegget i EK2. Den endelige rissvidden blir beregnet til  $w_k = 0,073 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm}$ . Ikke uventet, basert på spenningsberegningene, ligger rissvidden godt under kravet. Fullstendig utregning er vist i vedlegg E.





## Kapittel 7

# Sammenlikning av NovaFrame og RM Bridge

Til prosjektering og modellering av bruer anvendes flere ulike typer analyseprogramer. Det er usikkert om de tilgjengelige dataverktøyene gjennomfører analyser med samme beregningsmodell og samme grad av nøyaktighet. Dette gjør det interessant å sammenlikne hvordan forskjellige programmer håndterer ulike lasttilfeller.

Modellen fra NovaFrame er derfor sammenliknet med tilsvarende modell for Dolmsundbrua fra programmet "RM Bridge". Denne modellen ble utarbeidet til prosjektering av brua, og er nå modifisert for en best mulig sammenlikning.

Samme modelleringsgrunnlag og forutsetninger er brukt av for å gjøre modellene så like som mulig. Det blir sammenliknet resultater for ti ulike lasttilfeller, bestående av:

- Egenvekt
- Superegenvekt
- Spennarmeringens primæreffekter i undergurt like etter kobling
- Spennarmeringens primæreffekter i overgurt like etter kobling
- Full oppspenning like etter kobling
- Kryp på grunn av egenlast
- Kryp på grunn av spennkraft
- Svinn etter 100 år
- Endring i middeltemperatur på  $\Delta T = -10^{\circ}C$
- Vertikal temperaturgradient på  $\Delta T = 7^{\circ}C$

For å sammenlikne modellene blir det sett på moment- og skjærutviklingen over hele bruoverbygningen, opplagerkrefter, krefter i hovedsøylene i akse 2 og 3, samt kabelkrefter for fem utvalgte kabler. Dette gjør det mulig å studere for hvilke lasttilfeller programmene skiller seg fra hverandre.

Sammenlikningen blir også brukt som en verifikasjon av NovaFrame-modelleringen. Diagrammer og øvrige lastvirkninger for alle lasttilfellene som er modellert i NovaFrame kan ses i sin helhet i vedlegg F.

### 7.1 Moment- og skjærforløp

For å kontrollere hvordan de to ulike programmene håndterer lastpåføring og byggefaser, blir det først sett på hvordan opptredende momenter og skjærkrefter varierer langs bruoverbygningen. Det opptredende moment- og skjærforløpet for hvert enkelt lasttilfelle blir grafisk fremstilt. På de horisontale aksene vises aksenummereringen som angir hvor på brua kreftene opptrer. Verdiene for opptredende momenter og skjærkrefter følger differansen, og avvikene mellom modellene markeres med verdiforskjellene.

Alle sammenlikningene som angår spennkablernes effekter vil bli betraktet rett etter kobling av hovedspennet, og tidsavhengige tapsparametre som kryp, svinn og relaksasjon ses dermed bort fra. Flere av lasttilfellene vil være basert på byggefasetene som inngår i byggeprosessen av brua. Dette vil bli spesifisert for de aktuelle tilfellene.

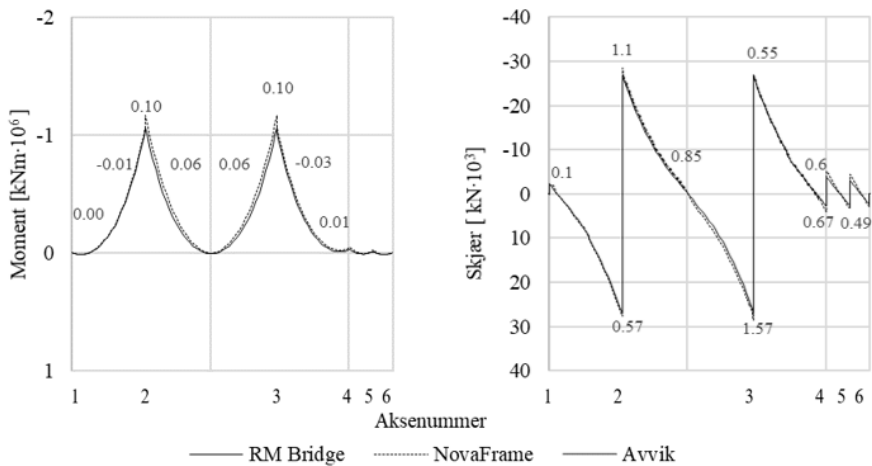
Skjærkreftene som hentes ut fra NovaFrame er gitt i lokale koordinater og må dekomponeres for å få global virkning. Det er normal prosedyre å bruke globale skjærkrefter i dimensjonering. Bruas kurvatur danner vinkelen  $\alpha$  i forhold til horisontal akse. Vinkelen brukes til å dekomponere skjærkreftene som det er vist i likning (7.1). Aksialkraften i bruoverbygningen  $N$ , gir også et bidrag til global skjærkraft.

$$V_{Global} = V_{Lokal} \cdot \cos \alpha + N_{Lokal} \cdot \sin \alpha \quad (7.1)$$

Aksialkrefter over søylene blir også analysert, og verdiene fra NovaFrame kan sees i vedlegg F. Aksialkraften blir i motsetning til skjærkreftene sammenliknet i lokale akser. Dette blir også gjort med bakgrunn i hva som er relevant for dimensjonering.

#### Egenlast

Egenlasten er modellert i begge programmene slik at effekten byggefasetene har på kreftene blir ivaretatt. Vognvektens effekt under utbygging og jekkingen av hovedspennet er også inkludert i lasttilfellet. Lasten fra hver støpetappe adderes i det tidspunktet etappen støpes. Dette verifiseres ved å studere nedbøyningskurven, som vist i vedlegg F, der en tydelig ser at kragarmen er deformert før kobling av hovedspenn. Lasttilfeller som er avhengige av byggefasetene er mer kompliserte å bygge opp i programmene, og krever mer



**Figur 7.1:** Moment- og skjærkraftdiagram for egenlast

av programmet å analysere. Dette skaper større muligheter for feil og avvik, enn et tilfelle som bare gjelder for ferdig bru.

Momentene fra de to programene er relativt samsvarende, og vist i figur 7.1. Det har oppstått mindre avvik rundt søylene, hvor NovaFrame gir noe større momenter. Dette kan skyldes avvik i modelleringen, eller hvordan programmene håndterer byggefaser og last-situasjoner. De største avvikene finner sted over akse 2 og 3. Avvikene kan tenkes å enten skyldes mindre geometriske avvik, avvik i byggefasemodellene, varierende stivhet i søylene eller ulik håndtering av jekkekraften ved kobling.

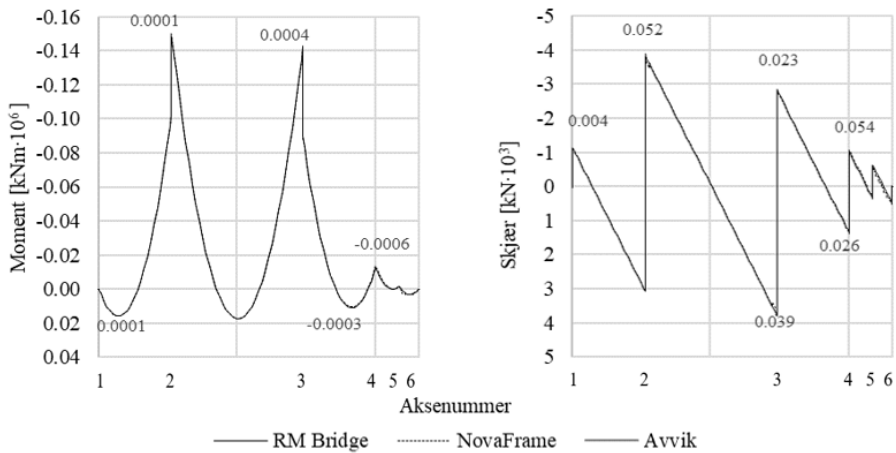
Tverrsnittsarealene i NovaFrame er noe lavere enn det som er beregnet i RM. Avvikene er på 3% for akse 2 og 3. Dette kan skyldes mindre forenklinger i forbindelse med modelleringen, som avrunding av hjørner, og neglisjeringen av små detaljer ytterst på flensene. For bruer med tverrsnitt på denne størrelsen, kan nøyaktigheten av modellering ha en del innvirkning på bruas totale egenvekt og dermed også resultatene fra analysen av denne.

### Superegenvekt

I utgangspunktet er tverrskottene inkludert i superegenvekten, men det har blitt valgt å fjerne disse fra lasttilfellet og kun la det virke 40 kN/m over brubanen som superegenvekt. Tverrskottene støpes ut ettersom brua bygges, og blir derfor modellert i aktuell byggefase.

Ved å la en jevnt fordelt last virke alene på modellen dannes et godt sammenlikningsgrunnlag for å verifisere at programmene gjennomfører beregninger med tilsvarende nøyaktighet.

Figur 7.2 viser at lasttilfellet kun gir små ubetydelige avvik mellom programene, hvor største avvik i moment er over hovedsøylene er på 400 kNm. Dette gir veldig god overens-



**Figur 7.2:** Moment- og skjærkraftdiagram for superegenvekt

stemmelse, og er en god indikasjon på at programmene håndterer lastpåføring likt. Øvrige avvik anses for å være ubetydelige.

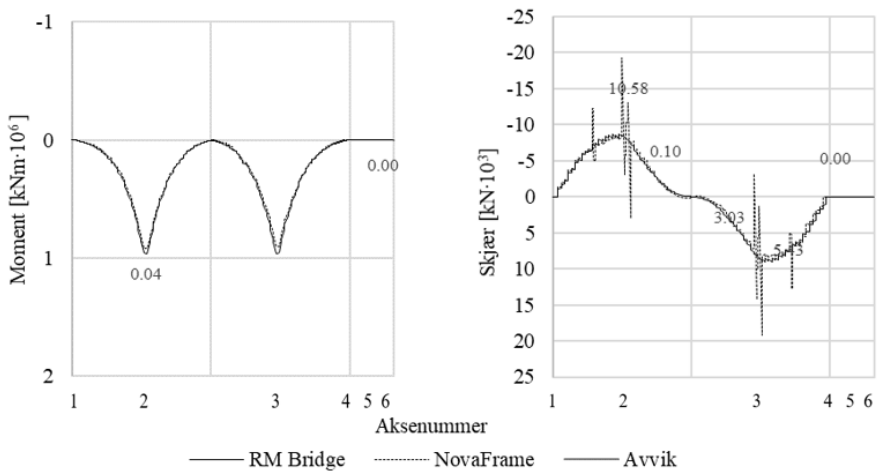
De små avvikene som likevel finner sted, kan komme fra ulike stivhet i programmene for de monolittiske koblingene. RM Bridge tilegner den monolittiske koblingen et tilhørende element på en av sidene av søyla. Ettersom det er vinkelendring i elementene over søyla, kan valget av tilhørende element påvirke stivheten og momentene.

Skjærkreftene, forskyvninger og aksialkrefter er tilnærmet helt like for dette lasttilfellet. For sammenlikning og verifisering av ulike programmer er det lurt å starte med å se på de enkleste lasttilfellene, som for eksempel superegenvekt. Lasttilfellet er enkelt å modellere, så eventuelle avvik i geometrien oppdages raskt.

### Overbygningens primærmomenter like etter kobling

Dette lasttilfellet representerer primærvirkningene til overgurtkablene i elementene som inngår i støpetappene. Dermed er det sett bort fra spennkablene i viadukten mellom akse 4 og 6 for dette tilfellet. Spennkablene spennes opp etterhvert som elementene støpes under byggingen. Dette gjelder for alle lasttilfeller som inkluderer spennkabler.

Lasttilfellets momentdiagram i figur 7.3 samsvarer bra for de to programmene. Her er det mindre avvik i akse 2 og 3, hvor de største avvikene er på omlag 40 000 kNm. Dette er ikke avskrekkende stort, sett i forhold til maksimalt moment som er  $10^6$  kNm. En mulig årsak til avvikene kan være mindre forskjeller som nøyaktighet i modelleringen av kablene og deres eksakte plassering, eller brubanens kurvatur. Modellene i begge analyseprogrammene er basert på samme tegningsgrunnlag, og plasseringen burde derfor samsvare. I NovaFrame velger man plasseringen til hver kabel ut fra en bestemt tverrsnittsnode, og i RM Bridge



**Figur 7.3:** Moment- og skjærkraftdiagram for overbygningens primærmomenter

går man ut fra en akse i tverrsnittet. Her kan det oppstå små ulikheter som kan påvirke kablens virkning.

Det oppstår unaturlige hopp i skjærkreftene fra NovaFrame i akse 2 og 3, som det ikke har lyktes å finne årsaken til. Det kan ha oppstått lokale feil rundt søylene og de monolittiske koblingene. Det er avdekket at virkningen kommer fra de lokale skjærkreftene, da aksialkreftene for dette tilfellet stemmer bra overens mellom programmene.

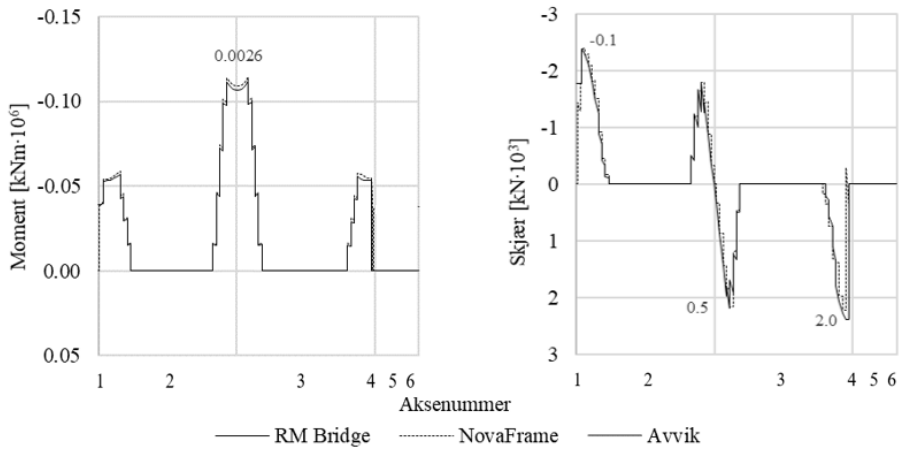
### Undergurtens primærmomenter like etter kobling

Dolmsundbrua er spent opp med undergurtkabler i midtspennet, i sidespennene nær landkar og i tillegg viadukten ved akse 6. I figur 7.4 vises moment- og skjærdiagram fra primærvirkningen til kablene som spennes opp under byggefasene. Det er sett bort i fra virkningen til undergurtkablene i viadukten.

Momentdiagrammenes like fasong tilsier at kablene er modellert med samme start- og sluttspunkt i begge modeller. Verdiene er relativt like, men et avvik på 2 631 kNm oppstår ved midten av hovedspennet, hvor NovaFrame gir de største momentene.

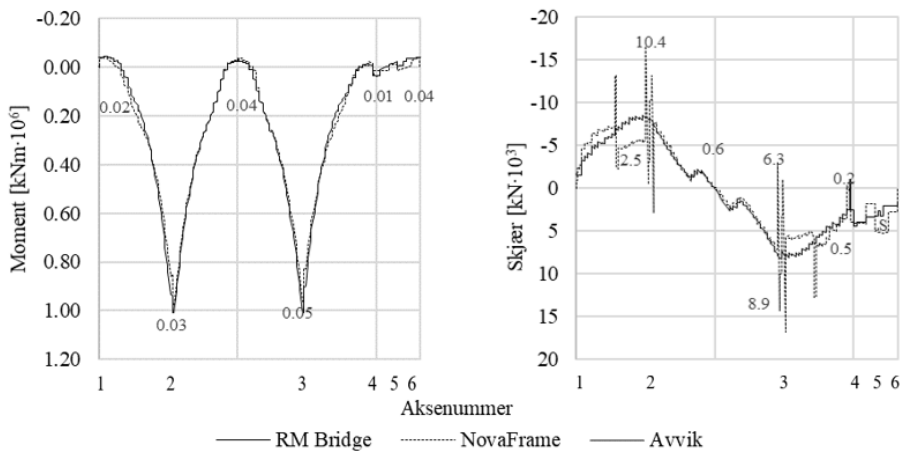
Små avvik forekommer for skjærkrefter i akse 1 og 4, men disse er minimale og resultatene tolkes som tilfredsstillende.

Deformasjonene har også blitt sammenliknet for dette lasttilfellet. RM Bridge ga en horisontal forskyving på 15 mm i akse 1 og 6, mens NovaFrame ga 0 mm. Ettersom dette er primærmomenter, virker de kun der spennkablene ligger. Ved akse 1 og 6 er det ikke modellert kabler, og det kan tenkes at NovaFrame av den grunn ikke finner deformasjoner av primærkrefter her.



**Figur 7.4:** Moment- og skjærkraftdiagram for undergurtens primærmomenter

**Total oppspenning like etter kobling**



**Figur 7.5:** Moment- og skjærkraftdiagram for total oppspenning

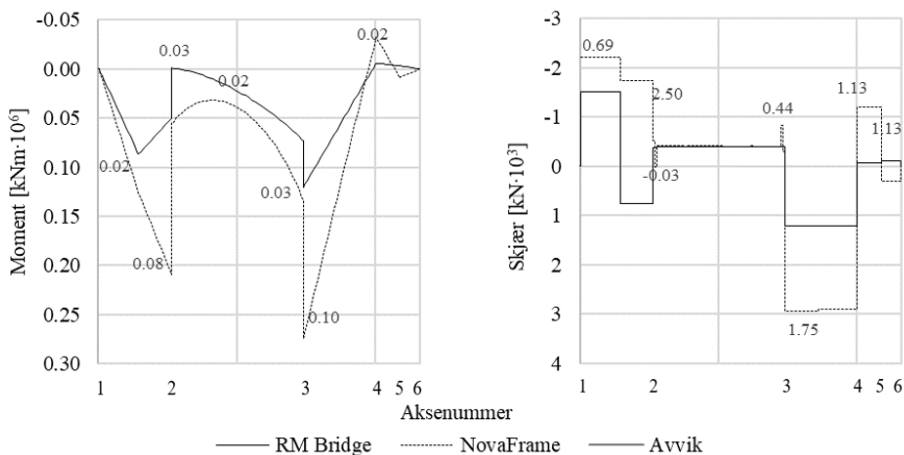
For dette lastilfellet er både bruas under- og overgurtkabler spent opp, og midtspennet er koblet. Lastilfellet gjenspeiler effekten rett etter kobling, og dermed inngår ikke tidsavhengige tap som kryp, svinn og relaksasjon i spennarmeringen. For dette lastilfellet er også spennarmeringen i viadukten inkludert.

Momentene over søylene dannes alene av primærkreftene i overgurten, som det ble vist i figur 7.3. Dermed vil primæreffekten i overgurten også gjenspeiles for dette tilfellet, som

man kan se av figur 7.5.

Hoppene i skjærkraft kan komme fra effekter som oppstår når hjelpesøylen demonteres. Når hjelpesøylen fjernes i NovaFrame vil de vertikale fastholdningskreftene som søylen har tatt opp, tilbakeføres til systemet. Dette kan skape uventede momenter og skjærkrefter for de siste støpetappene. Det kan tenkes at denne effekten påvirker flere lasttilfeller. For RM Bridge vil programmet ta hensyn til denne effekten automatisk og tilbakeføre en motsatt rettet kraft tilsvarende hjelpesøylens opplegg. Denne effekten må genereres manuelt i NovaFrame, noe som er gjort etter beste evne.

### Kryp på grunn av egenlast



**Figur 7.6:** Moment- og skjærkraftdiagram for kryp på grunn av egenlast

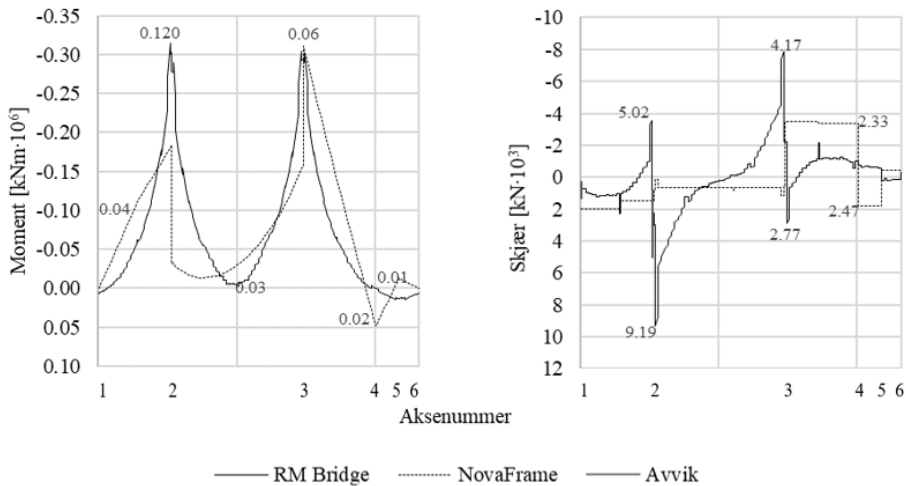
Figur 7.6 viser store avvik mellom NovaFrame og RM Bridge for kryp på grunn av egenlast. Momentdiagrammene har likhetstrekk og momentene oppstår i de samme snittene, men avvikene er større enn for de andre lasttilfellene. NovaFrame viser opptil 70 000 kNm større moment over akse 2 og 3. Dette er store avvik, og tyder på at kryphåndteringen i programmene er ulike. NovaFrame benytter delkrypmetoden til å beregne det totale kryptet. Metoden er forklart i kapittel 4.4.1. Momentdiagrammets form viser strekk på riktig side, men med veldig fravikende verdier. Både NovaFrame og RM Bridge gir større momenter over akse 3 enn akse 2, noe som tyder på at utbyggingsrekkefølgen stemmer overens.

Det er grunn til å tro at RM Bridge har et mer realistisk kryptresultat enn NovaFrame. Programmet beregner selv kryptallene ut fra opptredende spenninger, i tillegg til å ta hensyn til antall dager etter belastning. Programmet regner ut fra dette hvordan kryptallene utvikler seg over byggefasene og tiden etter åpning, basert på kravene i Eurokode 2.

Ikke uventet oppstår det også store avvik for skjærvirkningen for dette lasttilfellet. Virkningen av hjelpesøylen er godt synlig, og det oppstår et hopp i skjærkraftdiagrammet mellom akse 1 og 2, og akse 3 og 4. Her tar ikke NovaFrame hensyn til hvordan lasten skal føres

tilbake til systemet etter hjelpesøylene fjernes. Avviket er større ved akse 3 enn for akse 2, på samme måte som momentdiagrammet.

### Kryp på grunn av oppspenning



**Figur 7.7:** Moment- og skjærkraftdiagram for kryp på grunn av oppspenning

Kryp som forårsakes av spennarmeringens virkning, har en liknende form som kryp fra egenlasten i NovaFrame-modellen, men med strekk på motsatt side. Dette er et positivt tegn, da momentene for egenlast og oppspenning innehar en liknende fasong, med strekk på motsatt side. For RM Bridge tilsvare ikke fasongen for krypmomentene like godt. Det er stort avvik for krypmomentet over akse 2 mellom modellene, men i akse 3 har modellene mer like verdier.

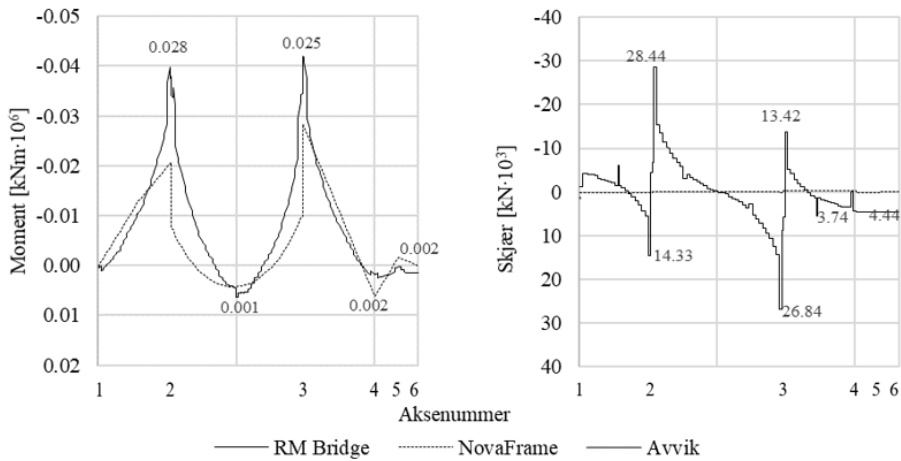
Diagrammene for skjærkraftforløpet er veldig avvikende, i både fasong og verdier. Det oppstår også store avvik over akse 2 og 3, og RM Bridge har et helt annet skjærforløp enn NovaFrame.

Avvikene som ble observert for lasttilfellet med spennkraft vil påvirke dette lasttilfellet, som en følgefeil.

### Svinn etter 100 år

Momentene og skjærkreftene fra lasttilfellet kan sees i figur 7.8. Momentdiagrammet minner veldig om diagrammene for kryp, men med mindre verdier. Også her oppstår det avvik over akse 2 og 3. Avvikene er relativt store sett i forhold til størrelsen på de største momentene for lasttilfellet. I RM Bridge er differansen mellom momentene over hovedsøylene mindre enn for NovaFrame.





Figur 7.8: Moment- og skjærkraftdiagram for svinn

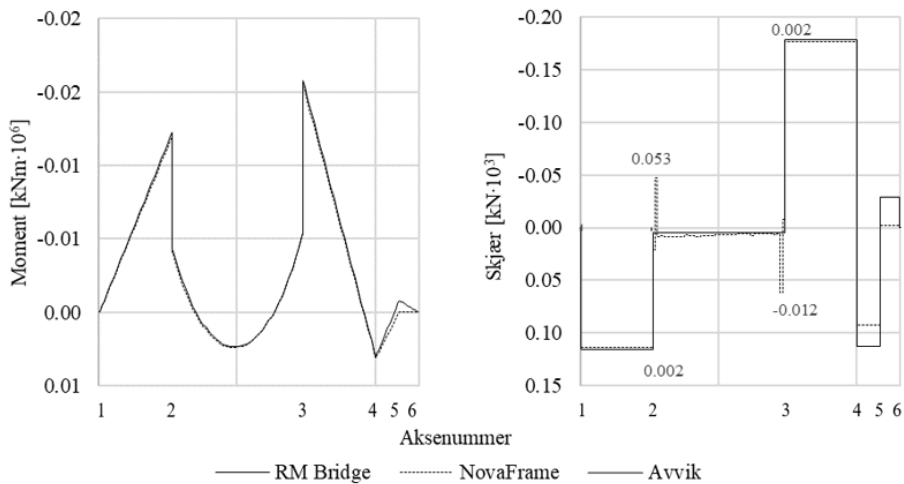
Svinn skaper nesten ikke skjærkrefter i NovaFrame, i motsetning til RM Bridge som gir store skjærkrefter. For NovaFrame er det lokal normalkraft fra sammentrekningen som skaper hoveddelen av skjærkreftene. Når svinnet opptrer og trekker midtspennet sammen, skapes det momenter over søylene. Dette er en effekt som burde medføre større skjærkrefter enn de som oppstår i NovaFrame. Det er dermed grunn til å tro at modellen i RM Bridge er mer korrekt for dette lasttilfellet.

Momenter og skjærkrefter i hovedsøylene overføres ikke til buroverbygningen i NovaFrame-modellen. En mulig årsak er den tidligere omtalte metoden for å skape monolitiske koblinger i programmene. Det har blitt forsøkt å snu master/slave-koblingene og la søylene stå som master. Dette lar seg ikke løse i programmet, noe som kan komme av hvordan byggefasene er modellert, og at NovaFrame krever at slave-noden bygges før master-noden.

### Kontraksjon på grunn av jevnt temperaturfall

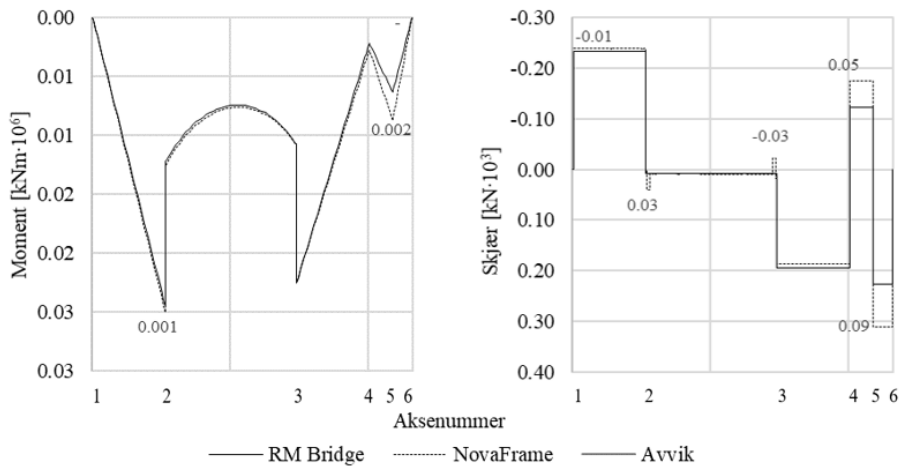
Diagrammene i figur 7.9 representerer effekten et jevnt fordelt temperaturfall på  $-10^{\circ}\text{C}$  har på brua. Temperaturendringen vil naturlig forårsake kontraksjon i bruoverbygningen, og tvangskrefter vil dermed oppstå i hovedspennet. Det er lite å utsette på de to modellene, og diagrammene har tilnærmet ingen avvik. Dette tyder på at begge programmene behandler temperaturlast på en ønskelig og korrekt måte. Momentene er tilnærmet helt sammenfallende, uten om et lite avvik ved akse 6. Dette er ubetydelig og momentet fra temperaturlasten antas som korrekt.

Skjærkreftene virker også troverdige, med kun noen avvik ved hovedsøylene.



Figur 7.9: Moment- og skjærkraftdiagram for jevnt temperaturfall

### Vertikal temperaturgradient



Figur 7.10: Moment- og skjærkraftdiagram for vertikal temperaturgradient

Figur 7.10 viser moment- og skjærforløpet ved en vertikal temperaturgradient, hvor temperaturen ved oversiden av bruene er  $7^{\circ}C$  varmere enn undersiden. Diagrammene er tilnærmet sammenfallende, med kun små avvik i viadukten. Temperatureffektene for både gradient og jevnt fordelt temperaturøkning, gir strekk og trykk på rett side av tverrsnittene, og verdiene stemmer godt overens med modellen fra RM Bridge. Det konkluderes med at programmene håndterer temperaturlast tilfredsstillende, og gir svært gode resultater.

### Oppsummering av skjær- og momentforløp

Etter sammenlikningen av lasttilfellenes virkning på bruoverbygningen, kan det fastslås god overensstemmelse mellom analyseprogrammene for de fleste av lasttilfellene. Egenlast og spennkraft gir generelt de samme virkningene i de to programmene, noe som er viktig da disse lastene er de største, og påvirker andre lasttilfeller i stor grad.

De største avvikene fant sted for kryp. Kryp er avhengig av både virkning fra egenlast og spennkraft, og eventuelle avvik i disse lasttilfellene vil føre til ytterligere avvik i kryp-analysen. De store forskjellene viser den generelle usikkerheten i hvordan kryp beregnes i programmene.

Krypmodelleringen løses på en mer effektiv måte i RM Bridge, hvor programmet beregner kryplast basert på gitte parametre og eksakte spenningsnivåer. Dette kan samtidig redusere noe av kontrollen brukeren har under modelleringen. NovaFrame setter større krav til brukers kunnskap om kryptutvikling i bruer, da kryptallene beregnes manuelt. Det kan også virke som om NovaFrame har større problemer med å analysere kryptutviklingen under utbyggingen korrekt. Problemene forsterkes når komplekse konstruksjoner med varierende geometri skal analyseres for krypeffekter.

Et fenomen som oppstår i flere av lasttilfellene, er sprang i skjærkraftdiagrammene omkring hovedsøylene. Det har ikke lyktes i å avdekke hvorfor disse sprangene forekommer.

Sammenlikningen som blir gjort i oppgaven belyser viktigheten av å inneha en god mekanisk forståelse, samt viktigheten av å gjennomføre verifikasjoner før man aksepterer lasteffektene.

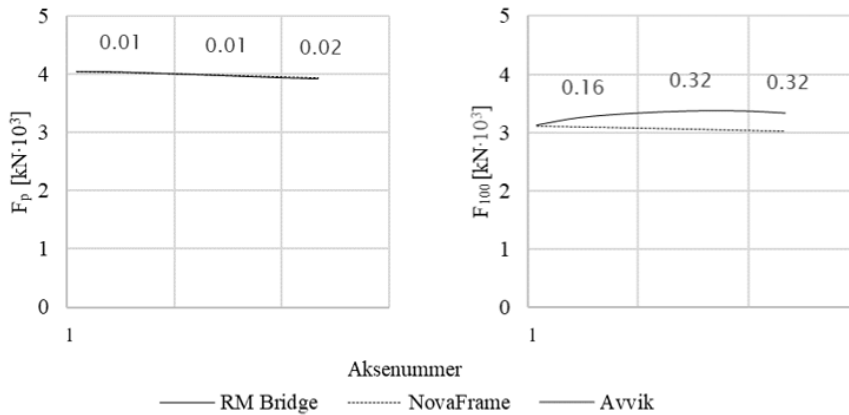
## 7.2 Spennkabler

For å sammenlikne hvordan de to programmene behandler spennarmering, sammenliknes kreftene i fem utvalgte kabler. Kablene befinner seg på ulike steder i bruoverbygningen, hvor to ligger i undergurten og tre i overgurten over akse 2. Det blir sammenliknet for  $F_{100}$ , som er den tidsavhengige oppspenningskraften i den aktuelle kablet, og  $F_p$  som er den umiddelbare spennkraften etter oppspenning. Den tidsavhengige spennkraften inkluderer tapene fra tidsavhengige effekter som kryp, svinn, relaksasjon og låsetap.

I NovaFrame hentes kabelkreftene ut i genererte lister, hvor kabelkraften og spennkrafttapene er gitt. Kraften  $F_{100}$  skal inkludere tap, og kreftene og tapene må dermed summeres manuelt.

### Kabel 11

Kabel nummer 11 befinner seg i undergurten ved akse 1. Sammenlikningen i figur 7.11 vitner om godt samsvar mellom programmene for  $F_p$ . Den tidsavhengige oppspenningskraften i kablet utvikler seg ulikt langs kablet, hvor NovaFrame viser en slakt nedadgående

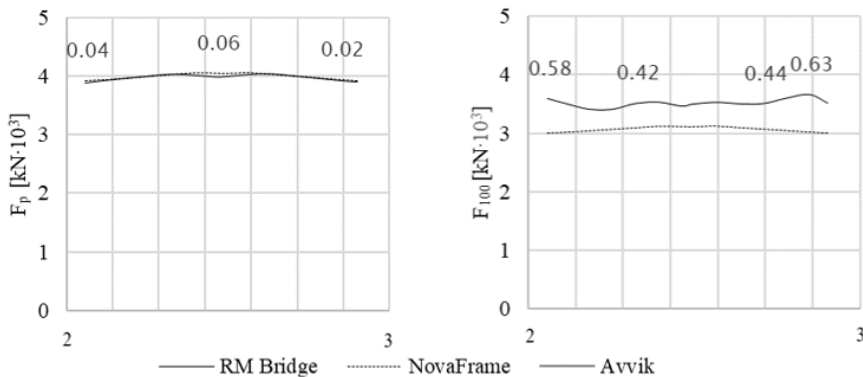


**Figur 7.11:** Umiddelbar og tidsavhengig spennkraft i kabel nr. 11

utvikling langs kabelen, viser RM Bridge en økning i kraft. Dette kan skyldes ulikheter i hvordan programmene beregner oppspenningen av kablene.

Differansen mellom resultatene er på 320 kN for  $F_{100}$ , noe som er et merkbart avvik. Dette indikerer at programmene håndterer de tidsavhengige tapene ulikt.

### Kabel 26



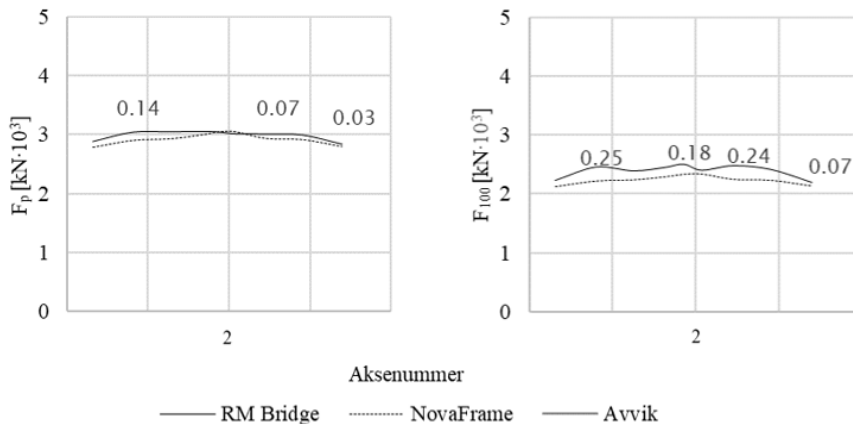
**Figur 7.12:** Umiddelbar og tidsavhengig spennkraft i kabel nr. 26

Kabel nummer 26 ligger i undergurten i midten av hovedspennet, og er en av de siste kablene som spennes opp under byggeprosessen. Kabelen utgjør en viktig rolle for konstruksjonen, da den endrer kragarmene til å bli en sammenhengende enhet. Slik reduseres støttemomentene, samtidig som det oppstår et feltmoment.

Som man ser av figur 7.12 er også samsvaret for denne kabelen for den umiddelbare spennkraften etter oppspenning  $F_p$  svært sammenfallende, men avvikende for den tidsavhengige spennkraften  $F_{100}$ .

Store avvik for  $F_{100}$ , ses igjen i flere av kablene. Dette tyder på at programmene håndterer de tidsavhengige tapene ulikt. For å utelukke modelleringsavvik mellom programmene er inputen i programmene blitt grundig diskutert mellom begge parter.

### Kabel 104

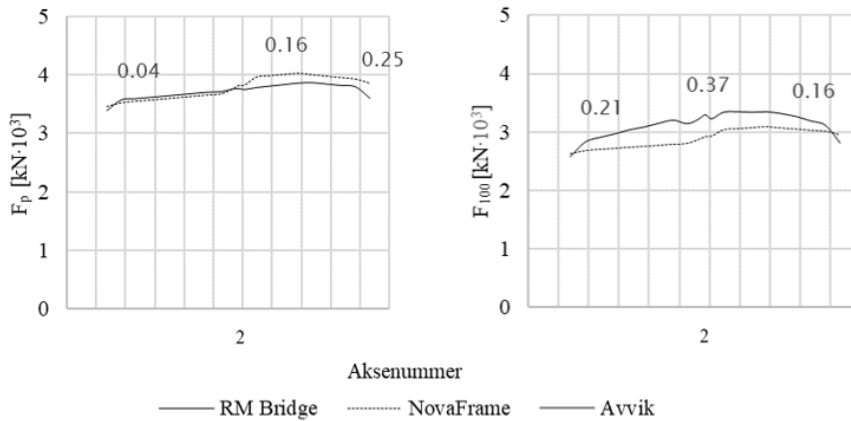


**Figur 7.13:** Umiddelbar og tidsavhengig spennkraft i kabel nr. 104

For kabel nummer 104, som ligger over akse 2 i overgurten, er det mindre avvik for den tidsavhengige spennkraften enn for de andre kablene. Som man ser av figur 7.13 er avvikene i kabelens start, slutt og midtpunkt relativt små, men det skjer en forskjellig utvikling mellom disse punktene. Under modelleringen av spennkabler i forskjellige programmer vil det ofte oppstå mindre avvik i spennkraften. Det er små forskjeller under modelleringen, eller defineringen av kablene som kan føre til disse mindre avvikene. Avvikene er vanskelig å unngå fullstendig, og forskjellen mellom programmene anses som å være akseptable for analysen.

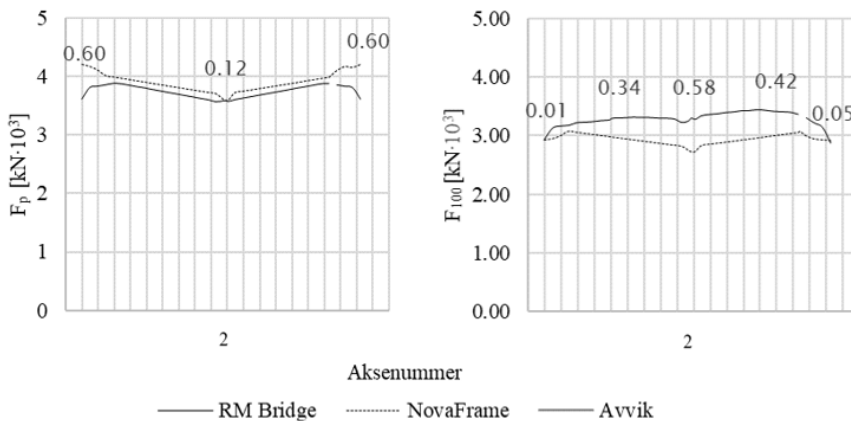
### Kabel 113

Kabel nummer 113 ligger over samme akse som kabel 104, men er betydelig lengre og ligger plassert på ytersiden av steget. Utviklingen av avvikene, vist i figur 7.14, er tilsvarende som for kabel 104, men noe større i hovedspennet for den momentane oppspenningskraften  $F_p$ . For NovaFrame vil kraften øke mot kabelens høyre ende, og også passere kraften fra RM bridge. Det er noe større avvik for den tidsavhengige kraften  $F_{100}$ , men ikke avskrekende store. Kabelen har tilnærmet lik kraft i endene, men litt større avvik i midtpunktet over akse 2.



**Figur 7.14:** Umiddelbar og tidsavhengig spennkraft i kabel nr. 113

**Kabel 126**



**Figur 7.15:** Umiddelbar og tidsavhengig spennkraft i kabel nr. 126

Den siste kabelen som blir sammenliknet er en av de lengste i systemet, og strekker seg fra akse 1 til midten av hovedspennet. Kabelen er den siste som spennes opp under utbyggingen av kragarmen, og ligger i midten av toppflensen. Det er for denne kabelen de største avvikene observeres. Et markant avvik for resultatene fra  $F_p$  på 600 kN tyder på forskjeller mellom modelleringen i programmene. Det kan se ut som det er noe feil med kabelens låsetap basert på diagrammet i figur 7.15. NovaFrame får større krefter i kabelendene enn det som oppstår i RM Bridge. Avvikene er ikke å regne som kritiske.

Avvikene for  $F_{100}$  vitner om det samme. For begge programmene er kraften tilnærmet samme verdi i endene, men mellomliggende verdier har store forskjeller.

## Oppsummering av kabeloppspanning

Generelt er forskjellene i resultatene fra de to programmene akseptable. De avvik som har oppstått for enkelte av kablene, både for den umiddelbare spennkraften og spennkraften avhengig av tidstap, er vanskelig å unngå. De største avvikene finnes for den tidsavhengige spennkraften for flertallet av kablene. Noe som nok en gang illustrerer usikkerheten rundt de tidsavhengige fenomenene kryp, svinn og relaksasjon. Både små avvik i modelleringen og programmenes beregninger av tap kan spille inn.

I NovaFrame er det gjort enkelte forenklinger og antagelser, da programmet ikke tilbyr like mange valgmuligheter for detaljer vedrørende spennkabler. For eksempel kan ikke injisering av spennkablene justeres i programmet, og NovaFrame antar dermed at kablene injiseres fortløpende etter oppspanning. Dette hadde vært ønskelig å modellert for å studere effekten injisering har på virkemåten til kablene. De samme forutsetningene for injisering er gjort i RM Bridge, slik at dette ikke skal påvirke sammenlikningen. RM Bridge beregner kryptøyning i spennarmering ut fra den spenningen og tøyningene som oppstår i betongen rundt spennkablene. Dette er antatt å gi mer detaljrike og virkelighetsnære resultater enn det NovaFrame er i stand til å gi basert på de input som er gitt for kryptapet. Dette er noe som kan føre til avvik for de tidsavhengige spennkreftene.

## 7.3 Reaksjoner i søylene

For å sammenlikne hvordan de to programmene håndterer de ulike lastsituasjonene, er det interessant å se på forskjellene i opplagerkrefter, og hvordan kreftene går gjennom hovedsøylene. Dette kan bidra til å forstå hvordan momentoverføringer blir gjort i programmene, og hvorvidt de tar hensyn til mulige eksentrisiteter. I tillegg til opplagerkreftene sammenliknes også momenter, skjær- og aksialkrefter. Horisontal- og vertikalforskyvninger blir også sammenliknet. Den vertikale forskyvningen i midtspennet er en effektiv måte å verifisere at byggefasene blir ivaretatt på en fornuftig måte. For blant annet egenlasten, vil forskyvningen få en knekk oppover ved koblingsseksjonen, på grunn av byggefasenes virkning og jekkekraften som påføres under sammenkoblingen. Videre blir resultatene fra denne sammenlikningen diskutert for de aktuelle lasttilfellene.

Resultatene gis i tabellform og viser opplagermoment, horisontal opplagerreaksjon, aksialkraft og moment i underkant overbygning. Horisontalreaksjonen vil tilsvare søylens skjærkraft, og vertikalreaksjon i opplegget vil tilsvare søylens aksialkraft. Sammenlikningen vil begrense seg til å gjelde søylen i akse 2.

### Egenlast

I tabell 7.1 er reaksjoner gitt for søylen i akse 2 utsatt for bruas egenlast. Modellen i NovaFrame gir en del større reaksjoner i opplageret. Dette til tross for likheten mellom skjær- og momentdiagrammene. Dette kan skyldes små avvikende eksentrisiteter fra modelleringen eller programmenes håndtering innspenningen mellom overbygning og søyle.

**Tabell 7.1:** Reaksjonskrefter for egenlast i akse 2

Lastvirkning	NovaFrame	RM Bridge	Differanse
Opplagermoment	-6 884 kNm	-3 698 kNm	3 186 kNm
Horisontal opplagerkraft	3 180 kN	643 kN	2 537 kN
Aksialkraft	-67 267 kN	-61 260 kN	6 007 kN
Moment under overbygningen	-74 155 kNm	-12 771 kNm	61 384 kNm

Aksialkraften i NovaFrame verifiseres ved å sammenlikne den globale skjærkraften vist i figur 7.1. Den globale skjærkraften er summert til å være 56 463 kN i akse 2, noe som er veldig nærme det NovaFrame sier aksialkraften skal bli i toppen av søylen, som er 57 485 kN. Dette verifiserer at dekomponering av lokale skjær- og aksialkrefter fra NovaFrame er gjort korrekt.

De to programmene gir svært avvikende resultater for søylens momentforløp, noe som kan skyldes den tidligere omtalte hjelpesøyleeffekten. Dette kan skyldes effekter fra utbyggingen av kragarmene, og om rekkefølgen på byggefasene er modellert likt.

### Superegenvekt

**Tabell 7.2:** Reaksjonskrefter for superegenvekt i akse 2

Lastvirkning	NovaFrame	RM Bridge	Differanse
Opplagermoment	-42 804 kNm	-42 561 kNm	243 kNm
Horisontal opplagerkraft	2 944 kN	2 914 kN	30 kN
Aksialkraft	-6 926 kN	-6908 kN	18 kN
Moment under overbygningen	-32 237 kNm	-31 707 kNm	530 kNm

Ikke uventet, etter sammenlikningen i kapittel 7.1, blir avvikene i søylen nærmest ubetydelige for superegenvekten, som vist i tabell 7.2. Mindre avvik vil alltid finne sted, og det er vanskelig å få helt like resultater mellom to ulike programmer. Små avvik kan skyldes hvordan programmene er bygget opp, og hvor nøyaktig de håndterer bruas varierende geometri, lastfordeling mellom bjelkeelementene og nøyaktighet i beregningene.



### Overbygningens primærmomenter like etter kobling

For lasttilfellene hvor kablene spennes opp, vil alle krefter som oppstår i søylene skapes av tvangeffekter. Ettersom  $M_{full} = M_{primær} + M_{tvang}$ , vil primærmomentene og kreftene dermed være lik null. Dette gjelder for både over- og undergurten.

### Total oppspenning like etter kobling

**Tabell 7.3:** Reaksjonskrefter for total oppspenning i akse 2

Lastvirkning	NovaFrame	RM Bridge	Differanse
Opplagermoment	33 475 kNm	57 721 kNm	24 246 kNm
Horisontal opplagerkraft	-2 319,23 kN	-4 226 kN	1907 kN
Aksialkraft	-2 626,84 kN	-238 kN	2 388,84 kN
Moment under overbygningen	-112 645 kNm	50 000 kNm	62 645 kNm

Reaksjonene fra den etteroppspente armeringen er gitt i tabell 7.3, kun forårsaket av tvangskrefter. En gjenganger for flere av lasttilfellene, er differansen i momenter i søylene, som også gjenspeiles her. For å teste om torsjonsstivheten har innvirkning på dette, har en tilsvarende analyse med torsjonsstivhetsfaktor lik 1. Dette påvirket ikke resultatene.

### Kryp på grunn av egenlast og oppspenning

**Tabell 7.4:** Reaksjonskrefter for kryp fra egenlast i akse 2

Lastvirkning	NovaFrame	RM Bridge	Differanse
Opplagermoment	132 203 kNm	33 576 kNm	98 627 kNm
Horisontal opplagerkraft	9 364 kN	17 097 kN	7 733kN
Aksialkraft	1 336 kN	1 151 kN	185 kN
Moment under overbygningen	-106 450 kNm	-39 969 kNm	66 481 kNm

Det er for kryptilfellene de største avvikene mellom programmene oppstår for bruoverbygningen, og ikke overraskende er dette også tilfellet for søylene, og opplagre. Som vist i tabell 7.4. Forskjellene er spesielt store for momentene.

En mulig feilkilde i NovaFrame, er at alle kryptallene plottes manuelt, og selve kryptmodelleringen i programmet må være korrekt i fire ulike faner. Kryptallene skal stemme overens med aktuell byggefasemodell, lasttilfelle, krypkombinasjon og summering av kryptallene.

**Tabell 7.5:** Reaksjonskrefter for kryp fra oppspenning i akse 2

Lastvirkning	NovaFrame	RM Bridge	Differanse
Opplagermoment	186 048 kNm	3 438 kNm	189 486 kNm
Horisontal opplagerkraft	-11 017 kN	-1403 kN	9 614 kN
Aksialkraft	-796 kN	-193 kN	603kN
Moment under overbygningen	94 747 kNm	32 298 kNm	62 449 kNm

Forskjellene som observeres for kryp på grunn av oppspenning er av tilsvarende størrelser som kryp på grunn av egenlast

## Svinn

**Tabell 7.6:** Reaksjonskrefter for svinn i akse 2

Lastvirkning	NovaFrame	RM Bridge	Differanse
Opplagermoment	54 620 kNm	39 121 kNm	15 499kNm
Horisontal opplagerkraft	-2 217 kN	-1 405 kN	812kN
Aksialkraft	-155 kN	-114 kN	41 kN
Moment under overbygningen	1 427,74 kNm	-3 306 kNm	4 733,74 kNm

For lasttilfellet for svinnetts effekt etter 100 år var det store avvik mellom modellene for skjær og moment i overbygningen. Dette fremkommer også når søylens påkjenninger sammenliknes i tabell 7.6. Aksialkraften i akse 2 er tilnærmet lik for programmene, noe overraskende med tanke på de store avvikene som ble observert for skjærkraften i overbygningen. Aksialkraften i søylen i akse 3, er nesten 3,5 ganger så stor i NovaFrame som i RM Bridge, og dette anses som store avvik i modellene.

## Temperaturlast

Begge lastifellene med temperaturlast har gitt tilfredsstillende, og nærmest helt sammenfallende resultater i sammenlikningen av NovaFrame og RM Bridge.

## 7.4 Diskusjon

I dette kapitlet er to velkjente analyseprogrammer som benyttes til dimensjonering av bruer sammenliknet. Analysene fra de to programmene gir forskjellige resultater for flere lasttilfeller, og viser at valg av program kan ha stor betydning for endelig dimensjonering.

Resultater fra de grunnleggende lasttilfellene, som egenlast og spennkraft, viser godt samsvar mellom programmene, og verifiserer med det tilnærmet lik modelleringen i de to programmene. Samsvarende resultater for enkle lasttilfeller, som superegenvekt og temperaturlast, verifiserer at programmene beregner reaksjoner i konstruksjonen på lik måte, og at stivheter i koblinger er modellert korrekt. Denne verifiseringen danner grunnlag for en valid sammenlikning av de tidsavhengige lasttilfellene, som kryp og svinn.

Kryp og svinn er blant fenomenene i betongkonstruksjoner det er størst usikkerhet rundt. At to analyseprogrammer som er mye brukt til bruprojektering, gir store forskjeller i resultatene for disse fenomenene illustrer denne usikkerheten.

Hvis man med større sikkerhet kan beregne de tidsavhengige effektene til betong, kan man dimensjonere og bygge bruer med mindre overdimensjonering. Positive effekter ved økt kontroll over beregningene kan være redusert armeringsbehov eller å slippe bruk av hjelpesøyle, noe som vil gi økonomisk gevinst. Basert på den store usikkerheten rundt kryp og svinn, vil disse fenomenene studeres nærmere i neste kapittel.



## Kapittel 8

# Materialmodeller for kryp- og svinntøyning

### 8.1 Deformasjonsproblematikk i fritt fram-bygg bruer

Frie slanke utkragere, som kragarmen i en fritt-frambygg bru utbygging, er ofte utsatt for store deformasjoner. Deformasjonene er store på grunn av de lange, frie spennene, samtidig som forspenningen bare delvis kompenserer for lastene. Å kunne forutsi deformasjonen med nødvendig nøyaktighet er avgjørende for vellykket oppføring og senere utseende av overbygningen. De fysiske mekanismene som forårsaker den tidsavhengige deformasjonen er kryp og svinn. Kryp er spenningsavhengig deformasjon, mens svinn er uavhengig av spenninger.

Byggefasen for en fritt-frambygg bru er kompleks, og avvik fra planlagt tidsplan kan ha betydelig innflytelse på deformasjoner. I prosjekteringsfasen er det vanskelig å forutsi nøyaktig byggeplan og hvordan eventuelle endringer vil påvirke brua. Stort avvik fra forventet nedbøyning i dimensjoneringsfasen kan føre til problemer når kragarmene skal kobles sammen. Små forskjeller i høydene på kragarmene kan tolereres da det finnes flere muligheter for korrigerende, som for eksempel ekstra forspenning eller jekking.

Deformasjonene er vesentlige og øker i hele bruas levetid, men i en avtagende hastighet. Det er viktig for bruken av brua at veibanen har en jevn kurve, og at den unngår seg på midten. Seg på midten kan utvikle seg over en lengre periode som følge av underestimert av langsiktige deformasjoner.

Kryp og svinn påvirkes av mange faktorer. De viktigste er betongstyrken, alder på betongen ved pålasting, type herdeforhold og sement, og størrelse og form på betongelementet.

## 8.2 Materialmodeller for kryp og svinn

I løpet av de siste 40 årene har flere materialmodeller for beregning av kryp og svinn blitt foreslått. Standardene i forskjellige land benytter ulike modeller, og det er foreløpig ikke enighet om hvilken modell som er best egnet. Modellene kan ha store variasjoner i både nøyaktighet og hvor kompliserte de er.

Hovedbehovet er en modell som er forståelig for konstruktøren, som ikke nødvendigvis har spesialisert kunnskap om kryp og svinn. Samtidig er det viktig at modellen gir en god estimering av de forventede deformasjonene som vil oppstå i konstruksjonen. Det er også fordelaktig at inputparameterne som kreves i modellen er tilgjengelige i prosjekteringsfasen.

I dette kapitlet vil tre ulike materialmodeller for bestemmelse av kryp-, og svinntøyning i betongkonstruksjoner bli presentert og sammenliknet.

- CEB-FIP Model Code 1990
- Bazant-Baweja B3 model
- CEB-FIP Model Code 2010

CEB-FIP Model Code 1990 [17] er grunnlaget for Eurokode 2 som benyttes i dag, og denne kryp- og svinn modellen er det naturlige valget når bruer skal prosjekteres. Bazant-Baweja B3 model [18] er foreslått som erstatning for amerikansk standard, men er en teoretisk vanskelig modell som krever mer omfattende inputparametere. CEB-FIP Model Code 2010 [19] er en oppdatering av modellkoden fra 1990, og er referansemateriale for ny Eurokode 2 som er under utarbeidelse.

Langtidsmodeller for kryp og svinn er utviklet på bakgrunn av eksperimentelle data fra forsøk over kortere tidsrom. Det kommer av mangel på eksperimentelle testresultater over lengre tid. Testene varer vanligvis i en til tolv måneder. Krypmodellene som benyttes på lange betongbruer, er utviklet på bakgrunn av disse dataene, og er avhengig av en serie ekstrapolering med hensyn til lasting og tørketid, materialegenskaper og geometriske dimensjoner. De ulike materialmodellene kan derfor vise store forskjeller selv om de er basert på samme forsøksdatabase, og valget av modell kan påvirke resultatet betydelig.

### Retningslinjer for krypmodeller

Et omfattende sett med retningslinjer og anbefalinger for formulering av kryp- og svinnmodeller ble opprettet av RILEM Committee TC 107 [20], som er et internasjonalt organ for laboratorieforsøk på konstruksjonsmaterialer. Komiteen sier blant annet at modellene skal være enkle å bruke, og lite sensitive for forandring i inputparametere, mulig å ekstrapolere i både tid og størrelse, og tillate variasjon i relativ luftfuktighet.

Kryptøyning bør sammenliknes ved "Compliancefunksjon"  $J(t, t_0)$ , istedenfor kryptallet. Compliance-funksjonen er den totale spenningsuavhengige tøyningen ved tiden  $t$  per en-

hetsspenning, som vist i likning (8.1). Videre i oppgaven omtales Compliance-funksjon som deformasjonsfunksjon.

$$\text{Compliance} = J(t, t_0) = \frac{\text{elastisk tøyning} + \text{kryp} + \text{tørkende kryp}}{\text{spenning}} \quad (8.1)$$

Det er også opprettet en databank med testresultater fra kryp- og svinnforsøk, kalt RILEM databank. Det anbefales fra komiteen at modellene sammenliknes opp mot disse testresultatene.

### Forutsetning

I de tre materialmodellene som beskrives videre i dette kapittelet er formelverket fra modellene gjengitt med et beregningseksempel. Dette eksempelet er basert på Dolmsundbrua element nummer 140, som er et gjennomsnittlig element med tanke på geometri. For alle modellene er kryp- og svinntøyningen beregnet etter 100 år, med inputparametere som gjengitt i tabell 8.1.

**Tabell 8.1:** Inputparametere for kryp- og svinnberegning

Karakteristisk sylindrefasthet 28 døgn	$f_{ck}$	45 MPa
Middelerdi sylindrefasthet 28 døgn	$f_{cm}$	53 MPa
E-modul, sekantmodul	$E_{cm}$	36 000 MPa
Betongens alder ved betraktningstidspunkt	$t$	36 500 døgn
Betongens alder ved belastningstidspunkt	$t_0$	3 døgn
Betongens alder ved start uttørking	$t_s$	3 døgn
Relativ luftfuktighet	$RH$	70 %
Effektiv tverrsnittshøyde	$h_0$	$\approx 500$ mm
Vanninnhold i betongen	$w$	160 kg/m <sup>3</sup>
Sementinnhold i betongen	$c$	416 kg/m <sup>3</sup>
Tilslaginnhold i betongen	$a$	1749 kg/m <sup>3</sup>
Vann/semntforhold	$w/c$	0,38
Tilslag/semntforhold	$a/c$	4,20

### 8.2.1 CEB-FIP Model Code 1990

Kryp- og svinmodellen i CEB-FIP Model Code 1990 (MC1990) [17] har hatt betydelig innvirkning på de nasjonale standardene, og var grunnleggende referansemateriale for Eurokode 2. Derfor er ikke Eurokode 2 tatt med som en egen modell i dette kapittelet, men vil samsvare med formlene gitt i MC1990. MC1990 ble oppdatert i 1999 og gjenspeiler de siste fremskrittene i forskning og anvendelse av høyfast betong, samt separasjon av den totale svinntøyningen i tørkende og autogen svinntøyning.

#### E-modul

For beregning av kryptøyning til deformasjonsfunksjonen  $J(t, t_0)$  trenger man i MC1990 kryptallet  $\varphi(t, t_0)$  for betraktningstidspunktet og tangentmodulen  $E_c$ . Tangetmodulen beregnes etter formel (8.2), og er avhengig av sekantmodulen  $E_{cm}$  og middelverdien av betongens sylindrefasthet  $f_{cm}$ , gitt i EK2 tabell 3.1 for aktuell betongfasthet [7].

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 38\,097 \text{ MPa} \quad (8.2)$$

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 36\,283 \text{ MPa} \quad (8.3)$$

Variasjon i elastisitetmodul over tid kan bestemmes ut fra uttrykk (8.4). I deformasjonsfunksjonen inngår tangentmodulen ved pålasting ( $t = t_0$ ), som beregnet under. Koeffisienten  $\beta_{cc}(t)$  er avhengig av sementtype, der faktoren  $s = 0,25$  er for sementtype N.

$$E_c(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \cdot E_c = 32\,656 \text{ MPa} \quad (8.4)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} = 31,7 \text{ MPa} \quad (8.5)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} = 0,598 \quad (8.6)$$

#### Kryp

Kryptallet  $\varphi(t, t_0)$  består av det normerte kryptallet  $\varphi_0$  og en faktor som beskriver kryptviklingen i forhold til tid etter belastning  $\beta_c(t, t_0)$ . Det normerte kryptallet beregnes etter formel (8.7), og består av tre funksjoner. Funksjonene tar hensyn til den relative luftfuktigheten  $RH$ , effektiv tverrsnittshøyde  $h_0$ , middelverdien av betongens sylindertykkfasthet  $f_{cm}$  og belastningstidspunktet  $t_0$ .



$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 2,029 \quad (8.7)$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - (RH/100)}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1,183 \quad (8.8)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,308 \quad (8.9)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + (t_0)^{0,20})} = 0,743 \quad (8.10)$$

Den effektive tverrsnittshøyden  $h_0$ , er forholdet mellom tverrsnittsarealet og omkrets eksponert for uttørking  $u$ , som beregnet i likning 8.11. I henhold til NS 3473 tillegg A.9.3.2 b) bør  $u$  for et brukassetverrsnitt beregnes som ytre omkrets pluss halvparten av innvendig omkrets av tverrsnittet. Dette er valgt å gjøre, da Eurokode 2 ikke har noen bestemmelse for hvordan effektiv tverrsnittshøyde skal beregnes for kassetverrsnitt.

$$h_0 = 2A_c/u = 484 \text{ mm} \quad (8.11)$$

Kryputvikling over tid blir beskrevet ved  $\beta_c(t, t_0)$  i formel (8.12) og tar hensyn til belastningstidspunktet  $t_0$  og betraktningstidspunktet  $t$ , samt den effektive tverrsnittshøyden, relativ luftfuktighet og betongens trykkfasthet.

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3} = 0,992 \quad (8.12)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \Rightarrow \quad \beta_H = 899,598 \quad (8.13)$$

$$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0,7} = 0,748 \quad (8.14)$$

$$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0,2} = 0,920 \quad (8.15)$$

$$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0,2} = 0,813 \quad (8.16)$$

Kryptallet etter 100 år kan nå beregnes etter formel (8.17) og settes inn i deformasjonsfunksjonen (8.18).

$$\varphi(36500, 3) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,013 \quad (8.17)$$

$$J(36500, 3) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c} = 83,5 \cdot 10^{-6} \quad (8.18)$$

$E_c(t_0)$  og  $E_c$  er henholdsvis E-modulen ved pålasting og etter 28 døgn, beregnet etter (8.4) og (8.2).

### Svinn

Den totale svinntøyningen  $\varepsilon_{cs}$  er sammensatt av to bidrag, svinntøyning ved uttørking  $\varepsilon_{cd}$  og autogen svinntøyning  $\varepsilon_{ca}$  (selvuttørkingssvinn). Dette ble tatt inn i EK 2 etter oppdateringen av modellkoden i 1999.

Svinntøyningen ved uttørking beregnes etter likning (8.19) og er avhengig av betongens alder ved begynnelse av uttørkingssvinnet  $t_s$ , effektiv tverrsnittshøyde, betongens trykkfasthet, relativ luftfuktighet og sementtype.

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 397,4 \cdot 10^{-6} \quad (8.19)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{(h_0)^3}} = 0,988 \quad (8.20)$$

$$300 \leq h_0 \leq 500 \quad \Rightarrow \quad k_h = 0,75 \quad (8.21)$$

Betongen brukt i Dolmsundbrua er av sementklasse N, noe som gir faktorene  $\alpha_{ds1} = 4$  og  $\alpha_{ds2} = 0,12$ .

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ &= 5,361 \cdot 10^{-4} \end{aligned} \quad (8.22)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,018 \quad (8.23)$$

Den autogene svinntøyningen beregnes etter likning (8.24) og består av to faktorer som er avhengig av betraktningstidspunktet og betongens karakteristiske sylindertykkfasthet etter 28 døgn  $f_{ck}$ .

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 87,5 \cdot 10^{-6} \quad (8.24)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 1 \quad (8.25)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8,75 \cdot 10^{-5} \quad (8.26)$$

Den totale svinntøyningen etter 100 år er summen av den uttørkende og autogene svinntøyningen, vist i likning (8.27). Svinntøyning fører til kontraksjon, å gis derfor med negativt fortegn.

$$\varepsilon_{cs}(36500, 3) = -(\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}) = -484,9 \cdot 10^{-6} \quad (8.27)$$

## 8.2.2 Bazant-Baweja B3-model

Bazant-Baweja B3-model [18] er resultat av et arbeid Professor Z. P. Bazant har utviklet siden 1970-tallet. Modellen samsvarer bedre med eksperimentelle data i RILEM databank, og er bedre begrunnet teoretisk enn tidligere modeller [21].

B3-modellen er en avansert og kompleks modell, som krever en stor mengde beregningsarbeid. I modellen blir betongens sammensetning tatt direkte hensyn til, noe som kan være tungvint på grunn av alle parameterne som ikke nødvendigvis er tilgjengelig i prosjekteringsfasen. I tillegg til modellparametere som i MC1990-modellen, tar B3-modellen blant annet hensyn til sementinnholdet, tilslag/semest-forholdet og vanninnholdet i betongen.

### E-modul

Deformasjonsfunksjonen i B3-modellen er noe annerledes enn MC1990 og MC2010, da den inneholder en konstant  $q_1$  uavhengig av kryptøyningens størrelse og varighet. Dette er en konstant for asymptotisk E-modul  $E_0$ , en empirisk parameter som er høyere enn vanlig E-modul. Denne kan grovt estimeres til  $E_0 = 1,5 \cdot E$  [18]. I følge Bazant er det mer riktig å bruke den asymptotiske E-modulen fordi betongens beregnede kryp også opptrer etter svært kort varighet av pålasting.

$$q_1 = \frac{0,6 \cdot 10^6}{E_{28}} = 18,894 \quad (8.28)$$

$$E_{28} = 4734\sqrt{f_{ck}} = 31\,757 \text{ MPa} \quad (8.29)$$

## Kryp

En viktig egenskap ved B3-modellen er at deformasjonsfunksjonen  $J(t, t_0)$  deles i to deler. En funksjon for basiskryp  $C_0(t, t_0)$  (kryp ved konstant fuktighetsinnhold), og en funksjon for samtidig uttørking  $C_d(t, t_0, t_s)$ . Dette skiller modellen fra krypmodellen i MC1990, men minner samtidig om oppbyggingen av svinnberegningen i 1999-oppdateringen av MC1990. Funksjonen for basiskryp følger av uttrykk (8.30).

$$C_0(t, t_0) = q_2 Q(t, t_0) + q_3 \ln [1 + (t - t_0)^n] + q_4 \ln \left( \frac{t}{t_0} \right) = 129,956 \quad (8.30)$$

Funksjonen for basiskryp avhenger av belastningstiden, samt parametere knyttet til betongens sammensetning. I faktorene  $q_2$ ,  $q_3$  og  $q_4$  inngår sementinnholdet  $c$ , vann/semntforholdet  $w/c$  og tilslag/semntforholdet  $a/c$  i betongen. Dette er empiriske parametere som representerer henholdsvis aldrende viskoelastiskdeformasjon, ikke-aldrende viskoelastiskdeformasjon, og flyt [18].

$$q_2 = 185,4(c)^{0,5}(f_{ck})^{-0,9} = 122,960 \quad (8.31)$$

$$q_3 = 0,29(w/c)^4 \cdot q_2 = 0,780 \quad (8.32)$$

$$q_4 = 20,3(a/c)^{-0,7} = 7,429 \quad (8.33)$$

Funksjonen  $Q(t, t_0)$  er en logaritmisk funksjon for belastningstiden og kan beregnes fra formel (8.34). For normal betong er  $m = 0,5$  og  $n = 0,1$ .

$$Q(t, t_0) = Q_f(t_0) \left[ 1 + \left( \frac{Q_f(t_0)}{Z(t, t_0)} \right)^{r(t_0)} \right]^{-1/r(t_0)} = 0,480 \quad (8.34)$$

$$Q_f(t_0) = \left[ 0,086(t_0)^{2/9} + 1,21(t_0)^{4/9} \right]^{-1} = 0,480 \quad (8.35)$$

$$Z(t, t_0) = (t_0)^{-m} \ln [1 + (t - t_0)^n] = 0,780 \quad (8.36)$$

$$r(t_0) = 1,7(t_0)^{0,12} + 8 = 9,940 \quad (8.37)$$

Funksjonen for uttørkingskryp er gitt i formel (8.38), der  $t'_0$  er tidspunktet hvor både tørkingen har startet og lasten er påført.

$$C_d(t, t_0, t_s) = q_5 \left[ \exp \{ -8H(t) \} - \exp \{ -8H(t'_0) \} \right]^{0,5} = 20,472 \quad (8.38)$$

$$t'_0 = \max(t_s, t_0) = 3 \text{ dager} \quad (8.39)$$

Uttørkingskrypet avhenger av betongens trykkfasthet og den endelige svinntøyningen  $\varepsilon_{s\infty}$ . Svinntøyningen avhenger av sementtype og herdeforhold, representert av henholdsvis  $\alpha_1 = 4$  og  $\alpha_2 = 0,012$ , samt vanninnholdet  $w$  i betongen.

$$q_5 = 7,57 \cdot 10^5 (f_{ck})^{-1} |\varepsilon_{s\infty}|^{-0,6} = 377,846 \quad (8.40)$$

$$\varepsilon_{s\infty} = -\alpha_1 \alpha_2 \left[ 1,9 \cdot 10^{-2} (w)^{2,1} (f_{ck})^{-0,28} + 270 \right] = -559,261 \quad (8.41)$$

Tidsvariabelen i uttørkingskrypet er gitt av funksjonen  $H(t)$ , som i tillegg til tiden også varierer med relativ luftfuktighet.

$$H(t) = 1 - [1 - RH] S(t) = 0,715 \quad (8.42)$$

$$H(t'_0) = 1 - [1 - RH] S(t'_0) = 1 \quad (8.43)$$

$$S(t) = \tanh \sqrt{\frac{t - t_s}{\tau_{sh}}} = 0,949 \quad (8.44)$$

$$S(t'_0) = \tanh \sqrt{\frac{t_0 - t_s}{\tau_{sh}}} = 0 \quad (8.45)$$

Størrelsen på tverrsnittet har betydning for uttørkingskrypet.  $k_s$  er en faktor for tverrsnittets form,  $h_0$  er effektiv tverrsnittshøyde, og  $k_t$  avhenger av betongens trykkfasthet og tidspunktet for start på uttørking.

$$\tau_{sh} = k_t (k_s h_0)^2 = 11\,009,517 \quad (8.46)$$

$$k_t = 8,5 (t_s)^{-0,08} (f_{ck})^{-1/4} = 3,006 \quad (8.47)$$

Deformasjonsfunksjonen følger av formel (8.48) og kryptallet etter 100 år kan beregnes fra deformasjonsfunksjonen som i likning (8.49).

$$J(36500, 3) = \left[ q_1 + C_0(t, t_0) + C_d(t, t_0, t_s) \right] \cdot 10^{-6} = 169,3 \cdot 10^{-6} \quad (8.48)$$

$$\varphi(36500, 3) = E(t_0)J(t, t_0) - 1 = 2,639 \quad (8.49)$$

I motsetning til MC1990 går ikke B3-modellen mot en endelig verdi, men øker på ubestemt tid. Funksjonen for uttørkingskryp har en endelig verdi fordi den er knyttet til fuktutveksling mellom betong og omgivelsene, og prosessen har en likevektstilstand.

### Svinn

Svinntøyningen etter 100 år beregnes etter formel (8.50), og inneholder den endelige svinntøyningsfunksjonen og tidsfunksjonen brukt for å beregne uttørkingskryp, samt en faktor avhengig av den relative luftfuktigheten,  $k_h$ .

$$\varepsilon_{sh}(36500, 3) = -\varepsilon_{s\infty} k_h S(t) \cdot 10^{-6} = -348,7 \cdot 10^{-6} \quad (8.50)$$

$$k_h = 1 - RH^3 = 0,657 \quad (8.51)$$

### 8.2.3 CEB-FIP Model Code 2010

CEB-FIP Model Code 2010 er en ny og oppdatert modellkode ferdigstilt i 2012 [19]. Ny Eurokode 2 er under utarbeidelse og i den foreløpige versjonen per oktober 2017 er kryp- og svinmodellene fra MC1990 erstattet med nye formler fra MC2010.

#### E-modul

I MC2010 er formlene for beregning av elastisitetsmodul noe forandret i forhold til MC-1990.  $E_{ci}$  beregnes etter formel (8.52) på bakgrunn av grunnverdien  $E_{c0} = 21,5 \cdot 10^3$ , betongens trykkfasthet og en faktor  $\alpha_E$  avhengig av bergart på tilslaget i betongen. For Dolmsundbrua består tilslaget hovedsakelig av gneis, som inneholder kvarts. Dette gir  $\alpha_E = 1,0$ .

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{(1/3)} = 37\,486 \text{ MPa} \quad (8.52)$$

For beregning av den tidsavhengige E-modulen  $E_{ci}(t)$  for tidspunktet for pålasting benyttes  $\beta_{cc}(t)$  tilsvarende som for MC1990, formel (8.6).

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) E_{ci} = 28\,994 \text{ MPa} \quad (8.53)$$

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} = 0,773 \quad (8.54)$$

I utkastet til ny Eurokode 2 per oktober 2017 er formlene for E-modul basert på MC1990 og ikke MC2010.

## Kryp

Den største forskjellen fra MC1990 er at kryptallet i MC2010 består av to deler; basiskryp  $\varphi_{bc}(t, t_0)$ , og tørkende kryp  $\varphi_{dc}(t, t_0)$ . Dette likner på Bazant-Baweja B3-model som også tar hensyn til tørkende kryp som en del av kryptmodellen. I motsetning til B3-modellen er kryptmodellen i MC2010 enklere å beregne, og den krever langt færre inputparametere.

Basiskryp beregnes etter formel (8.55), og er avhengig av betongens trykkfasthet og en logaritmisk funksjon for blant annet pålastingstidspunkt.

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) = 1,689 \quad (8.55)$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} = 0,112 \quad (8.56)$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left[ \left( \frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] = 15,117 \quad (8.57)$$

I tillegg inngår en variabel,  $t_{0,adj}$ , som kan modifisere pålastingstidspunktet på bakgrunn av sementtype og herdetemperatur. Her er  $\alpha$  en koeffisient for sementtype og  $t_{0,T}$  en justering av pålastingstidspunktet i forhold til betongens modenhet forårsaket av økt eller redusert temperatur. I dette tilfellet er ikke pålastingstidspunktet justert.

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left[ \frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ dager} \Rightarrow t_{0,adj} = 3 \text{ dager} \quad (8.58)$$

Uttørkingskryp beregnes etter formel (8.59), og avhenger av betongens trykkfasthet, relativ luftfuktighet, effektiv tverrsnittshøyde og belastningstidspunkt.

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) = 0,448 \quad (8.59)$$

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} = 1,588 \quad (8.60)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - (RH/100)}{\sqrt[3]{0,1 \cdot (h_0/100)}} = 0,382 \quad (8.61)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_{0,adj})^{0,2}} = 0,743 \quad (8.62)$$

Tidsutviklingen for det tørkende kryptallet beregnes som under, og kan som for basiskryp justeres for temperatur i herdefasen.

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} = 0,994 \quad (8.63)$$

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + (3,5/\sqrt{t_{0,adj}})} = 0,231 \quad (8.64)$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \Rightarrow \beta_h = 929,4 \quad (8.65)$$

$$\alpha_{f_{cm}} = (35/f_{cm})^{0,5} = 0,813 \quad (8.66)$$

Kryptallet etter 100 år kan nå beregnes etter formel (8.67) og deretter settes inn i deformasjonsfunksjonen (8.68).

$$\varphi(36500, 3) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) = 2,138 \quad (8.67)$$

$$J(36500, 3) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_c} = 91,5 \cdot 10^{-6} \quad (8.68)$$



**Svinn**

Formlene for svinntøyning er lite forandret fra MC1990. Den totale svinntøyningen består fortsatt av et ledd for autogent svinn  $\varepsilon_{cas}(t)$  og tørkende svinn  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$

Den autogene svinntøyningen er avhengig av betongens trykkfasthet og sementtype, og varierer i forhold til betraktningstidspunkt.

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t) = -105,5 \cdot 10^{-6} \quad (8.69)$$

$$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left( \frac{f_{cm}/10}{6 + f_{cm}/10} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} = -1,055 \cdot 10^{-4} \quad (8.70)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) = 1 \quad (8.71)$$

Svinntøyning på grunn av uttørring er i tillegg avhengig av effektiv tverrsnittshøyde og relativ luftfuktighet, og følger av uttrykk (8.72).

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) = -321,5 \cdot 10^{-6} \quad (8.72)$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} = 3,494 \cdot 10^{-4} \quad (8.73)$$

$$\beta_{RH}(RH) = -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -1,018 \quad (8.74)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot (h_0)^2 + (t - t_s)} \right]^{0,5} = 0,904 \quad (8.75)$$

Den totale svinntøyningen etter 100 år er summen av det autogene og det uttørkende svinnet, og beregnes som formel (8.76).

$$\varepsilon_{cs}(36500, 3) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) = -427,0 \cdot 10^{-6} \quad (8.76)$$

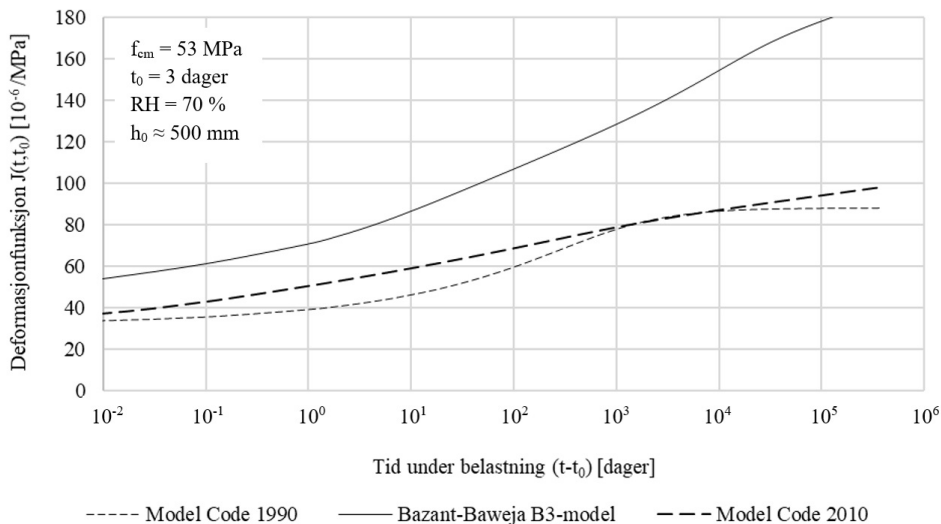
## 8.3 Sammenlikning av materialmodeller

Utgangspunktet for sammenlikningen av materialmodellene for kryp- og svinntøyning er element nummer 140 i Dolmsundbrua. Dette er et gjennomsnittlig element i forhold til geometri, og viser godt forskjellene i de forskjellige materialmodellene. Sammenlikningen for kryptøyning er gitt i deformasjonsfunksjonen  $J(t, t_0)$ , og for svinntøyning  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ . Begge plottet på en logaritmisk tidsakse for henholdsvis tid under belastning ( $t - t_0$ ) og tid under tørking ( $t - t_s$ ). Logaritmisk tidsakse er valgt for å tydeligere få frem forskjellene også på et tidlig stadium i utviklingen, noe som ikke vil være synlig på en lineær skala.

Modellene viser stor likhet ved benyttelse av parametere som er vanlige ved eksperimentelle forsøk [22]. Samtidig ser en store forskjeller når modellene brukes under andre forhold, som i dette tilfellet for en stor bru. Det finnes begrenset med eksperimentelle data for lengre tidsperioder og store elementer, og ved ekstrapolering av materialmodellen blir forskjellene større.

### 8.3.1 Kryptøyning

I figur 8.1 er deformasjonsfunksjonen for element 140 i Dolmsundbrua plottet med inputparametere som valgt for prosjekteringen av Dolmsundbrua, gitt i tabell 8.1.



**Figur 8.1:** Deformasjonsfunksjon for materialmodellene med parametre fra prosjekteringen

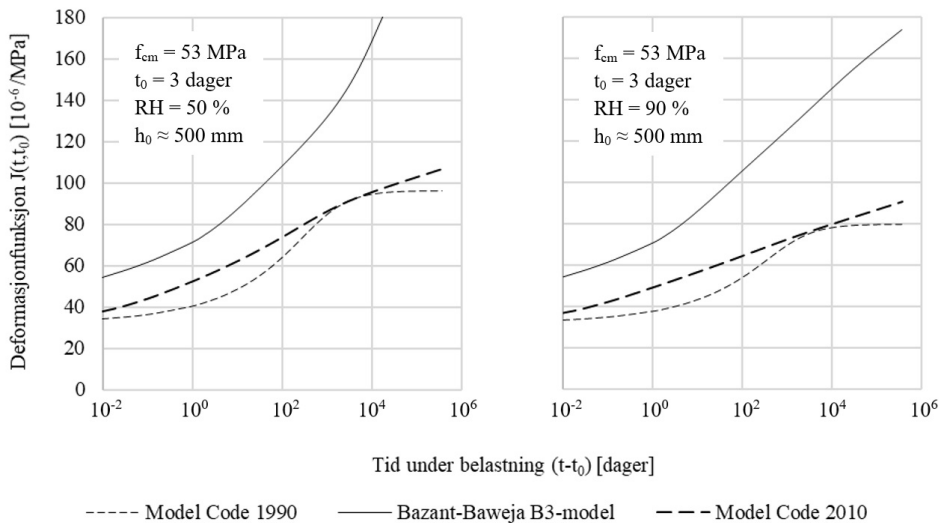
Den generelle oppfatningen er at Bazant-Baweja B3-model gir større kryptøyninger enn modellkodene. Hovedgrunnen til forskjellen er leddet for basiskryp, som er veldig sensitiv for både betongens fasthet og pålastningstidspunkt, og utgjør omlag 80% av den totale tøyningen i B3-modellen.

Man ser tydelig forskjellen på MC1990, som går mot en endelig verdi allerede etter cirka ti år, og MC2010 og B3-modellen som fortsetter å øke på ubestemt tid. Dette skyldes leddet for uttørkingskryp som både MC2010 og B3-modellen inneholder.

I tillegg til leddet for tørkende krep ser man en forskjell på MC1990 og MC2010 på et tidlig stadium. MC2010 tar høyde for at krep også utvikler seg raskt etter pålasting, noe den har til felles med B3-modellen.

Alle modellene har en startverdi større enn null, fordi de inneholder et konstantledd for invers korttids E-modul. Dette leddet er lavere for B3-modellen fordi det benyttes asymptotisk E-modul som er høyere enn vanlig E-modul.

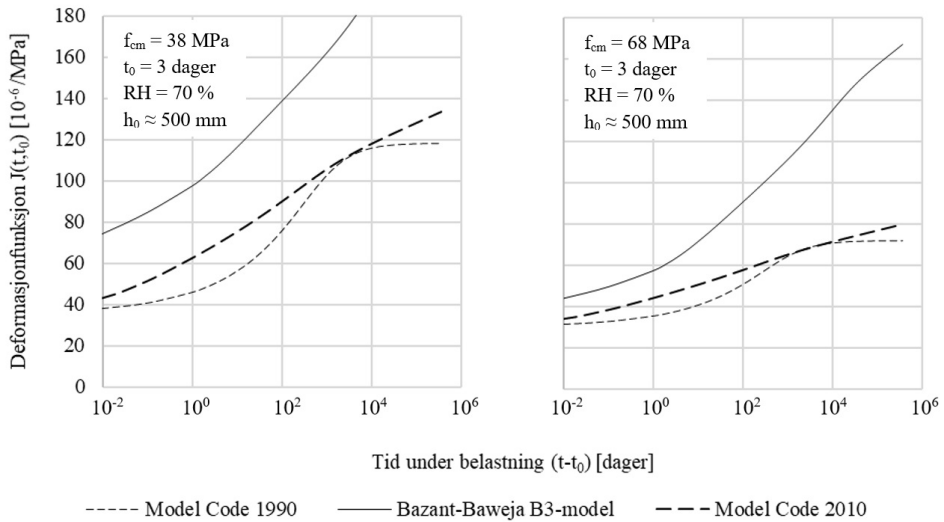
Ved å variere den relative luftfuktigheten  $RH$ , ser en forholdsvis små forskjeller i kryptøyningen. Figur 8.2 viser hvordan materialmodellene påvirkes av at den relative luftfuktigheten senkes til  $RH = 50\%$  eller økes til  $RH = 90\%$ . Begge modellkodene blir i større grad påvirket enn B3-modellen, men den økte relative fuktigheten gir generelt bare noe mindre kryptøyninger. Dette kommer av at uttørking har liten effekt på så store tverrsnitt.



**Figur 8.2:** Deformasjonsfunksjon for materialmodellene med varierende luftfuktighet

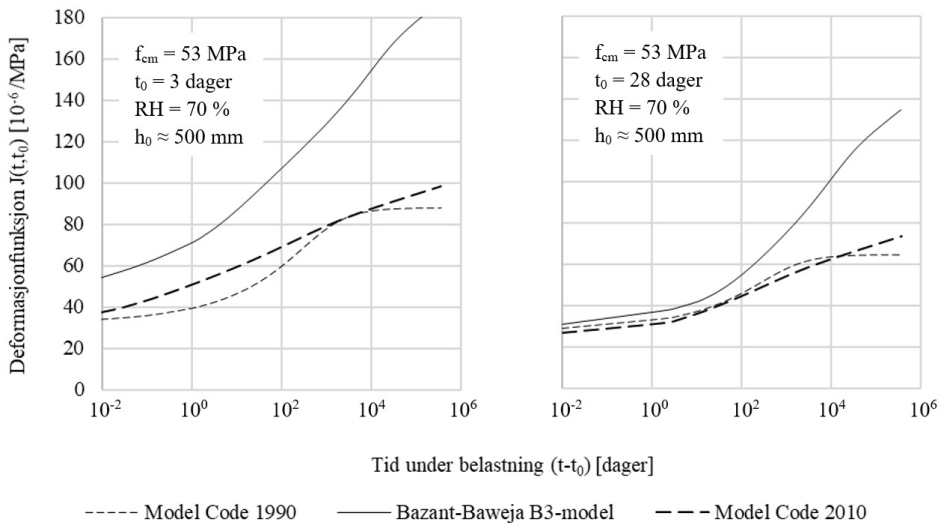
Variasjon i betongens sylindrefasthet  $f_{ck}$  påvirker både den midlere sylindrefastheten  $f_{cm}$  og E-modulen. Som en ser av figur 8.3 gir økningen i betongens trykkfasthet en lavere startverdi på grunn av økt E-modul. Man ser også tydelig at kryptøyningen etter lang tid er vesentlig lavere ved høyere fasthet, noe som ikke er overraskende. Modellkodene påvirkes i hele tidsforløpet av en høyere betongfasthet, og vil ved en uendelig høy fasthet få null tøyning. B3-modellen derimot påvirkes i størst grad på et tidlig stadium, og vil etterhvert få store tøyninger selv med en høy betongfasthet.

For Dolmsundbrua ble det i utgangspunktet planlagt å støpe en ny etappe hver uke, noe



**Figur 8.3:** Deformasjonsfunksjon for materialmodellene med varierende trykkfasthet

som betyr at betongen må belastes relativt raskt etter støping. Første pålasting skjer ved at støpevognen skyves videre slik at elementet må bære egenvekten, samt at seksjonen blir spent opp. Pålasting gjøres etter tre dager ( $t_0 = 3$ ). I figur 8.4 ser en hvordan en senere pålasting ( $t_0 = 28$ ) vil påvirke kryptøyningen. Det kommer tydelig frem av figuren at senere pålasting fører til reduserte tøyninger på både kort og lang sikt. En ser også en bedre enighet mellom de ulike modellene ved senere pålasting.

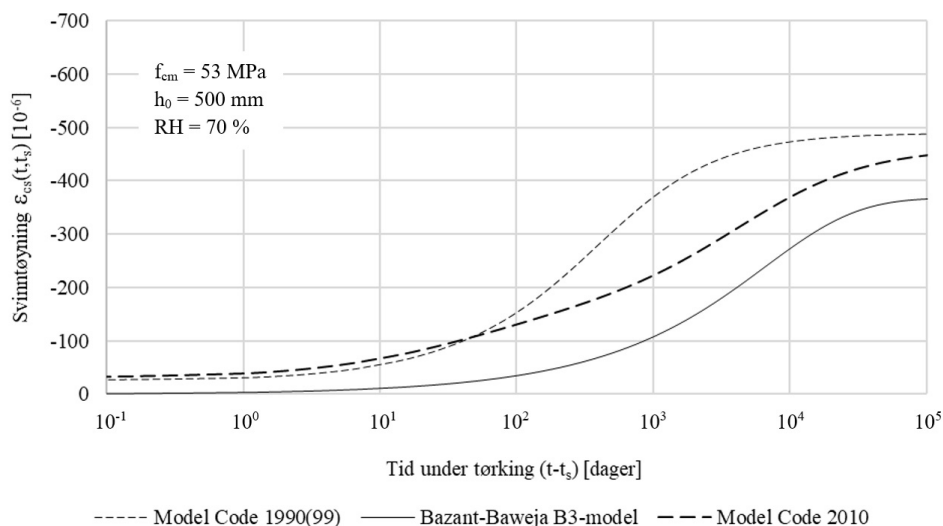


**Figur 8.4:** Deformasjonsfunksjon for materialmodellene med varierende pålastningstidspunkt

Variasjon i den effektive tverrsnittshøyden påvirker kryptøyningen i svært liten grad, og er ikke tatt inn som en varierende parameter.

### 8.3.2 Svinntøyning

Ved bruk av inputparametere som i Dolmsundbrua element nummer 140 ser en i figur 8.5 forskjellen på de tre materialmodellene. På et tidlig stadium ser en god overensstemmelse mellom modellkodene, men MC1990(99) regner med at økte svinntøyninger vil opptre på et tidligere tidspunkt enn MC2010. B3-modellen gir generelt lavere svinntøyninger.

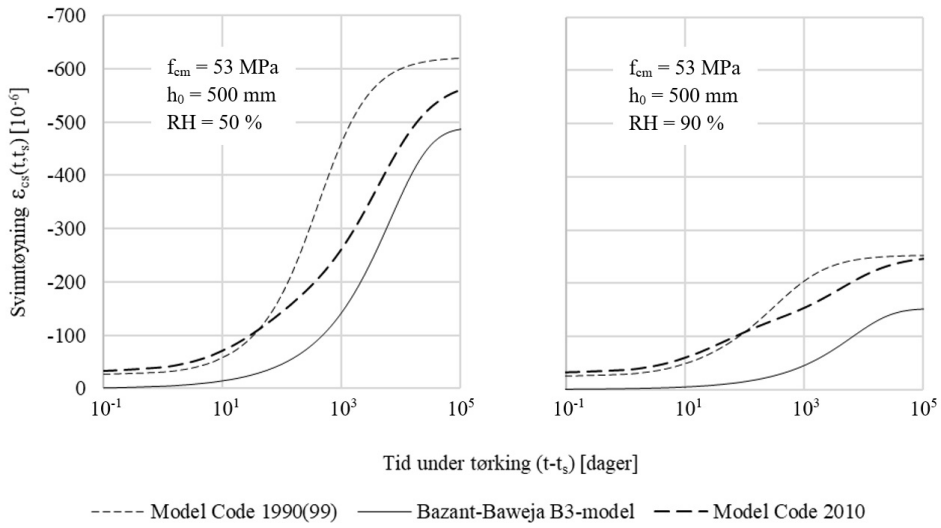


**Figur 8.5:** Svinntøyningsfunksjon for materialmodellene med parametre fra prosjekteringen

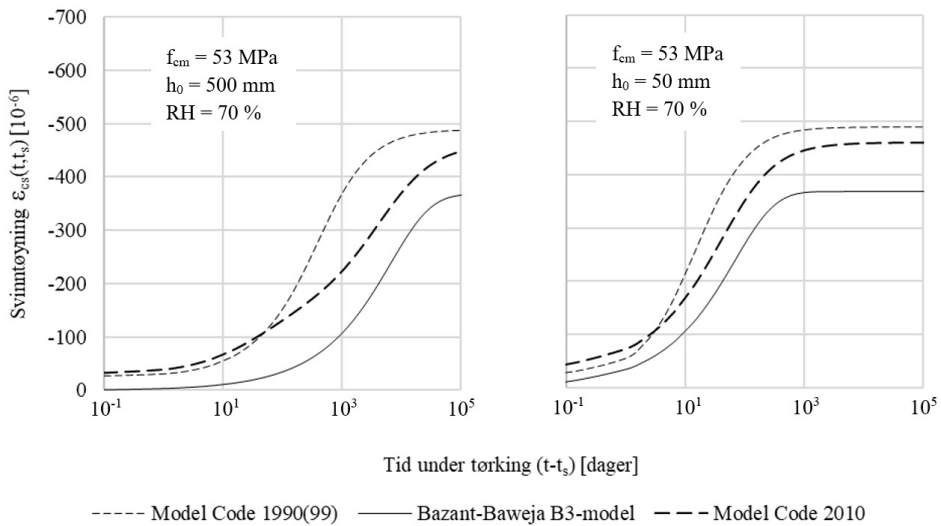
Variasjon i relativ luftfuktighet  $RH$  påvirker svinntøyning i stor grad, da fuktigheten i omgivelsene har direkte innvirkning på uttørkingen av konstruksjonen. Det er leddet for uttørkingssvinn som påvirkes, den autogene delen forblir uforandret. I figur 8.6 ser man den store forskjellen i svinntøyning ved høy og lav relativ luftfuktighet. Samtidig ser man at de forskjellige materialmodellene påvirkes i omtrent like stor grad, da de forholder seg likt til hverandre.

Den effektive tverrsnittshøyden  $h_0$  har innvirkning på svinntøyningen, og forteller noe om hvor stor del av tverrsnittet som eksponeres av omgivelsene for uttørking. Som en ser av figur 8.7 vil et tverrsnitt med lav effektiv tverrsnittshøyde, altså mer eksponert overflateareal, få store svinntøyninger raskere. Allikevel ender svinntøyningen etter lang tid på omlag samme nivå. En ser at lav effektiv tverrsnittshøyde gir bedre overensstemmelse mellom modellene, og at tøyningen går mot en endelig verdi på et tidligere tidspunkt.

Figur 8.8 viser hvordan svinntøyningen påvirkes av en økt eller redusert betongtrykkfasthet  $f_{cm}$ . Betongenes trykkfasthet har ingen stor innvirkning på svinntøyningen. Samtidig

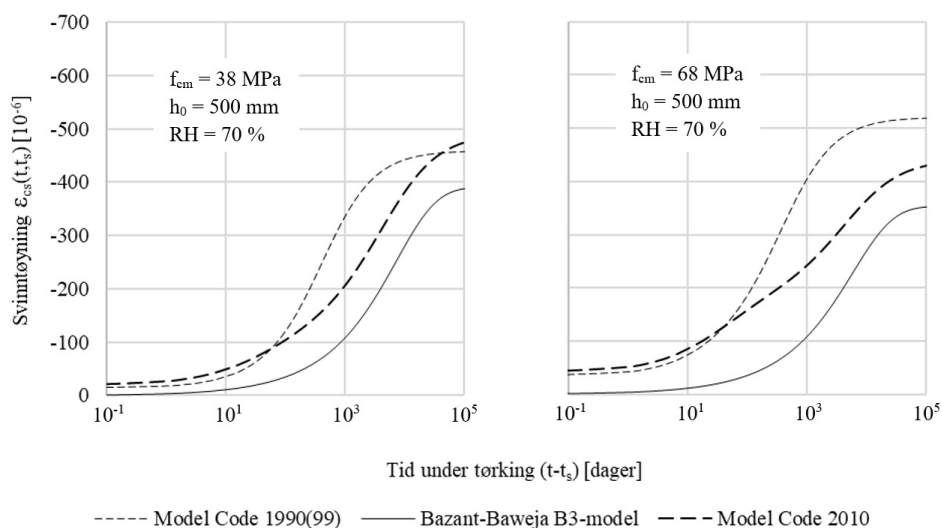


**Figur 8.6:** Svinntøyningssfunksjon for materialmodellene med varierende relativ luftfuktighet



**Figur 8.7:** Svinntøyningssfunksjon for materialmodellene med varierende effektiv tverrsnittshøyde

er det verdt å legge merke til at økt fasthet gir større tøyning i MC1990(99), men for MC2010 og B3-modellen blir tøyningene mindre.



Figur 8.8: Svinnøkningssfunksjon for materialmodellene med varierende trykkfasthet

## 8.4 Temperaturenens effekt

Kryp- og svinnøkning beregnet etter Eurokode 2 kan benyttes innenfor gyldighetsområdet  $-40^{\circ}\text{C} \leq T \leq +40^{\circ}\text{C}$ , der formelverket tar utgangspunkt i middeltemperatur  $20^{\circ}\text{C}$ . Temperaturen i betongen påvirkes av temperaturen i omgivelsene, men også av solstråling, fuktighet og vind. Med avtagende temperatur vil både kryp- og svinnøkningen minke. Den årlige gjennomsnittstemperaturen for kystnære strøk i Norge ligger mellom  $5^{\circ}\text{C}$  og  $10^{\circ}\text{C}$  [23], noe som betyr at øyningene beregnet etter EK2 overestimeres.

I Model Code 2010 kapittel 5.1.10 [19] er det gitt et sett med formler for temperaturens effekt på kryp og svinn. Tilsvarende formler finnes også i MC1990, men er ikke inkludert i Eurokode 2. Videre er disse formelene gjengitt med et beregningseksempel for en gjennomsnittstemperatur lik  $T = 5^{\circ}\text{C}$ . Andre parametere holdes uforandret.

### Trykkfasthet og elastisk deformasjon

Effekten av temperatur i området  $0^{\circ}\text{C} \leq T \leq 80^{\circ}\text{C}$  på betongens sylindrefasthet og E-modul kan tas hensyn til ved å erstatte  $f_{cm}$  med  $f_{cm}(T)$  og  $E_{ci}$  i formel (8.52) med  $E_{ci}(T)$ .

$$f_{cm}(T) = f_{cm}(1,06 - 0,003 \cdot T) = 55,4 \text{ MPa} \quad (8.77)$$

$$E_{ci}(T) = E_{ci}(1,06 - 0,003 \cdot T) = 39\,172 \text{ MPa} \quad (8.78)$$

## Kryp

Effekten av en konstant temperatur annet enn  $20^{\circ}\text{C}$  på kryptøyningen kan tas hensyn til ved å erstatte  $\varphi_{bc}$  og  $\varphi_{dc}$  i likning (8.55) og (8.59) med henholdsvis  $\varphi_{bc,T}$  og  $\varphi_{dc,T}$ .

$$\varphi_{bc,T} = \varphi_{bc} \cdot \varphi_T = 1,308 \quad (8.79)$$

$$\varphi_{dc,T} = \varphi_{dc} \cdot \varphi_T^{1,2} = 0,321 \quad (8.80)$$

$$\varphi_T = \exp [0,015(T - 20)] = 0,799 \quad (8.81)$$

Temperatureffekten påvirker også den tidsavhengige faktoren i tørkende kryp  $\beta_{dc}(t, t_0)$  ved å erstatte  $\beta_h$  i likning (8.65) med  $\beta_{h,T}$ . I tillegg forandres alle faktorer som inneholder  $f_{cm}$ , som i beregninger justert for temperatur benytter  $f_{cm}(T)$ .

$$\beta_{h,T} = \beta_h \cdot \beta_T = 1218,6 \quad (8.82)$$

$$\beta_T = \exp [1500/(273 + T) - 5,12] = 1,317 \quad (8.83)$$

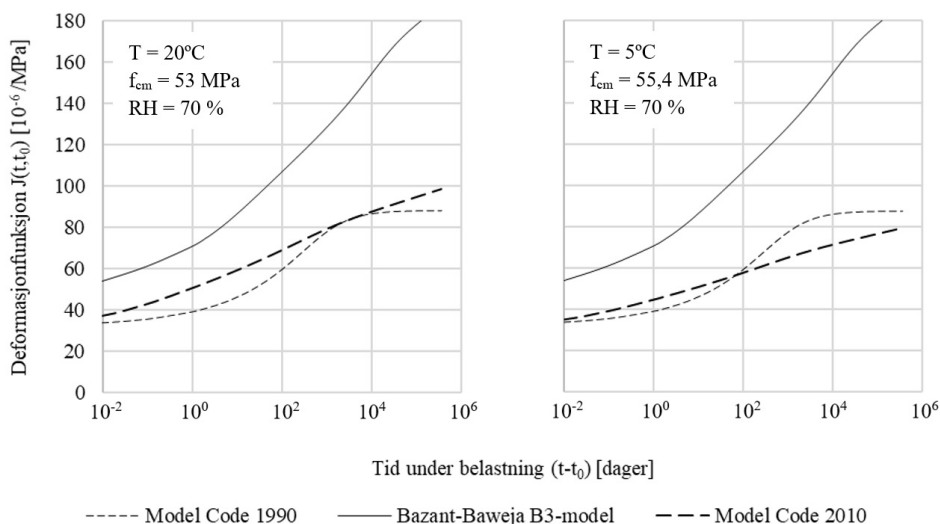
Ved en gjennomsnittstemperatur på  $5^{\circ}\text{C}$  vil dette resulterer i et kryptall etter 100 år som i likning (8.84) innsatt i deformasjonsfunksjonen  $J(t, t_0)$  i likning (8.85)

$$\varphi(t = 36500, t_0 = 3, T = 5) = \varphi_{bc,T}(t, t_0) + \varphi_{dc,T}(t, t_0) = 1,629 \quad (8.84)$$

$$J(t = 36500, t_0 = 3, T = 5) = \frac{1}{E_{ci,T}(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0, T)}{E_{ci}(T)} = 74,6 \cdot 10^{-6} \quad (8.85)$$

I figur 8.9 er påvirkningen over tid ved å forandre gjennomsnittstemperaturen fra  $20^{\circ}\text{C}$  til  $5^{\circ}\text{C}$  vist. Vær oppmerksom på at det kun er Model Code 2010 som er justert for temperatur i denne sammenlikningen. Reduseringen av temperatur gir etter 100 år en reduksjon i kryptøyningen på 18%.





**Figur 8.9:** Deformasjonsfunksjon for materialmodellene med varierende lufttemperatur

### Svinntøyning

Effekten av en konstant temperatur annet enn  $20^{\circ}\text{C}$  på svinntøyningen kan tas hensyn til ved å erstatte  $\beta_{RH}(RH)$  med  $\beta_{RH,T}$  i likning (8.72) for tørkende svinn.

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{sT} = -0,972 \quad (8.86)$$

$$\beta_{sT} = 1 + \left( \frac{4}{103 - RH} \right) \cdot \left( \frac{T - 20}{40} \right) = 0,955 \quad (8.87)$$

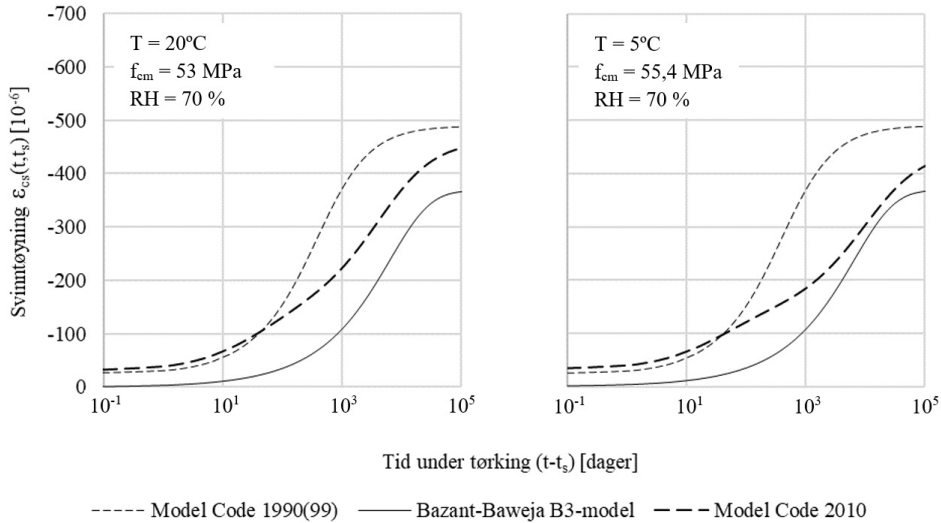
I tillegg påvirkes den tidsavhengige faktoren  $\beta_{ds}(t - t_s)$  i likning (8.75) ved at produktet  $0,035 \cdot (h_0)^2$  erstattes med  $\alpha_{sT}(T)$ .

$$\alpha_{sT}(T) = 0,035 \cdot (h_0)^2 \cdot \exp[-0,06(T - 20)] = 20\,180,7 \quad (8.88)$$

Dette fører til at den totale svinntøyningen etter 100 år, ved en reduksjon av gjennomsnittstemperaturen til  $5^{\circ}\text{C}$ , blir som i likning (8.89).

$$\varepsilon_{cs}(t = 36500, t_0 = 3, T = 5) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) = -376,6 \cdot 10^{-6} \quad (8.89)$$

Figur 8.10 viser hvordan redusert lufttemperatur påvirker svinntøyningen beregnet etter Model Code 2010. Den reduserte temperaturen fører til at svinntøyningen etter 100 år blir redusert med 12%.



**Figur 8.10:** Svinntøyningsfunksjon for materialmodellene med varierende lufttemperatur

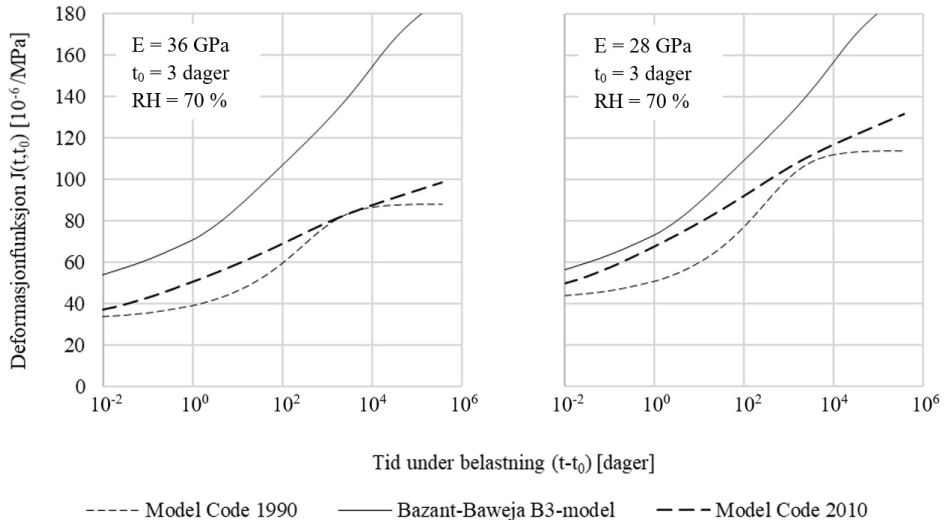
## 8.5 E-modulens effekt

For beregning av kryp- og svinntøyning er E-modulen  $E_{cm}$  gitt i tabell 8.1 beregnet ut fra betongens sylindrefasthet  $f_{cm}$  i henhold til standard for respektiv materialmodell. E-modulen avhenger i stor grad av betongens sammensetning, og spesielt tilslaget. EK2 pkt. 3.1.3(1) [7] sier at verdier for E-modul bør betraktes som veiledende, og kan vurderes særskilt der det er sannsynlig at konstruksjonen vil være følsom for avvik fra disse generelle verdiene.

Ved bygging av Dolmsundbrua ble E-modulen til betongen fastsatt ved målinger før FFB-utbyggingen startet. Dette ble gjort for å kunne foreskrive riktig overhøyder for kragarmene. Prøvingsrapporten viser at betongens E-modul etter 28 døgn er  $E = 26 \text{ GPa}$ . Prøving av E-modul er gjort i henhold til NS 3676, utført av SINTEF Byggforsk. Det ble bestemt basert på denne rapporten at det for Dolmsundbrua skal benyttes en E-modul for 28 døgn på  $E = 28 \text{ GPa}$  i prosjekteringen, jmfør modelleringsgrunnlaget i vedlegg A.

I figur 8.11 er forskjellen i deformasjonsfunksjonen for kryptøyning mellom ulike E-modul vist. En ser at lavere E-modul gir både høyere startnivå og større kryptøyning over tid. Dette gjelder spesielt modellkodene, B3-modellen blir i liten grad påvirket av lavere E-modul. Kryptøyningen beregnet etter MC1990 og MC2010 øker henholdsvis 26% og 25%

ved å redusere E-modulen til  $E = 28$  GPa, samtidig som B3-modellen kun øker 1,5%. Svinntøyning påvirkes ikke av E-modul.



**Figur 8.11:** Deformasjonsfunksjon for materialmodellene med varierende E-modul

## 8.6 Tidligere studier

Det har blitt utført flere studier som sammenlikner ulike materialmodeller for bestemmelse av kryp og svinn i betongkonstruksjoner. I dette delkapittelet presenteres noen av studiene, og hva de har konkludert med. De sprikende konklusjonene illustrerer den generelle usikkerheten knyttet til fenomenet. Alle studiene er utført før Model Code 2010 ble utgitt, og den er derfor ikke en del av deres sammenlikninger.

### Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling (2002)

Peter F. Takács har i sin doktoravhandling ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet undersøkt metoder for å forutsi deformasjoner i fritt-rambygg bruer [22]. Han har etablert en database med observerte deformasjoner i tre fritt-rambygg bruer i Norge; Norddalsfjord bru i Sogn and Fjordane, Støvset bru i Nordland og Stolma bru i Hordaland. Til teoretisk modellering av kryp og svinn har Takács benyttet Model Code 1990 og B3-modellen.

Den beregnede deformasjonen fra B3-modellen er funnet å være mindre i innledende periode, men betraktelig høyere etter lang tid (70 år). Da studien ble utført forelå det totalt åtte

år med målinger på bruene. Så langt har målingene noe bedre enighet med Model Code 1990 enn B3-modellen.

### **Prediction of vertical deflections for a long-span prestressed concrete bridge structure (2005)**

Ian N. Robertson har utført en studie ved University of Hawaii, på nedbøyning av en frittframbygg bru [24]. Brua (The North Halawa Valley Viaduct) ble omfattende instrumentert under bygging i 1994, og testdata etter ni års observasjoner er brukt i denne studien.

For analyse etter lang tid ble programmet SFrame benyttet. Dette programmet er spesielt egnet for trinnvis konstruert oppspenning av betongbruer. Langtids nedbøyningen kalkulert i programmet var vesentlig forskjellig fra de observerte nedbøyningene. Robertson mener dette hovedsakelig skyldes økt kryp og svinn i forhold til det som var forventet i prosjekteringsfasen.

Fire ulike modeller for bestemmelse av kryp og svinn ble vurdert i denne studien.

- ACI-209R-82 model (American Concrete Institute)
- CEB-FIP Model Code 1990
- Bazant-Baweja B3-model
- Gardner-model

Robertson konkluderer med at B3-modellen ga den beste forutsigelsen av langtidseffekten av kryp, mens Gardner-modellen var den beste til å forutsi svinn. Ved bruk av ekstrapolerte verdier for disse to modellene i SFrame, istedenfor MC1990 som er standard i programmet, ble bedre langtidsforutsigelse oppnådd. Beregningene passet bra med målte verdier for både nedbøyning og aksielle betongtøyninger.

### **Comparative Study of Various Creep and Shrinkage Prediction Models for Concrete (2007)**

Rajeev Goel, Ram Kumar og D. K. Paul utførte i 2007 en sammenlikning av ulike materialmodeller for bestemmelse av kryp og svinn [25]. I denne studien sammenliknes flere av de samme materialmodellene som Robertson sammenliknet i 2005. I tillegg er Muller-modellen, som er nært relatert til CEB-FIP Model Code 1990, tatt med. Gardner-modellen fra 1993 ble i 2001 oppdatert av Gardner og Lockman, nå kalt GL2000-model, og det er denne oppdateringen som er med i studien.

Det konkluderes med at GL2000-model er nærmest de eksperimentelle resultatene fra RILEM databank. Antall parametere som er nødvendig for kalkulasjon av kryp og svinn i GL2000 er også minimale i forhold til de andre modellene. Dette er parametere som er lett tilgjengelig i prosjekteringsfasen.

## **Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete (2008)**

Det amerikanske betonginstituttet (ACI) har utarbeidet en veiledning for valg av kryp- og svinntøyning [21]. Modellene som blir presentert i denne studien er de samme som i Robertson's studie, men med den oppdaterte modellen til Gardner, GL2000-model. Modellene er sammenliknet mot testdata fra RILEM databank.

For forutsigelse av svinntøyning ga beregninger etter B3-modellen og GL2000-modellen de beste resultatene. MC1990 underestimerte svinntøyningen. Kryptøyningen ga for alle modellene bortsett fra ACI-modellen akseptable resultater. ACI-modellen underestimerte kryptøyningen for store deler av testresultatene i RILEM databank.

## **8.7 Diskusjon**

### **Valg av materialmodell**

Det er stor forskjell på arbeidsmengden og vanskelighetsgraden av å beregne kryp-, og svinntøyning ved de forskjellige materialmodellene. I valg av materialmodell må en vurdere hva slags informasjon som er tilgjengelig i prosjekteringsfasen, og en må ta stilling til egen kunnskap om fenomenet, da sjansen for å gjøre feil er større ved en mer teoretisk modell.

Et moment i valg av materialmodell er hvorvidt modellen tilfredsstillende retningslinjene satt av RILEM Committee TC 107 [20]. Naturlig nok er Bazant-Baweja B3-model, som ble utviklet sammen med retningslinjene, tilfredsstillende etter disse kravene. CEB-FIP Model Code 1990, Eurocode 2 og flere nasjonale standarder i europeiske land har konflikt med noen av kravene. Samtidig er de sistnevnte modellene enklere og mer egnet til praktisk anvendelse.

En viktig, men ofte oversett egenskap ved beregning av kryp-, og svinntøyning er den forventede feilen i forutsigelsen. Kryp og svinn er blant de mest usikre mekaniske egenskapene til betong. De teoretiske modellene forutsier bare de gjennomsnittlige tendensene basert på observasjoner i tilgjengelige eksperimentelle data. De sprikende resultatene fra de tidligere studiene presentert i kapittel 8.6 viser at samme modell ikke nødvendigvis er riktig under forskjellige forhold.

### **Kryp**

Kryptøyning påvirkes av mange parametere, og gjennom sammenlikningen av materialmodellene for kryp i kapittel 8.3.1 ser en tydeligere hvilke parametere som har størst innvirkning. Betongens trykkfasthet og pålastningstidspunktet er parametere som i størst grad påvirker alle modellene. Den relative luftfuktigheten påvirker modellkodene, men i liten grad B3-modellen.

Temperaturens innvirkning på kryptøyning er ikke ubetydelig. Utgangspunktet i alle modellene er en gjennomsnittstemperatur på  $20^{\circ}\text{C}$ , noe som er langt høyere enn den gjennomsnittlige temperaturen gjennom et år i Norge. På den ene siden er det konservativt å regne med en høyere temperatur, da det vil gi større tøyninger. På den andre siden ønsker man noen ganger å prosjektere kryp mest mulig nøyaktig for å ha kontroll på deformasjonene, og da er det hensiktsmessig å kunne ta hensyn til varierende temperatur.

E-modulen påvirker kryptøyningen i betong. Samme betongresept kan gi store forskjeller i E-modul, hovedsaklig på grunn av stivheten i tilslaget. Det er derfor viktig å vurdere om E-modulen skal bestemmes spesielt ved en betongprøve, da det kan ha stor innvirkning på deformasjonen i byggeprosessen. I utkastet til ny Eurokode 2 er det foreslått en ny prosedyre for beregning av E-modulens påvirkning på kryp og svinn, der E-modulen er bestemt ved prøving.

### Svinn

Som vist i kapittel 8.3.2, har den relative luftfuktigheten stor påvirkning på svinntøyningen. Valg av riktig inputparameter har dermed stor betydning for å forutsi riktig tøyning. HB N400 [9] har bestemmelser for valg av inputparameter for relativ luftfuktighet i prosjektering, men det kan være smart å vurdere dette spesielt for å oppnå en mest mulig korrekt svinntøyning.

Et karakteristisk trekk ved dagens svinmodeller er at modellparameterne er knyttet til tverrsnittet, og de betraktes som ensartede over tverrsnittsarealet. I virkeligheten er virkningen av tørking i et bestemt punkt i betongelementet avhengig av dets posisjon innenfor tverrsnittet, det vil si avstand fra overflaten. En ikke-jevn fordeling vil være upraktisk for en globalanalyse, og en anser derfor en gjennomsnittlig verdi for hele tverrsnittet som representativt. Elementstørrelsen representerer en annen usikkerhetsfaktor, da bruas elementer er betydelig større enn prøvene i forsøkene som er utgangspunkt for svinmodellene.

Temperaturen påvirker svinntøyningen, men det er fuktighetsinnholdet i betongen før temperaturen forandres som har størst betydning. Betongen har høyest fuktighetsinnhold rett etter støping, og en temperaturforandring på dette tidspunktet vil i større grad påvirke tøyningen enn på et senere stadium. Å ta hensyn til samtidig fuktighetsinnhold og temperatur kompliserer svinnberegningen betraktelig, og krever en del antagelser.

### Oppsummering

Det er vanskelig å konkludere med hvilken materialmodell som er mest riktig. Hensikten med denne sammenlikningen har vært å få frem forskjellene i modellene for å ha bedre grunnlag ved valg av modell. En må vurdere hvilke parametere som vil gi størst påvirkning i hvert tilfelle, og hva slags informasjon som er tilgjengelig i prosjekteringsfasen. Det viktigste er derimot å være bevisst på hva kryp-, og svinnberegningen skal brukes til. Skal det være en konservativ beregning for å tilfredstille krav til deformasjoner og nedbøyning, eller skal en på best mulig måte forutsi nøyaktig deformasjon, som for eksempel før kobling av en fritt-frambygg bru.

## Kapittel 9

# Verifikasjon av tøyning i hovedsøylene

### 9.1 Tøyningsmåling i Dolmsundbrua

Som beskrevet i kapittel 3.4, er Dolmsundbrua instrumentert med tøyningsmålere i hovedsøylene og bruoverbygningen. Målingene fra bruoverbygningen er svært knappe og målerne har overskredet maksimal tilatt tøyning i instrumentet, og blir derfor ikke betraktet videre.

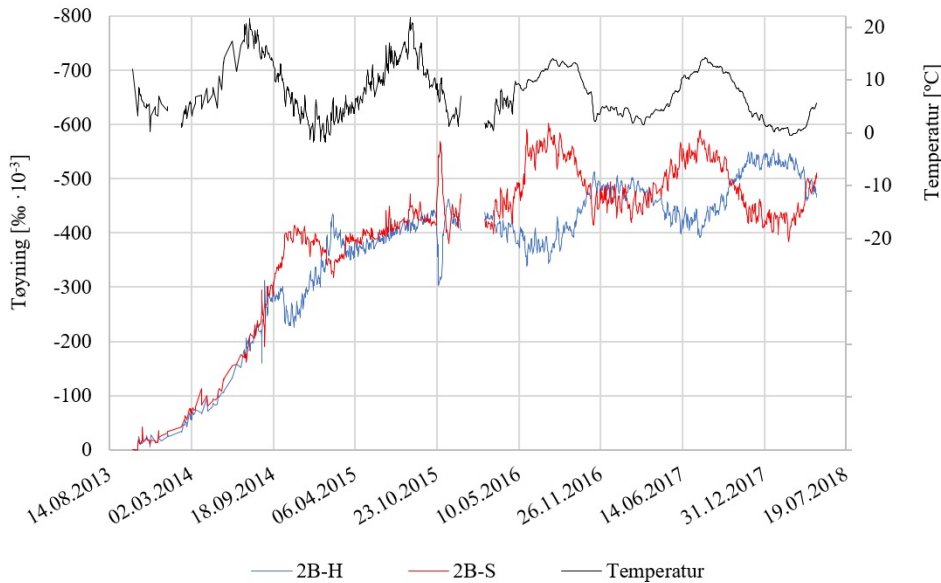
Målerne i brua gir tøyninger i tusendels promille og plottes her på en tidsakse med reelle datoer. I tillegg er lufttemperaturen ved brua plottet på samme tidsakse, med verdier på loddrett sekundærakse. Det er plassert tøyningsmålere seks forskjellige steder i brua som vist i figur 3.9, og hvert snitt er instrumentert med fire målere som vist i figur 3.10.

Navnet på målerne i søylene består av fire tegn, der de to første beskriver plassering i brua. Første siffer beskriver aksenummer, og første bokstav, enten B eller T, og beskriver om det er bunnen eller toppen av søyla som betraktes. Etter bindestreken kommer to bokstaver som beskriver plassering i det aktuelle tverrsnittet. Først H eller S, som sier om det er måling fra sidespenn-siden eller hovedspenn-siden av søylene. Tilslutt beskrives det om måleren er plassert på høyre eller venstre side (sett fra kjøreretning med økende profilnummer) med bokstav H eller V. I figurene i dette kapitlet er gjennomsnittet av målingene på sidespenn-siden av hovedsøylene plottet i rødt og hovedspenn-siden i blått.

#### Søylebunn akse 2 (2B)

Målte tøyninger i bunnen av hovedsøylen i akse 2 er vist i figur 9.1. Tøyningene er negative, det vil si kontraksjon. Den ene tøyningsmåleren på sidespenn-siden av søyla er defekt, og det betraktes derfor kun tre målinger for dette snittet. Under byggingen av søylen

og kragarmene fra akse 2 utvikler tøyningen seg raskt, og en ser jevnt økende sammenstrykking frem til september 2014. Da støpes FFB9 og tverrskottet der hjelpesøylen skal plasseres. Dette gir større belastning på sidespenn-siden. I oktober samme år monteres hjelpesøylen og den elevte FFB-etappen (FFB 2.11) støpes. Dette er en usymmetrisk støp kun på sidespenn-siden. Disse hendelsene fører til en større kontraksjon på sidespenn-siden av søyla, samtidig som hovedspenn-siden avlastes noe.



**Figur 9.1:** Tøyning- og temperaturmåling i bunnen av hovedsøylen akse 2 (2B)

Etter at hjelpesøyla er koblet til blir brua statisk ubestemt. Dette fører til at kryp, svinn og temperatur danner tvangskrefter i den statisk ubestemte delen. Samtidig reduseres tøyningen i sidespenn-siden av søylen fordi hjelpesøyla fører til mindre nedbøyning av kragarmen i sidespennet. Sidespennet kobles til landkar i akse 1 i februar 2015, og ved dette tidspunktet er det kun hovedspennet som har en fri utkragerarm. Frem til kobling i midtspennet støpes FFB-etappene symmetrisk til hver side av søylen, og en ser at tøyningene utvikler seg forholdsvis likt. I slutten av oktober 2015 kobles kragarmene sammen i midtspennet. Dette fører til en momentan økning av kontraksjonen i sidespenn-siden av søyla og ekspansjon i hovedspenn-siden grunnet horisontal jekking av kragarmene mot sidespennet. Etter jekking går tøyningene raskt tilbake til posisjon før jekking. Hensikten med jekkingen er at søylene skal være presset ekstra ut mot sidespennet slik at kontaktsjon av overbygningen over tid grunnet kryp og svinn skal føre søylene tilbake i loddrett posisjon.

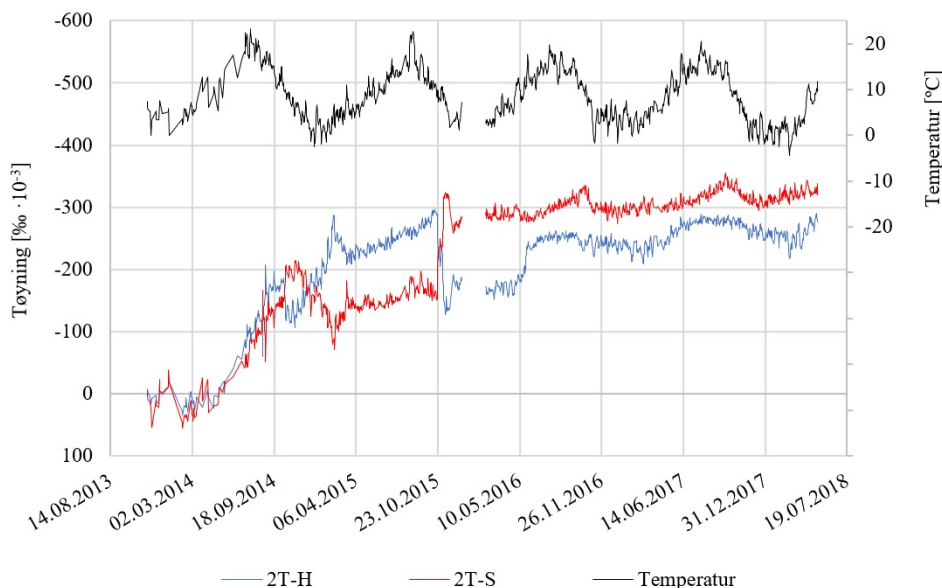
Etter kobling blir tøyningene i stor grad påvirket av temperaturen i omgivelsene. Ved økt temperatur i sommerhalvåret vil bruoverbygningen ekspandere, slik at søylene vil trykkes mot sidespennet i toppen. Dette fører til økt kontraksjon på sidespenn-siden av søylen, og ekspansjon på hovedspenn-siden grunnet krumning av søylen. I vinterhalvåret ser man motsatt effekt, og dette gjentar seg årlig.



### Søyletopp akse 2 (2T)

Figur 9.2 viser tøyingene i toppen av hovedsøylen i akse 2. En ser mange av de samme tendensene som i bunnen av søylen, men i noe forskjellig grad. I starten er tøyingene positive, noe som betyr at søyla ekspanderer. Dette kommer av at det utvikles hydratasjonsvarme når vann og sement reagerer i herdeprosessen. Den usymmetriske støpen i oktober 2014 viser større tøyinger i sidespenn-siden av søylen, men mindre forskjell enn i bunnen av søylen (2B). Kobling av sidespennet mot landkar i akse 1 påvirker søyletoppen i stor grad. Da blir sammentrykningen av hovedspenn-siden større enn sidespenn-siden. Hovedspennet er på dette tidspunktet fortsatt en utkragerarm, og denne tendensen vedvarer frem til kobling av hovedspennet.

Jekking og kobling av hovedspennet kommer tydelig frem i slutten av oktober 2015. I dette snittet ser man ønsket effekt av jekkingen, da sidespenn-siden av søylen har vedvarende høyere kontraksjon enn hovedspenn-siden. Over tid vil hovedspennet trekkes sammen, og en kan se at tøyingene går mot hverandre. Av den grunn vil bøyetøyingene i søylen være små, og den totale tøyingen hovedsaklig bestå av normaltøying.



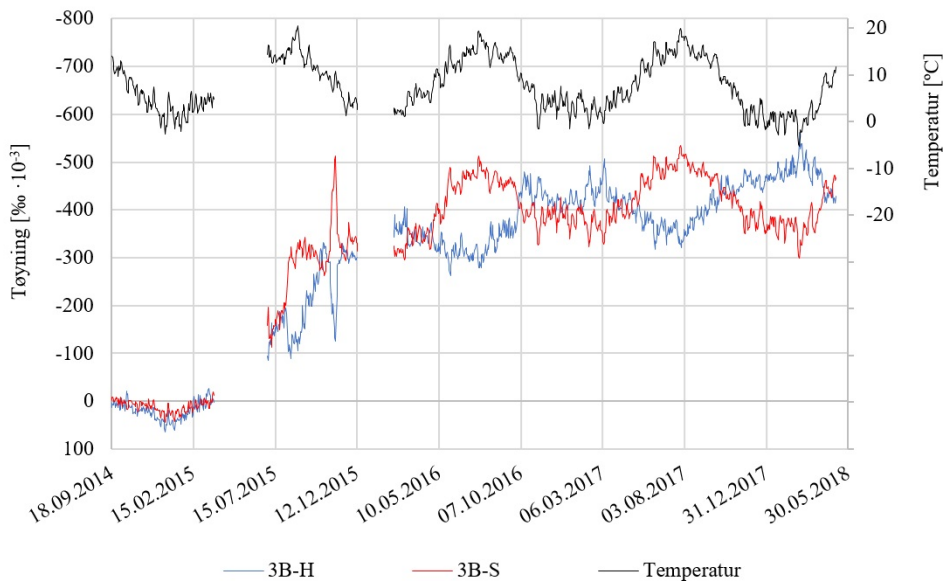
**Figur 9.2:** Tøying- og temperaturmåling i toppen av hovedsøyle akse 2 (2T)

Etter kobling av midtspennet blir tøyingene påvirket av temperatur. Toppen av søylen påvirkes i langt mindre grad av årstidsvariasjonene i temperatur enn bunnen av søylen. I motsetning til søylebunnen er det liten forskjell på sidespenn-siden og hovedspenn-siden. Dette kan komme av at søylen krummes mindre i toppen grunnet monolittisk forbindelse mellom søyle og bruoverbygning.

### Søylebunn akse 3 (3B)

Tøyningsmålingene i bunnen av hovedsøylen i akse 3 er vist i figur 9.3. I to perioder i byggefasen har tøyningsmålerne vært ute av drift, og målinger finnes derfor ikke i disse periodene. Målingene for søylen i akse 3 viser generelt de samme tendensene som akse 2. Kobling og jekking av midtspennet kommer tydelig frem i oktober 2015. Jekking påvirker akse 3 i stor grad da det skjer på et tidligere tidspunkt etter at kragarmene er støpt.

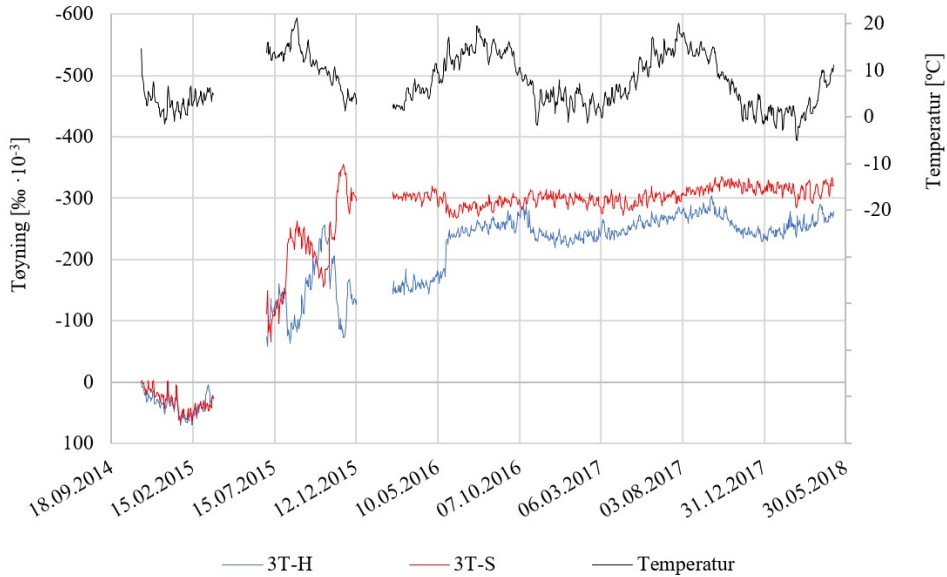
Tøyningene etter kobling av midtspennet opptrer på samme måte som bunnen av akse 2. En ser en alternerende oppførsel i hvordan sidespenn-siden og hovedspenn-siden av søylen påvirkes av temperaturen ved ulike årstider. Sidespenn-siden av søylen trykkes sammen i sommerhalvåret når bruoverbygningen ekspanderer, og hovedspenn-siden trykkes sammen i vinterhalvåret når bruoverbygningen trekkes sammen.



**Figur 9.3:** Tøyning- og temperaturmåling i bunnen av hovedsøyle akse 3 (3B)

### Søyletopp akse 3 (3T)

Figur 9.4 viser de målte tøyningene i toppen av søylen i akse 3. Også her mangler en del målinger fra byggefasen. En ser allikevel de samme tendensene med økte tøyning i sidespenn-siden av søylen ved usymmetrisk støp og sammenkobling av midtspennet. I driftsfasen påvirkes tøyningene i liten grad av årstidsvariasjonene i temperatur, på samme måte som toppen av søylen i akse 2. Siden samme tendens vises i både akse 2 og 3 styrkes påstanden om at dette skyldes den monolittiske forbindelse til bruoverbygningen som hindrer krumning i toppen av søylen.



Figur 9.4: Tøyning- og temperaturmåling i toppen av hovedsøyle akse 3 (3T)

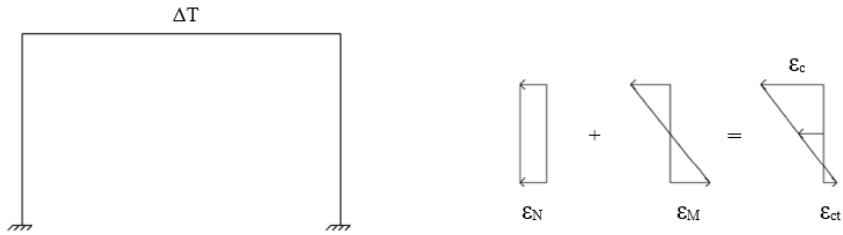
## 9.2 Verifikasjon av tøyingsberegning i NovaDesign

NovaDesign er dimensjoneringsprogrammet som benyttes sammen med NovaFrame, og for å sammenlikne målte tøyninger med beregninger er det ønskelig å ta ut tøyninger i aktuelle snitt. Analyser fra NovaFrame kan lagres i en database, og deretter åpnes i NovaDesign for videre dimensjonering. I NovaDesign kan tøyninger kalkuleres ved å angi lastkombinasjon som ønskes analysert.

For å verifisere hvordan NovaDesign beregner tøyning, er en enkel ramme analysert. Figur 9.5 viser rammen, som i tillegg til egenlast, påføres en jevn temperaturøkning over tverrsnittet på  $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$  på toppbjelken. Først modelleres og analyseres rammen i NovaFrame. Deretter åpnes analysen i NovaDesign, og en kan finne tøyning i ønsket snitt.

Tøyningene beregnet i NovaDesign sammenliknes med håndberegninger. Basert på moment- og aksialkraftdiagrammer fra NovaFrame kan tøyningene beregnes etter formel (9.1). Den totale tøyningen består av to ledd; normaltøyning og bøyetøyning. Normaltøyningen kommer av aksialspenning og bøyetøyning av bøyespenning. Det er valgt å betrakte to snitt, midten av feltet på toppbjelken og toppen av den ene søylen, da dette er punkter med ekstremalverdier for moment og aksialkraft. I tabell 9.1 er tøyningene fra NovaDesign og håndberegning oppsummert.

$$\varepsilon = \varepsilon_N + \varepsilon_M = \frac{N}{EA} + \frac{M}{EI}z \quad (9.1)$$



**Figur 9.5:** Analysert ramme og tøyningsdiagrammer

**Tabell 9.1:** Sammenlikning av tøyninger fra NovaDesign og håndberegning

	Bjalkemidte		Søyletopp	
	NovaDesign	Håndberegning	NovaDesign	Håndberegning
Trykktøyning $\varepsilon_c$	-0,08 ‰	-0,07 ‰	-0,09 ‰	-0,08 ‰
Strekktøyning $\varepsilon_{ct}$	0,08 ‰	0,07 ‰	0,08 ‰	0,07 ‰

Det er bra samsvar mellom tøyninger fra NovaDesign og håndberegning. Det er enighet om hvor i rammen det oppstår trykk og strekk, og det er rimelig enighet om tallverdiene. De små forskjellene på verdiene kan forklares med at tøyningene er beregnet med avrundede verdier for krefter og momenter. Det er veldig lave krefter og momenter forårsaket av de valgte lastene, og dermed små tøyninger.

Fullstendig beregning av tøyning, resultater fra NovaDesign, samt moment- og aksialkraftdiagrammer er gitt i vedlegg H.

Legg merke til at jevn temperaturøkning over tverrsnittet også gir bøyetøyning i tillegg til normaltøyning. I utgangspunktet skal denne temperaturlasten kun påføre konstruksjonen aksialkraft, og dermed kun normaltøyning. Grunnen til bøyetøyning kan være at den stive koblingen mellom bjelke og søyle fører til at bjelken vil krummes, og dermed få bøyetøyning.

### 9.3 Sammenlikning av målt og beregnet tøyning

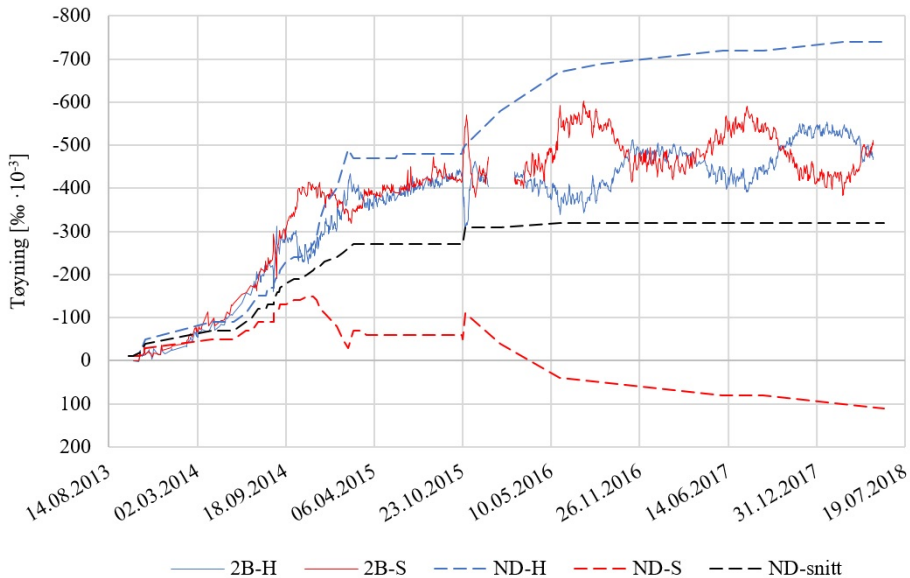
I NovaFrame er Dolmsundbrua modellert med byggefaser basert på faktiske tidspunkt for utbyggingen av FFB-etappene. Dette gjør at en kan analysere brua etter hver nye utbygging, og finne momenter og reaksjonskrefter på ønsket tidspunkt i byggefase. Ved å lese analysefilen fra de ulike utbyggingsfasene i NovaDesign kan en finne tøyninger i konstruksjonen i ønsket snitt. I dette kapitlet er beregnede tøyninger fra NovaFrame og

NovaDesign sammenliknet med de målte tøyningene i Dolmsundbrua, som presentert i kapittel 9.1. Det er benyttet lastfaktor 1,0 på lastene i NovaFrame, da denne analysen skal brukes til sammenlikningen av reelle målinger.

Videre blir målte og beregnede tøyninger sammenliknet over tid. De målte tøyningene i Dolmsundbrua blir plottet i blått og rødt for henholdsvis tøyningen på hovedspenn- og sidespenn-siden av søyla. De beregnede tøyningene fra NovaDesign plottes i tilsvarende farger for samme posisjon i snittet med stiplede linjer. Normaltøyningen, som er gjennomsnittet av maksimal strekk- og trykktøyning, er plottet i sort.

### Søylebunn akse 2 (2B)

I figur 9.6 er de målte tøyningene i bunnen av hovedsøylen i akse 2 plottet sammen med den beregnede tøyningen fra NovaDesign. I starten av byggefasen, ved utbygging av søylen og symmetriske kragarmer, ser man god overensstemmelse mellom måling og beregning. Den usymmetriske støpen mot sidespennet og tilkobling av hjelpesøyle fremkommer ikke i de beregnede tøyningene. Fra februar 2015 ser man en forskjell mellom hovedspenn- og sidespenn-siden i den beregnede tøyningen. Hovedspenn-siden har en større kontraksjon, noe som kommer av at sidespennet blir koblet til landkar, og det er kun hovedspennet som har fri kragarm.



**Figur 9.6:** Sammenlikning av målte og beregnede tøyninger i bunnen av hovedsøyle akse 2 (2B)

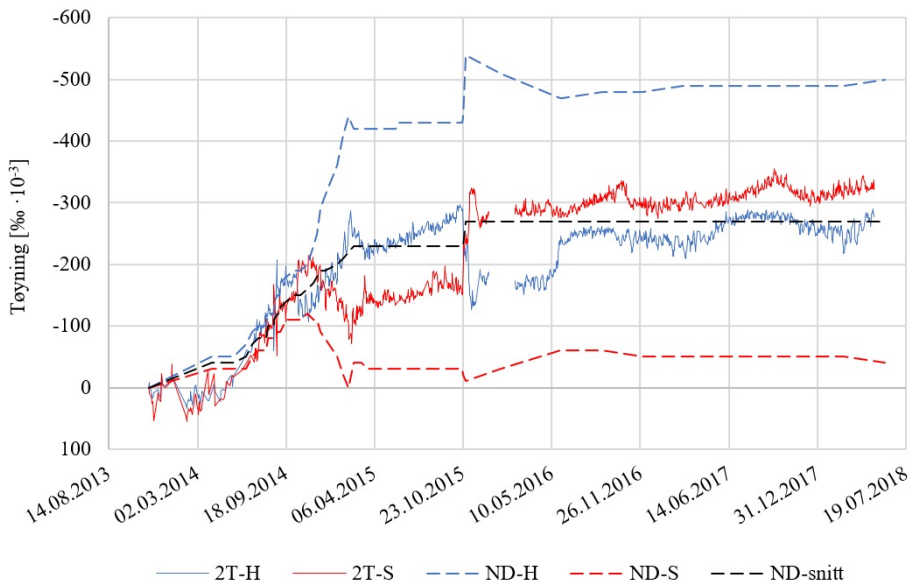
Etter kobling mot landkar i akse 1, stabiliseres den beregnede tøyningen. Dette kommer av at det eneste som forandres i beregningsmodellen videre er de tidsavhengige deformasjonslastene kryp og svinn, som utgjør lite på kort tid. De beregnede tøyningene gjør et

sprang ved kobling av midtspennet. Målingene i brua viser en fortsatt økning også etter ferdig utbygging, og den påvirkes i tillegg av årstidsvariasjoner. Årstidsvariasjoner i temperatur blir normalt ikke modellert, kun forventet maksimal og minimal temperatur blir analysert i beregningen.

Den generelle oppfatningen er at NovaDesign overestimerer bøyetøyningen i søyla, noe en ser av de store forskjellene i tøyningene mellom hovedspenn- og sidespenn-siden. Hovedspenn-siden har gjennom hele tidsforløpet den største trykktøyningen, i motsetning til målingene som i større grad påvirkes av hendelser i byggefasen, som usymmetrisk støp og tilkobling av hjelpesøylen. De to kurvene for målte tøyninger er mer samlet, noe som betyr at normaltøyningen er hovedkomponenten i den totale tøyningen. Målte tøyninger sammenliknet med beregnet normaltøyning gir bedre samsvar.

### Søyletopp akse 2 (2T)

Sammenlikningen av målte og beregnede tøyninger i toppen av hovedsøylen i akse 2, vist i figur 9.7, viser godt samsvar. En ser økende kontraksjon i begge sider av søyla fram til hjelpesøylen kobles til i oktober 2014. Etter tilkobling av hjelpesøylen avlastes sidespennet, samtidig som hovedspenn-siden får økt kontraksjon. Etter kobling av sidespennet til landkar i akse 1 i februar 2015 vil tøyningene stabiliseres siden utbyggingen av kragarmene er ferdigstilt.



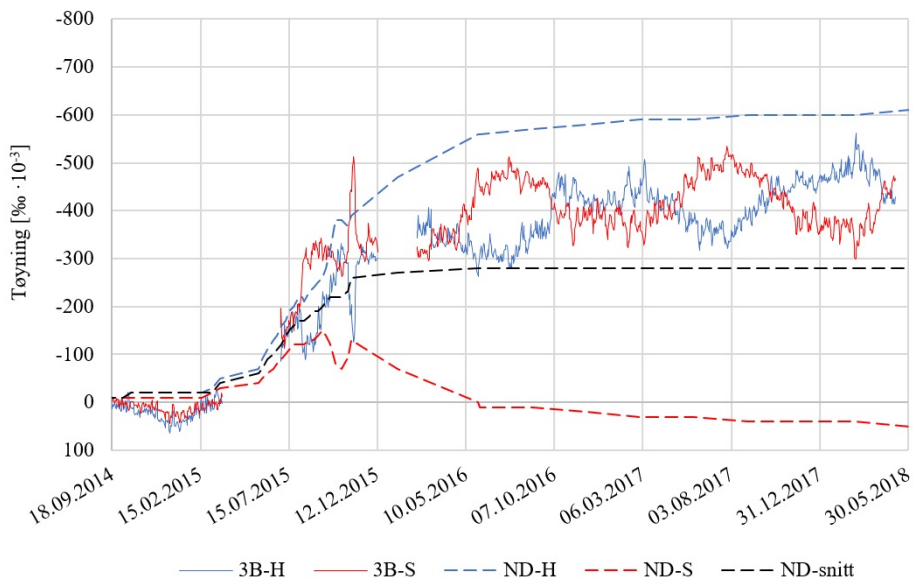
**Figur 9.7:** Sammenlikning av målte og beregnede tøyninger i toppen av hovedsøyle akse 2 (2T)

Ved kobling av hovedspennet får hovedspenn-siden av søyla økt kontraksjon, noe som strider mot målingene. Jekking av kragarmene i forbindelse med kobling fører til at målt

tøyning for hovedspenn-siden reduseres. Dette er naturlig, og den ønskede virkningen av jekkingen. En ser generelt samme tendenser i søyletoppen som søylebunnen med tanke på forholdet mellom bøyetøyning og normaltøyning. I søyletoppen samsvarer målt og beregnet normaltøyning meget bra.

### Søylebunn akse 3 (3B)

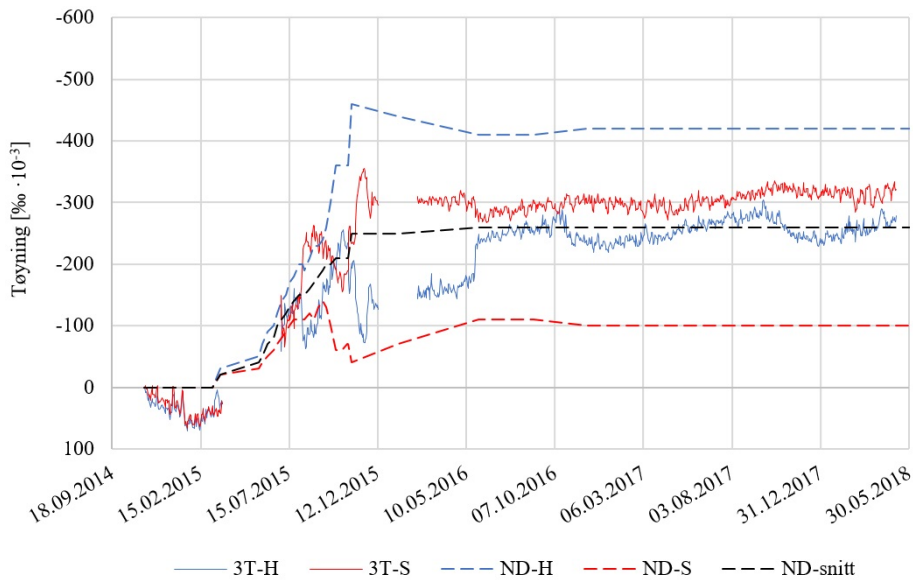
Figur 9.8 viser målt og beregnet tøyning i bunnen av hovedsøylen i akse 3. Her ser man samme tendens som for søylebunn i akse 2, med godt samsvar frem til kobling mot akse 4. Etter kobling av midtspennet blir nok en gang bøyetøyningene dominerende, med størst kontraksjon på hovedspenn-siden av søyla.



**Figur 9.8:** Sammenlikning av målte og beregnede tøyninger i bunnen av hovedsøyle akse 3 (3B)

### Søyletopp akse 3 (3T)

Sammenlikningen av målt og beregnet tøyning for toppen av søylen i akse 3 er vist i figur 9.9. På samme måte som toppen av søylen i akse 2 viser også akse 3 svært godt samsvar mellom målt og beregnet normaltøyning. I byggefasen er tøyningsskurvene nærmest sammenfallende, og i driftsfasen samsvarer normaltøyningen for målt og beregnet tøyning.



**Figur 9.9:** Sammenlikning av målte og beregnede tøyninger i toppen av hovedsøyle akse 3 (3T)

## 9.4 Diskusjon

Sammenlikning av målte og beregnede tøyninger viser tidvis bra samsvar. Det er spesielt godt samsvar i byggefasene, så lenge utbyggingen over søylene er symmetrisk. Etterhvert som usymmetriske utbygginger betraktes, vil momentene i søylen føre til bøyespenninger og dermed bøyetøyning i søyla. Virkningen av bøyetøyning overestimeres i analysemodellen sammenliknet med målinger. Målingene viser at søylene blir lite påvirket av bøyemomenter, og at normaltøyning fra aksialkrefter er dominerende. Som nevnt i kapittel 2.3 er brua modellert uten slakkarmering. Armering i søylene vil redusere bøyetøyningen slik at beregnet og målt tøyning ville hatt bedre samsvar. Det er viktig å være klar over usikkerheten rundt kalibrering ved oppstart av slike målinger, og at eventuelle feil ved oppstart vil følge med videre.

For at sammenlikningen mellom målte og beregnede tøyninger skal samsvare bedre, kan NovaFrame-modellen optimaliseres. I kapittel 8.3.1 fremkommer det at kryptøyning beregnet etter Model Code 2010 vil gi større tøyninger enn materialmodellen for kryp i EK2. Ved å implementere MC2010 som utgangspunkt for kryp og svinntøyning vil tøyningene bli høyere og trolig samsvare bedre med målinger. Etter kobling av midtspennet blir tøyningen påvirket av kryp, svinn og årstidsvariasjoner i temperatur. Temperaturforandringer påvirker lengdeutvidelse i overbygningen, som videre fører til tøyninger i søylene. En optimalisert NovaFrame-modell kan også modelleres med årstidsfaser basert på sannsynlig gjennomsnittstemperatur for stedet. Kryp- og svinntøyning påvirkes av temperatur, som vist i kapittel 8.4, og dette kan inngå i samme analysemodell.



## Kapittel 10

# Verifikasjon av lengdeutvidelse i bruoverbygningen

I dette kapitlet presenteres målinger av lengdeutvidelse i overbygningen i Dolmsundbrua. Bruas lengdevariasjon skyldes i hovedsak virkninger fra kryp, svinn og temperatur. Målingene sammenliknes med beregnet lengdeutvidelse forårsaket av temperaturforandring, da dette er den viktigste faktoren for lengdeutvidelse.

Bruas totale lengde  $L_0$  har sammenheng med temperaturen  $T_0$  da brua ble bygget. Om temperaturen økes med  $\Delta T$  grader Celsius vil brua få en forlengelse  $\Delta L$ , og dermed en temperaturtøyning  $\varepsilon_{temp}$ . Temperaturtøyningen kan beregnes etter formel (10.1), og avhenger av temperaturforandring og materialets temperaturutvidelseskoeffisient  $\alpha_T$  [26].

$$\varepsilon_{temp} = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{\alpha_T \Delta T L_0}{L_0} = \alpha_T \Delta T \quad (10.1)$$

Temperaturtøyningen gjelder hvis brua er fri til å bevege seg (statisk bestemt), og dermed spenningsfri. Hvis brua er forhindret fra å forandre lengde ( $\varepsilon = 0$ ), for eksempel opplagret mot forskyvning, vil det oppstå trykkspenninger i konstruksjonen. Aksialkraften på grunn av temperaturspenningen kan beregnes ved Hooks lov etter formel (10.2).

$$F = EA \cdot (-\varepsilon_{temp}) = -EA \alpha_T \Delta T \quad (10.2)$$

Om temperaturøkningen varierer over tverrsnittshøyden vil brua tøyes forskjellig på over- og undersiden, og føre til krumning av bruoverbygningen. Dette fenomenet er ikke betraktet i dette kapitlet, men ble beskrevet i kapittel 4.2.3, og er en del av den totale lastkombineringen i brudd- og bruksgrensetilstanden.

## 10.1 Lagerinnstillinger og temperaturmåling i Dolmsundbrua

Dolmsundbruas totale ekspansjon og kontraksjon kan anslås basert på målte fugeåpninger og lagerinnstillinger. Brua har et ensidig og et allsidig bevegelig lager i akse 1, 4, 5 og 6. I akse 1 og 6 er det mulig å lese av lagerinnstillinger uten stillas eller lift, og det er derfor hensiktsmessig å utføre målinger her. Lagerinnstillinger må avleses manuelt, og det kan derfor forekomme avvik grunnet unøyaktig avlesning.



Figur 10.1: Lager akse 6 i Dolmsundbrua

Det har blitt utført fem avlesninger av lagerinnstillinger siden kobling av hovedspennet 28.10.2015. I tabell 10.1 er lagerinnstilling og temperaturen for avlesningsdagene presentert.

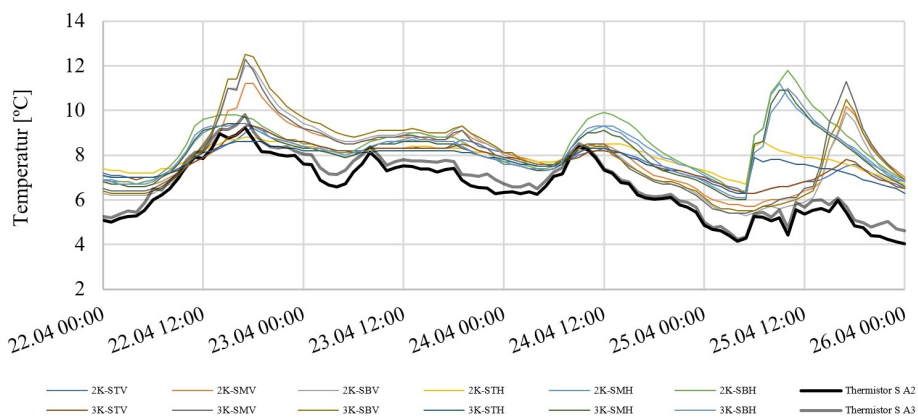
Tabell 10.1: Målte lagerinnstillinger og temperatur i Dolmsundbrua

	Lagerinnstilling [mm]	$\Delta L$ [mm]	Temperatur [°C]	$\Delta T$ [°C]	$\Delta L/\Delta T$ [mm / °C]
28.10.15	0		7		
27.06.16	20	20	15	8	2,50
10.11.16	-64	-84	-2	-17	4,94
26.10.17	-32	32	8	10	3,20
18.01.18	-67	-35	0	-8	4,38
25.04.18	-38	29	8	8	3,63

Lagerinnstilling gitt i tabellen er summen av avlest forskyvning for akse 1 og 6. Utgangspunktet for lagerinnstillingen er bruas posisjon ved kobling av midtspennet. Positiv lagerinnstilling betyr ekspansjon og negativ betyr kontraksjon av bruoverbygningen i forhold til posisjon ved kobling. Horisontal forskyvingen av bruoverbygningen fra en avlesning til en annen,  $\Delta L$ , angir bruas ekspansjon eller kontraksjon siden forrige avlesning.

Temperaturen for avlesningstidspunktet er basert på målinger gjort ved brua. Det er montert en termistormåler utenpå hver av hovedsøylene som måler lufttemperaturen. I tillegg måles temperaturen inne i konstruksjonen, da det er termistormålere i tøyningmålerne (2K-X/3K-X). Dette har sammenheng med at betongen bruker lengre tid på å forandre innvendig temperatur enn hvordan lufttemperaturen forandres. Av den grunn er det valgt å betrakte temperaturen over et tidsrom på 72 timer før avlesning av lagerinnstilling ved bestemmelse av betongtemperaturen. Temperaturforandringen fra forrige avlesning  $\Delta T$  er hovedårsaken til bruas ekspansjon eller kontraksjon i samme tidsrom.

I figur 10.2 er temperaturen fra de forskjellige målerne plottet for perioden 22.04.2018 til 26.04.2018. Dette ble brukt som grunnlag til å bestemme temperaturen i betongen i forbindelse med avlesning av lagerinnstilling 25.04.2018. En ser at det er forskjell i målingene, spesielt mellom lufttemperatur (Thermistor S A2/A3) og temperatur i tøyningmålerne (2K-X/3K-X). Dette har sammenheng med at betongen bruker lengre tid på å forandre innvendig temperatur enn hvordan lufttemperaturen forandres. Av den grunn er det valgt å betrakte temperaturen over et tidsrom på 72 timer før avlesning av lagerinnstilling ved bestemmelse av betongtemperaturen. Temperaturforandringen fra forrige avlesning  $\Delta T$  er hovedårsaken til bruas ekspansjon eller kontraksjon i samme tidsrom.



**Figur 10.2:** Målt temperatur ved Dolmsundbrua siste 72 timer før avlesning av lagerinnstilling

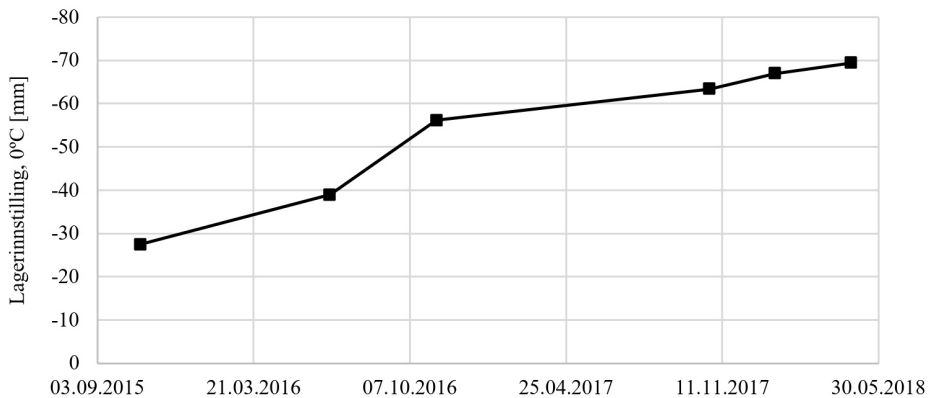
Bruas ekspansjon for hver økte grad,  $\Delta L/\Delta T$ , er gitt i siste kolonne i tabell 10.1. Denne verdien har stor variasjon, og kan blant annet forklares med at andre effekter enn temperatur påvirker lengdeutvidelsen. Kryp og svinn er slike effekter, og påfører bruoverbygningen kontraksjon. Av den grunn ser man større lengdeforandring per grad når temperaturen går ned. Et annet moment er antagelsen om konstant temperaturutvidelseskoeffisient. Ved store temperaturendringer kan andre termiske effekter påvirke utvidelseskoeffisienten. Dette krever et større datagrunnlag for å undersøke nærmere. Selv om det er stor forskjell på verdiene, er det valgt å beregne en gjennomsnittlig lengdeutvidelse per økt grad for Dolmsundbrua i likning (10.3).

$$\bar{x}_{\Delta L/\Delta T} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta L_i / \Delta T_i = 3,73 \text{ mm} / ^\circ\text{C} \quad (10.3)$$

For å forstå hvordan andre effekter enn temperatur påvirker lagerinnstillingen kan den korrigeres til å være uavhengig av temperatur. Ved å anta konstant temperaturutvidelses-koeffisient, kan lagerinnstillingen justeres til å gjelde for temperatur  $T = 0^\circ C$  ved alle avlesningstidspunkt. Dette kan beregnes ved å trekke fra temperaturbidraget på lagerinnstillingen, som vist i likning (10.4).

$$\Delta L_{0^\circ C} = \Delta L_i - \alpha_T \Delta T_i L_0 \quad (10.4)$$

I figur 10.3 er  $\Delta L_{0^\circ C}$  plottet som vertikal avstand mellom markørene. En ser at disse effektene, som i hovedsak er kryp og svinn, alltid vil gi kontraksjon, men i stadig mindre grad. Dette stemmer overens med det faktum at både kryp og svinn utvikler seg raskt i fersk betong, men i avtagende hastighet.



Figur 10.3: Lagerinnstilling korrigert for temperatur

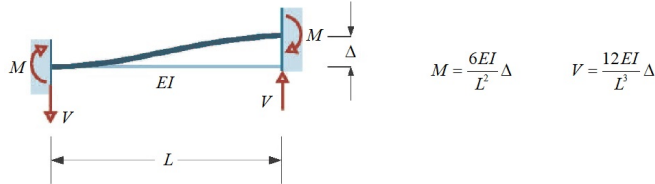
## 10.2 Verifikasjon av lengdeutvidelse i NovaFrame

For å verifisere hvordan NovaFrame beregner lengdeutvidelse er Dolmsundbrua betraktet med temperaturlast, og resultatet er sammenliknet med håndberegninger. Brua utsettes for en økning i temperaturen på  $\Delta T = 10^\circ C$ , jevnt over tverrsnittet. Alle andre laster er neglisjert i denne sammenlikningen.

NovaFrame beregner den totale ekspansjonen av Dolmsundbrua ved ti grader temperaturøkning til 36,9 mm. Total ekspansjon er summen av horisontal forskyving av akse 1 og 6. Hovedspennet ekspanderer totalt 11,9 mm, og det oppstår en aksialkraft på 1220 kN. Aksialkraften oppstår fordi hovedspennet ikke får ekspandere fritt, men holdes tilbake av hovedsøylenes innspenning og friksjonskrefter i lagrene.

For å håndberegne ekspansjon av hovedspennet må stivheten til søylene tas i betraktning. Søylene i akse 2 og 3 er fast innspent i bunnen og monolittisk forbundet til bruoverbygning-

gen. Stivheten for en bjelke, fast innspent i begge ender, kan beregnes etter bjelkeformelen i figur 10.4 [27]. Stivheten til de to hovedsøylene er beregnet i likning (10.5) og avhenger av søylenes bøyestivhet  $EI$ , samt søylenes lengde.



**Figur 10.4:** Bjelkeformel for fast innspent bjelke [27]

$$K = 2 \cdot \frac{12EI}{L^3} = 1\,944 \cdot 10^3 \text{ N/mm} \quad (10.5)$$

Kraften i hovedspennet på grunn av temperaturøkningen beregnes etter likning (10.6). Den avhenger av aksialstivheten til bruoverbygningen  $EA$ , samt temperaturutvidelseskoefisienten  $\alpha_T$  og temperaturøkningen  $\Delta T$ . Ekspansjonen av hovedspennet beregnes med forskyvningsmetoden i likning (10.7).

$$R = EA \alpha_T \Delta T = 23,8 \cdot 10^6 \text{ N} \quad (10.6)$$

$$Kr = R \Rightarrow r = K^{-1}R \Rightarrow \Delta L_{\text{hovedspenn}} = 12,2 \text{ mm} \quad (10.7)$$

Sidespennet kan ekspandere fritt da brua er opplagret på glidelager i endene, og beregnes etter likning (10.8). Total ekspansjon av brua kan nå beregnes ved å summere ekspansjonen av hovedspennet og sidespennene. Dette gir total ekspansjon på 35,3 mm i likning (10.9).

$$\Delta L_{\text{sidespenn}} = \alpha_T \Delta T L = 23,1 \text{ mm} \quad (10.8)$$

$$\Delta L = \Delta L_{\text{hovedspenn}} + \Delta L_{\text{sidespenn}} = 35,3 \text{ mm} \quad (10.9)$$

Om brua ikke hadde blitt holdt tilbake av hovedsøylene, men kunne ekspandere fritt, ville hovedspennet ekspandert  $\Delta L_{fri} = 16,2 \text{ mm}$  (10.10). Differansen mellom hva brua ønsker å ekspandere, og hva hovedsøylene tillater er dermed  $\Delta L' = 4 \text{ mm}$  (10.11). Denne differansen fører til tvangskrefter i hovedspennet. Aksialkraften som oppstår på grunn av disse tvangskreftene er beregnet i likning (10.12).

$$\Delta L_{fri} = \alpha_T \Delta T L_{\text{hovedspenn}} = 16,2 \text{ mm} \quad (10.10)$$

$$\Delta L' = \Delta L_{fri} - \Delta L = 4 \text{ mm} \quad (10.11)$$

$$F = 2 \cdot \frac{12EI}{L^3} \Delta L' = 7\,597 \text{ kN} \quad (10.12)$$

Resultatene fra NovaFrame og håndberegning er oppsummert i tabell 10.2, og viser god overensstemmelse for ekspansjon av bruoverbygningen. Samtidig ser en stort avvik i aksialkraften i hovedspennet. Aksialkraften beregnet i NovaFrame er verifisert med analyseprogrammet RM Bridge, og er gitt i vedlegg F. Grunnen til det store avviket kan komme av forenklinger i håndberegningen, som bruk av konstant gjennomsnittlig tverrsnitt i bruoverbygningen og ingen kurvatur i brua. Det er allikevel grunn til å tro at en så stor forskjell må skyldes at andre forutsetninger er lagt til grunn i analyseprogrammene. I kapittel 9.2 fremkommer det at jevn temperaturøkning over tverrsnittet gir bøyetøyninger i NovaDesign, selv om temperaturøkningen kun fører til aksialkraft i bjelken. Av samme grunn kan den lave aksialkraften fra NovaFrame forklares med at temperaturøkningen fører til krumning av bruoverbygningen, og dermed mindre aksielle tvangskrefter.

**Tabell 10.2:** Lengdeutvidelse og aksialkrat beregnet i NovaFrame og ved håndberegning

	NovaFrame		Håndberegning	
	$\Delta L$ [mm]	Aksialkraft [kN]	$\Delta L$ [mm]	Aksialkraft [kN]
Hovedspenn	11,9	1220	12,2	7597
Sidespenn	25,0		23,1	
Total	36,9		35,3	

### 10.3 Sammenlikning av målt og beregnet lengdeutvidelse

For å sammenlikne målt og beregnet lengdeutvidelse i Dolmsundbrua er resultatene regnet om som lengdeutvidelsen for brua per økt grad Celsius [ $mm / ^\circ C$ ]. I tabell 10.3 er målt lengdeutvidelse i Dolmsundbrua sammenliknet med resultater fra beregning i NovaFrame og håndberegninger.

Målingene av lagerinnstilling ble presentert i kapittel 10.1 og den gjennomsnittlige lengdeutvidelsen per økt grad Celsius gitt i likning (10.3). Gjennomsnittet er basert på fem målinger. For en tryggere verifisering bør det utføres flere målinger, slik at datagrunnlaget blir større.

Lengdeutvidelse beregnet i NovaFrame er utført ved å beregne forskyvning av akse 1 og 6, da brua er utsatt for egenvekt, forspenning, kryp og svinn. Deretter er brua påført temperaturlast. Differansen mellom ekspansjonen i brua før og etter temperaturlast er påført tilsier

at brua utvides  $\Delta L = 3,69 \text{ mm}/^\circ\text{C}$ . Alle beregninger i NovaFrame for lengdeutvidelse er utført med lastfaktor 1,0.

Metoden for håndberegning av lengdeutvidelse ble vist i kapittel 10.2, og er basert på temperaturutvidelse. Spennkraft, kryp og svinn blir ikke betraktet i håndberegningene, noe som fører til at den beregnede ekspansjonen blir større enn i virkeligheten. Dette skyldes at de neglisjerte lastene vil føre til kontraksjon i brudekket.

Fri utvidelse er beregnet som ren temperaturutvidelse, uten at hovedsøylene og lagrene holder hovedspennet noe tilbake. Dette er inkludert som en sammelikning, for å vise hva søylestivheten utgjør på den totale ekspansjonen.

**Tabell 10.3:** Gjennomsnittlig lengdeutvidelse for Dolmsundbrua per økt grad

	Måling	NovaFrame	Håndberegning	Fri utvidelse
$\Delta L/\text{grad} [\text{mm}/^\circ\text{C}]$	3,73	3,69	3,54	3,93
Avvik fra måling		1,1 %	-4,2 %	6,1 %

## 10.4 Diskusjon

Sammenlikningen av målt og beregnet lengdeutvidelse viser god overensstemmelse, og resultatene virker fornuftige. Konstruksjonens ekspansjon og kontraksjon, samt kontraksjon over tid på grunn av kryp og svinn er analysert og verifisert.

Håndberegning viser mindre lengdeutvidelse per økt grad enn beregnet i NovaFrame. Dette kan komme av antagelsen om at hovedsøylene er fast innspent i bunnen og monolittisk forbundet til bruoverbygningen, noe som trolig overestimerer søylestivheten.

For å kunne forutsi lengdeutvidelsen av bruoverbygningen over tid, kan NovaFrame-modellen optimaliseres ved å betrakte årstidsvariasjoner. Det er mulig å modellere tidsfaser som inkluderer temperaturlast med forskjellig temperatur gjennom året basert på forventet gjennomsnittstemperatur for årstiden.

Den største usikkerheten ved målingene er bestemmelse av temperaturen i betongen på avlesningstidspunktet. Temperaturen i konstruksjonen kan være ulik i forskjellige posisjoner, og varierer med tiden. Dette temperaturfeltet  $T(x, y, z, t)$  avhenger ikke bare av temperaturen i omgivelsene. Solstråling er en viktig faktor, og selv om temperaturen i omgivelsene er lik, kan temperaturfeltet i konstruksjonen være forskjellig fra om det er overskyet eller sol. Andre faktorer er vind, regn, fuktighet og tidligere temperaturer. Tidligere temperaturer er forsøkt tatt hensyn til ved å betrakte temperaturmåling de siste 72 timene før avlesing av lagerinnstillinger. Hvordan temperatur fordeler seg inne i betongen vil avhenge av tverrsnittet, eksponering fra varmekilder og materialeegenskaper.





# Kapittel 11

## Oppsummering

Til arbeidet med denne rapporten har Dolmsundbrua blitt modellert ved hjelp av analyseprogrammet NovaFrame. Bruas varierende geometri og komplekse byggeprosess gjør modelleringssiden svært omfattende, og har bydd på enkelte utfordringer. Arbeidet har resultert i en avansert modell av brua, som kan analysere lastvirkningene både i byggefasen og for ferdig bru.

Brua er modellert med permanente og variable laster, addert i lastkombinasjoner, og kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstanden. I tillegg er enkeltlasttilfeller analysert og sammenliknet med tilsvarende modell fra analyseprogrammet RM Bridge. Sammenlikningen har vist godt samsvar for lasttilfeller med permanente laster og spennarmering. Dette verifiserer lik modellering i de to programmene, og er et godt utgangspunkt for sammenlikning av de tidsavhengige deformasjonslastene.

Sammenlikning av lasttilfeller for kryp, svinn og temperatur gir mer varierende resultater. Kryplast er den mest utfordrende effekten, og viser størst forskjell mellom programmene. Forskjellene kan skyldes hvordan kryplasten modelleres i programmene, og forutsetningene lagt til grunn. Samtidig er det ikke sikkert programmene benytter samme beregningsmodell for kryp, noe som kan gi store utslag i reaksjonskrefter og momenter. Svinn og temperatur er enklere å modellere, og temperaturresultatene gir tilnærmet helt like resultater i begge programmer. For svinn oppstår store avvik i skjærkreftene, men noe mer samsvarende momenter enn kryp.

For å undersøke virkningen av å benytte ulike beregningsmodeller for kryp og svinn, er det utført en sammenlikningsstudie av tre forskjellige materialmodeller. Sammenlikningen tar utgangspunkt i et gjennomsnittlig element i Dolmsundbrua, men forutsetningene er også variert for å se ulike parameters påvirkning på resultatet. Sammenlikningen viser at Bazant-Baweja B3-model generelt gir større kryptøyninger enn Model Code 1990 og 2010. De to sistnevnte modellene er grunnlag for henholdsvis eksisterende og utkast til ny Eurokode 2. Det fremkommer at pålastningstidspunkt og betongfasthet er parameterne som i størst grad påvirker modellene. De ulike svinnmodellene har bedre samsvar, men påvirkes i stor grad av relativ luftfuktighet.

Dolmsundbrua er instrumentert med tøyningmålere, og data fra disse er sammenliknet med beregnet tøyning. Sammenlikningen viser generelt godt samsvar i byggefasen, men etter kobling av kragarmene blir forskjellene større. Det gjelder spesielt bøyetøyningene i hovedsøylene, der NovaDesign overestimerer differansen mellom tøyningene i hver side av søylen sammenliknet med målingene. Samtidig viser normaltøyningen god overensstemmelse. Årstidsvariasjoner i tøyningene i søylene grunnet temperaturutvidelse av bruoverbygningen fremkommer ikke av beregningmodellen, men er foreslått for en optimalisert modell.

Bruas lengdevariasjon i driftsfasen er en direkte funksjon av kryp, svinn og temperatur. Avleste lagerinnstillinger har vært utgangspunkt for en analyse av sammenhengen mellom bruas lengde og middeltemperatur. Det er stor usikkerhet rundt bestemmelse av middeltemperatur i betongen, som ikke utelukkende følger lufttemperaturen, men også er avhengig av blant annet solstråling, fuktighet og tidligere temperaturer. En vurdering av avleste lagerinnstillinger korrigert for temperatur, viser hastigheten av kontraksjonen av brua grunnet kryp og svinn. En ser at kontraksjonen utvikler seg rast i fersk betong, men i en avtagende hastighet.

### Konklusjon

Resultatene fra denne rapporten har bidratt til å verifisere hvordan ulike analyseprogrammer beregner kort- og langtidsdeformasjoner som kryp, svinn og temperatur. Dette er fenomener det er stor usikkerhet rundt, og det har derfor nytteverdi med økt kunnskap på området. Sammenlikning av målinger og analyseresultater øker forståelsen for forutsetninger og beregningsmetodikken for fritt-rambygg bruer. Dette er viktig for å unngå uønsket deformasjon i byggefasen, slik at kobling av kragarmene skal gå problemfritt, og brua skal opprettholde sin form i driftsfasen. Økt forståelse gir bedre sikkerhet, og mulighet for økonomiske og miljømessige fordeler som redusert behov for betong og armering.

### Videre arbeid

Valg av beregningsmodell for kryp- og svinn, samt bestemmelse av middeltemperatur i betongen, er viktige faktorer for analyse og sammenlikning av målinger, og danner grunnlag for forslag til videre arbeid.

- Optimalisere analysemodellen, med kryp- og svinnberegning etter Model Code 2010, (grunnlag for ny Eurokode 2) Denne beregningsmodellen betrakter både basis- og uttøringskryp, og gir større kryptvikling på et tidligere tidspunkt etter støping. Analyse etter denne beregningsmodellen vil trolig samsvare bedre med tøyningmålinger.
- Utarbeide en modell for å beskrive temperaturen i betongkonstruksjonen generelt, ved å inkludere alle effektene som påvirker temperaturen i betongen. Modellen kan utvikles på bakgrunn av tidligere temperaturmålinger, og er nyttig for å forutsi deformasjon av betongkonstruksjoner.

# Referanseliste

- [1] Statens vegvesen. 16-1481 Dolmsundbrua. K1: Prosjekteringsgrunnlag, 2013.
- [2] Standard Norge. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, CEN, 2002.
- [3] Standard Norge. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 1-1: Allmenne laster - tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger, CEN, 2002.
- [4] Standard Norge. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 1-4: Allmenne laster - vindlaster, CEN, 2005.
- [5] Standard Norge. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 1-5: Allmenne laster - termiske påvirkninger, CEN, 2003.
- [6] Standard Norge. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 2: Trafikklast på bruer, CEN, 2003.
- [7] 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.
- [8] Standard Norge. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 2: Bruer, CEN, 2005.
- [9] Statens vegvesen. *Håndbok N400 Bruprosjektering. Prosjektering av bruer, ferjekai-er og andre bærende konstruksjoner.* Vegdirektoratet, 2015.
- [10] Statens vegvesen. *Håndbok R412 Bruklassifisering.* Vegdirektoratet, 2014.
- [11] Statens vegvesen, H. Johansen. *Rapport nr. 668. Beregningsveiledning for etteropp-spenne betongbruer.* Vegdirektoratet, 2017.
- [12] European Organisation for Technical Approvals. European Technical Approval. ETA - 07/0035, ETA, 2013.
- [13] Aas-Jakobsen. NovaFrame User's Guide Version 5, 2011.
- [14] Aas-Jakobsen, S. Rambjør. Kap. 18 - Fritt frambyggbruer. Kompendium EVU-kurs: Analyse og dimensjonering av brukonstruksjoner, NTNU, 2007.

- 
- [15] S. I. Sørensen. *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Fagbokforlaget, 2015.
- [16] T. Kanstad. *Langtidseffekter: Virkning av kryp, svinn og relaksasjon i bruer*. NTNU, 2016.
- [17] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin no.203, FIB, 1991.
- [18] 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.
- [19] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 2010. Bulletin no.265, FIB, 2012.
- [20] RILEM Technical Committee TC 107. Guidelines for characterising concrete creep and shrinkage in structural design codes or recommendations. *Materials and Structures*, 28:52–55, 1995.
- [21] American Concrete Institute. *Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*. ACI 209.2R-08, ACI, 2008.
- [22] P. T. Takács. *Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling*. PhD thesis, NTNU, 2002.
- [23] Norsk klimaservicesenter. *Normalkart temperatur 1985-2014*, 2014.
- [24] I. N. Robertson. Prediction of vertical deflections for a long-span prestressed concrete bridge structure. *Engineering Structures*, 27(12):1820–1827, 2005.
- [25] Kumar R Goel, R and D. K. Paul. Comparative study of various creep and shrinkage prediction models for concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(3), 2007.
- [26] K. Bell. *Konstruksjonsmekanikk. Del 2 Fasthetslære*. Fagbokforlaget, 2015.
- [27] K. Bell. *Matrisestatikk. Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2015.

# Vedleggsliste

Vedlegg A: Modelleringsgrunnlag . . . . .	1
Vedlegg B: Vindlast . . . . .	4
Vedlegg C: Kryp- og svinntøyning i spennarmeringen . . . . .	7
Vedlegg D: Spenningskontroll i stadium 1 . . . . .	12
Vedlegg E: Rissviddeberegning i stadium 2 . . . . .	14
Vedlegg F: Resultater fra enkeltlaster . . . . .	17
Vedlegg G: Materialmodeller for kryp- og svinntøyning . . . . .	43
Vedlegg H: Verifikasjon av tøyning i NovaDesign . . . . .	50

---

---

---

# Vedlegg A: Modelleringsgrunnlag

## 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
- $I_z$  – arealregningsmoment 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  $e^{-(\alpha + kx)}$  med friksjonskoeffisienten utenfor parantesen og  $\alpha + kx$  = samlet prosjektet + utilsiktet vinkelendring

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

---

## Modellering av spennarmering

Kablens kurvatur vertikalt og horisontalt modelleres så nøyte som mulig etter tegningsgrunnlaget.

Foreskrevet oppspenning  $0,9 F_{p0,ik}$ :

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

### Egenvekt – SW

25,5 kN/m<sup>3</sup>

Tverrbærere i akse 2 og 3 modelleres som super-egenvekt: 1.250 kN/akse

Tverrbærere over hjelpesøyler: 500 kN/søyle

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

### Super-egenvekt – SSW

Super-egenvekt (slitelag, kantdragere, rekkverk): 40 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.

## Verifikasjon av modellen

### 1. Kabelkrefter

Kabelkrefter for utvalgte spennkabler, 104, 113, 126, 11 og 26,

Kolonnene inneholder følgende:

- $F_p$ : Forspenningskraft langs kabelen etter oppspenning
- $F_{100}$ : 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 viadukt kabler)
4. P0-UG - Forspenningens primær-effekter for undergurt kabler like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler oppspent (ikke viadukt kabler)
5. PTOT - Forspenningens samlede (primær + tvang) virkninger like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler oppspent (inkludert viadukt kabler)
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 °C ( $\Delta T_{N,con} = 10$  °C)
10. DT-GRAD - Vertikal temperaturgradient, overside varmest ( $\Delta T_{M,heat} = 7$  °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:
  - $RF_x$  (reaksjonskraft tilsvarende søylas V)
  - $RF_y$  (reaksjonskraft tilsvarende søylas  $V_i$ )
  - $RF_z$  (reaksjonskraft tilsvarende søylas N)
  - $RM_x$  (reaksjonskraft tilsvarende søylas  $M_i$ )
  - $RM_y$  (reaksjonskraft tilsvarende søylas M, null i akse 1 og 6)
  - $RM_z$  (reaksjonskraft tilsvarende søylas T, null i akse 1 og 6)
  
- b) Deformasjoner og lastvirkninger

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

---

## Vedlegg B: Vindlast

Beregnet iht. Eurokode 1 Laster på konstruksjoner. Del 1-4 Vindlaster og håndbok N400.

### Grunnverdier

Referansevindhastigheten (Hitra)	$v_{b,0} := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Retningsfaktor	$c_{\text{dir}} := 1.0$
Årstidsfaktor	$c_{\text{season}} := 1.0$
Nivåfaktor	$c_{\text{alt}} := 1.0$
Sansynlighetsfaktor	$c_{\text{prob}} := 1.0$
Basisvindhastigheten	$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0} = 30.0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

### Middelvind

Høyde over terreng	$z := 38\text{m}$
Ruhetslengden	$z_0 := 0.01\text{m}$ Terrengruhetskategori: 1
Terrengruhetsfaktor	$k_1 := 0.17$
Terrengformkategori	$c_0 := 1.0$
Ruhetsfaktor	$c_r := k_1 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.401$
Stedsvindhastigheten	$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 42.0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

### Vindturbulens

Turbulensfaktor	$k_I := 1.0$
Turbulensintensiteten	$I_V := \frac{k_I}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.121$

### Vindkasthastighetsstrykk

Luftens densitet	$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Toppfaktor	$k_p := 3.5$
Vindkasthastighetsstrykket	$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V) = 2042.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

---

## Vindpåvirkning på bruer

Ved vurdering av vind og samtidig trafikk skal, iht. NA. 8.1(4), vindhastigheten og tilhørende vindfelt bestemmes slik at vindhastigheten ved bruas høyeste punkt er 35 m/s.

$$v_s := v_m = 42.0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_p := v_s \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V} = 57.2 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad v_p > 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Må regne tilbake slik at vindhastigheten og tilhørende vindfelt bestemmes slik at vindhastigheten er 35 m/s

$$v_{p^*} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ny stedsvindhastighet

$$v_{m^*} := \frac{v_{p^*}}{\sqrt{1 + 2k_p \cdot I_V}} = 25.738 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ny basisvindhastighet

$$v_{b^*} := \frac{v_{m^*}}{c_r \cdot c_0} = 18.368 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ny referansevindhastighet

$$v_{b,0^*} := \frac{v_{b^*}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 18.368 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Nytt vindhastighetstrykk

$$q_{p^*} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{m^*}^2 \cdot (1 + 2k_p \cdot I_V) = 765.6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Krav etter EK1-1-4 8.1(4)

$$v_{b,0^*} \leq v_{b,0} \quad \text{OK}$$

## Kraffaktorer

Beregninger med utgangspunkt i brubanens høyeste punkt, element nummer 148.

$$b := 12\text{m} \quad d_{\text{tot}} := 2.75\text{m} \quad d_{\text{tot.trafikk}} := d_{\text{tot}} + 2\text{m} = 4.75\text{m}$$

Kraffaktorer i x-retning:

$$\text{Uten trafikk:} \quad \frac{b}{d_{\text{tot}}} = 4.364 \quad c_D := 1.2 \quad (\text{varierer for alle elementer p\aa grunn av varierende tverrsnittsh\oyde})$$

$$\text{Med trafikk:} \quad \frac{b}{d_{\text{tot.trafikk}}} = 2.526 \quad c_{D,\text{trafikk}} := 1.8 \quad (\text{varierer for alle elementer})$$

Kraffaktorer i z-retning:

$$c_L := 0.9 \quad (\text{oppover eller nedover})$$

Kraffaktor vridningsmoment:

$$c_M := 1.0$$

---

### Total vindlast uten trafikk

x-retning  $q_D := q_p \cdot c_D \cdot d_{\text{tot}} = 6.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  (varierer for alle elementer)

z-retning  $q_L := q_p \cdot c_L \cdot b = 22.06 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vridningsmoment  $q_M := q_p \cdot c_M \cdot b^2 = 294.12 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

### Total vindlast med trafikk

x-retning  $q_{D,\text{trafikk}} := q_p^* \cdot c_{D,\text{trafikk}} \cdot d_{\text{tot},\text{trafikk}} = 6.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  (varierer for alle elementer)

z-retning  $q_{L,\text{trafikk}} := q_p^* \cdot c_L \cdot b = 8.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vridningsmoment  $q_{M,\text{trafikk}} := q_p^* \cdot c_M \cdot b^2 = 110.25 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

## Vedlegg C: Kryp- og svinntøyning i spennarmeringen

Kryp- og svinntøyning i spennarmeringen beregnes som gjennomsnittet av tøyningen i midten av hovedspennet (element nr. 148) og ved støtten (element nr. 128). Denne verdien brukes for hele bruoverbygningen. Beregningene er utført i henhold til EK2 og "Betongkonstruksjoner" av S.I. Sørensen.

### Betong

$$f_{ck} := 45 \text{MPa}$$

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

$$f_{ctm} := 3.8 \text{MPa}$$

$$f_{cm0} := 10 \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 28000 \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -27 \cdot \text{MPa}$$

### Spennarmering

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

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \cdot \text{MPa}$$

### To typer spennarmering:

#### Type 1506

$$A_{p.1506} := 2250 \text{mm}^2$$

$$\phi_{1506} := 90 \text{mm}$$

$$P_{max.1506} := A_{p.1506} \cdot \sigma_{p.max} = 3321 \cdot \text{kN}$$

#### Type 1906

$$A_{p.1906} := 2850 \text{mm}^2$$

$$\phi_{1906} := 100 \text{mm}$$

$$P_{max.1906} := A_{p.1906} \cdot \sigma_{p.max} = 4206.6 \cdot \text{kN}$$

### Element 128

Moment pga egenvekt

$$M_{g.felt} := -1100188 \text{kNm}$$

### Geometri

Tverrsnittsareal

$$A_c := 18.375 \text{m}^2$$

Avstand tp - uk

$$y_{bunn} := 5.260 \text{m}$$

Avstand tp - ok

$$y_{topp} := 4.740 \text{m}$$

Overdekning

$$c_{nom.uk} := 0.175 \text{m}$$

Avstand tpb - tps

$$e_{ok} := y_{topp} - c_{nom.uk} - \frac{\phi_{1906}}{2} = 4.515 \text{m}$$

Andre arealmoment

$$I_x := 274.300 \text{m}^4$$

### Element 148

$$M_{g.stotte} := 5382 \text{kNm}$$

$$A_{c.s} := 7.472 \text{m}^2$$

$$y_{bunn.s} := 1.815 \text{m}$$

$$y_{topp.s} := 0.936 \text{m}$$

$$c_{nom.uk.s} := 0.155 \text{m}$$

$$e_{uk} := 1.660 \text{m}$$

$$I_{x.s} := 7.674 \text{m}^4$$

---

## C.1 Kryptøyning i spennarmeringen

	<b>Element 128</b>	<b>Element 148</b>
Kryptall etter 100 år	$\phi_{100\text{år}} := 1.8337$	$\phi_{100\text{år}.s} := 2.0273$
Langtids E-modul	$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{100\text{år}}} = 9881 \cdot \text{MPa}$	$E_{cL.s} := 9249 \text{MPa}$
<b>Spennkabler</b>		
Antall kabler type 1506	$n_{1506} := 12$	$n_{1506.s} := 0$
Antall kabler type 1906	$n_{1906} := 46$	$n_{1906.s} := 16$
Totalt spennarmeringsareal	$A_{p.tot} := A_{p.1506} \cdot n_{1506} + A_{p.1906} \cdot n_{1906}$ $A_{p.tot} = 0.158 \text{ m}^2$	$A_{p.tot.s} := 0.0456 \text{ m}^2$
Oppspenningskraft	$P_{\text{max}.tot} := P_{\text{max}.1506} \cdot n_{1506} + P_{\text{max}.1906} \cdot n_{1906}$ $P_{\text{max}.tot} = 233355.6 \cdot \text{kN}$	$P_{\text{max}.tot.s} := 67305.6 \text{ kN}$
<b>Korttids E-modul</b>		
Transformert tverrsnitt	$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.964$	
Tverrsnittsareal	$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot} = 19.318 \text{ m}^2$	$A_{t.s} := 7.744 \text{ m}^2$
Avstand tpb - tp	$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot e_{ok}}{A_t} = 0.220 \text{ m}$	$y_{t.s} := 0.058 \text{ m}$
2. Arealmoment	$I_{t,x} := I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot (e_{ok} - y_t)^2$ $I_{t,x} = 292.584 \text{ m}^4$	$I_{t,x.s} := 8.397 \text{ m}^4$
<b>Aksialkraft og moment i transformert tverrsnitts tyngepunktakse</b>		
	$N_{tp} := -P_{\text{max}.tot} = -233355.6 \cdot \text{kN}$	$N_{tp.s} := -67305.6 \text{ kN}$
	$M_{tp} := P_{\text{max}.tot} \cdot (e_{ok} - y_t) + M_{g.felt}$	
	$M_{tp} = -98016.1 \cdot \text{kNm}$	$M_{tp.s} := -102421.4 \text{ kNm}$

---

	<b>Element 128</b>	<b>Element 148</b>
<b>Betongspenning</b>		
Underkant	$\sigma_{c,u} := \frac{N_{tp}}{A_t} + \frac{M_{tp} \cdot (-y_{bunn} - y_t)}{I_{t,x}} = -10.244 \cdot \text{MPa}$	$\sigma_{c,u,s} := -30.118 \text{MPa}$
Overkant	$\sigma_{c,o} := \frac{N_{tp}}{A_t} + \frac{M_{tp} \cdot (y_{topp} - y_t)}{I_{t,x}} = -13.594 \cdot \text{MPa}$	$\sigma_{c,o,s} := 3.436 \text{MPa}$
Spennarmering	$\sigma_{c,p} := \frac{N_{tp}}{A_t} + \frac{M_{tp} \cdot (e_{ok} - y_t)}{I_{t,x}} = -13.518 \cdot \text{MPa}$	$\sigma_{c,p,s} := -28228 \text{MPa}$
<b>Langtids E-modul</b>		
Transformert tverrsnitt	$\eta_L := \frac{E_p}{E_{cL}} = 19.735$	
Tverrsnittsareal	$A_{t,L} := A_c + (\eta_L - 1) \cdot A_{p,tot} = 21.337 \text{m}^2$	$A_{t,L,s} := 8.388 \text{m}^2$
Avstand tpb - tp	$y_{t,L} := \frac{(\eta_L - 1) \cdot A_{p,tot} \cdot e_{ok}}{A_{t,L}} = 0.627 \text{m}$	$y_{t,L,s} := 0.181 \text{m}$
Andre arealmement	$I_{t,x,L} := I_x + A_c \cdot y_{t,L}^2 + (\eta_L - 1) \cdot A_{p,tot} \cdot (e_{ok} - y_{t,L})^2$ $I_{t,x,L} = 326.298 \text{m}^4$	$I_{t,x,L,s} := 9.922 \text{m}^4$
<b>Aksialkraft og moment i transformert tverrsnitts tyngepunktakse</b>		
	$N_{tp,L} := -P_{\max,tot} = -233355.6 \cdot \text{kN}$	$N_{tp,L,s} := -67305.6 \text{kN}$
	$M_{tp,L} := P_{\max,tot} \cdot (e_{ok} - y_{t,L}) + M_{g, felt}$	
	$M_{tp,L} = -192846.3 \cdot \text{kNm}$	$M_{tp,L,s} := -94146.8 \text{kNm}$
<b>Betongspenning</b>		
Underkant	$\sigma_{c,u,L} := \frac{N_{tp,L}}{A_{t,L}} + \frac{M_{tp,L} \cdot (-y_{bunn} - y_{t,L})}{I_{t,x,L}} = -7.458 \cdot \text{MPa}$	$\sigma_{c,u,L,s} := -23.526 \text{MPa}$
Overkant	$\sigma_{c,o,L} := \frac{N_{tp,L}}{A_{t,L}} + \frac{M_{tp,L} \cdot (y_{topp} - y_{t,L})}{I_{t,x,L}} = -13.368 \cdot \text{MPa}$	$\sigma_{c,o,L,s} := 2.577 \text{MPa}$
Spennarmering	$\sigma_{c,p,L} := \frac{N_{tp,L}}{A_{t,L}} + \frac{M_{tp,L} \cdot (e_{ok} - y_{t,L})}{I_{t,x,L}} = -13.235 \cdot \text{MPa}$	$\sigma_{c,p,L,s} := -22.056 \text{MPa}$

	Element 128	Element 148
<b>Kryptøyninger</b>		
Korttidstøyning	$\epsilon_{c0} := \frac{ \sigma_{c,p}  \cdot 10^3}{E_{cm}} = 0.483 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c.0.s} := 1.008 \text{ ‰}$
Langtidstøyning	$\epsilon_{c.L} := \frac{ \sigma_{c,p.L}  \cdot 10^3}{E_{cL}} = 1.339 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c.L.s} := 2.385 \text{ ‰}$
<b>Total kryptøyning</b>	$\epsilon_{cc.128} := \epsilon_{c.L} - \epsilon_{c0} = 0.857 \text{ ‰}$	$\epsilon_{cc.148} := 1.377 \text{ ‰}$

### Middelverdi for totalt kryptøyning

Den totale kryptøyningen i spennarmeringen berignes som gjennomsnittet av kryptøyningen i spennarmeringen i element nummer 128 og 148.

$$\epsilon_{cc.middel} := \frac{\epsilon_{cc.148} + \epsilon_{cc.128}}{2} = 1.117 \text{ ‰}$$

## C.2 Svinntøyning i spennarmeringen

### Forutsetninger

Betongens alder ved start av uttørring	$t_s := 3 \text{ døgn}$
Betraktningstidspunkt	$t := 365 \cdot 100 = 3.65 \times 10^5 \text{ døgn}$
Koeffisienter avhengig av sementklasse (sementklasse N)	$\alpha_{ds1} := 4$
	$\alpha_{ds2} := 0.12$
Relativ luftfuktighet	$RH := 70\%$
	$RH_0 := 100\%$
	$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.0183$



	<b>Element 128</b>	<b>Element 148</b>
Ekspontert omkrets	$u := 54.132 \text{ m}$	$u_s := 33.582 \text{ m}$
Eff. tverrsnittstykkelse	$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot 10^3 = 678.9 \text{ mm}$ $h_0 > 500 \text{ mm}$	$h_{0,s} := 445.0 \text{ mm}$ $h_{0,s} < 500 \text{ mm}$
Koeffisient for eff. tv.	$k_h := 0.7$	$k_{h,s} := 0.75$

### **Svinntøyning ved uttørking**

Tidsfunksjon	$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot (\sqrt{h_0})^3} = 0.981$	$\beta_{ds,s} := 0.9899$
	$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[ \left( 220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.0003$	$\epsilon_{cd,0,s} := 0.0003$
Svinntøyning ved uttørking	$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \cdot 10^3 = 0.2077 \text{ ‰}$	$\epsilon_{cd,s} := 0.2245 \text{ ‰}$

### **Autogen svinntøyning**

	$\epsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0.0001$	$\epsilon_{ca,\infty,s} := 0.0001$
	$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 1$	$\beta_{as,s} := 1$
Autogen svinntøyning	$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca,\infty} \cdot 10^3 = 0.0875 \text{ ‰}$	$\epsilon_{ca,s} := 0.0875 \text{ ‰}$

### **Total svinntøyning**

	$\epsilon_{cs,128} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.2952 \text{ ‰}$	$\epsilon_{cs,148} := 0.3120 \text{ ‰}$
--	---	---

### **Middelverdi for totalt svinntøyning**

$$\epsilon_{cs,middel} := \frac{\epsilon_{cs,148} + \epsilon_{cs,128}}{2} = 0.3036 \text{ ‰}$$

---

## Vedlegg D: Spenningskontroll i stadium 1

### Spenningskontroll for søyle i akse 2

#### Tverrsnittsdata

Betongens og slakkarmeringens E-modul	$E_c := 28000\text{MPa}$	$E_s := 200000\text{MPa}$
	$\eta := \frac{E_s}{E_c} = 7.143$	
	$f_{cteff} := 3.8\text{MPa}$	$f_{ck} := 45\text{MPa}$
Tverrsnittets bredde og høyde	$b := 5400\text{mm}$	$h := 4800\text{mm}$
Tykkelse flens og steg	$t_f := 450\text{mm}$	$t_s := 450\text{mm}$
	$d := 4350\text{mm}$	$d' := 225\text{mm}$
Tverrsnittsareal uten utstikkende flenser	$A_c := (b \cdot h) - [(b - 2 \cdot t_s) \cdot (h - 2 \cdot t_f)] = 8.37\text{ m}^2$	
Summert armeringsmengde	$A_s := 270.8 \cdot 10^3\text{ mm}^2$	
Armering strekkside	$\frac{A_s}{2} = 0.135\text{ m}^2$	
Tyngdepunkt	$t_p := 2400\text{mm}$	
Forhold mellom armeringsareal og tverrsnittsareal	$\rho := \frac{A_s}{A_c} = 0.032$	
Avstand fra $t_{p\text{betong}}$ til armering	$e_1 := t_p - \frac{t_f}{2} = 2.175\text{ m}$	
Trykksoneandel	$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.487$	
Transformert tverrsnitt	$A_T := A_c + (\eta - 1) \cdot A_s = 10.033\text{ m}^2$	
	$I_c := 3.5 \cdot 10^{13}\text{ mm}^4 = 35\text{ m}^4$	
	$I_s := \left(\frac{A_s}{2}\right) \cdot [(1 - \alpha) \cdot d]^2 = 0.674\text{ m}^4$	
	$I_{c2} := A_c \cdot \left(\alpha \cdot d - \frac{h}{2}\right)^2 = 0.664\text{ m}^4$	
	$I_T := I_c + I_{c2} + I_s = 36.339\text{ m}^4$	
	$Y_T := \frac{(\eta - 1) \cdot \left(\frac{A_s}{2}\right) \cdot e_1}{A_T} = 0.18\text{ m}$	
	$Y := t_p = 2.4\text{ m}$	

---

Oppredende krefter, ofte forekommen  
lastkombinasjon

$$M := 112579.95 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \quad N_1 := -64658.81 \cdot 10^3 \text{ N}$$

### Spenning mot midtspenn

$$\sigma_{c.tillatt} := 0.6 \cdot f_{ck} = 2.7 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$f_{cteff} = 3.8 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{c.midts penn} := \left( \frac{N_1}{A_T} \right) + \left( \frac{M}{I_T} \right) \cdot (Y - Y_T) = 4.325 \times 10^5 \text{ Pa}$$

$$\text{Kontroll}_1 := \text{if}(\sigma_{c.midts penn} < f_{cteff}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

### Spenning mot sides penn

$$\sigma_{c.aksel} := \left( \frac{N_1}{A_T} \right) + \left( \frac{M}{I_T} \right) \cdot (-Y - Y_T) = -1.444 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$\text{Kontroll}_2 := \text{if}(-\sigma_{c.aksel} < \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Tverrsnittet vil ikke risse opp. Beregning av rissvidde i stadium 2 gjøres likevel.

---

## Vedlegg E: Rissviddeberegning i stadium 2

Beregning av rissvidder for søyle i akse 2 iht. Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Almene regler og regler for bygninger

### Tverrsnittsdata

Betongens og armeringens E-modul  $E_c := 28000\text{MPa}$   $E_s := 200000\text{MPa}$   $f_{cteff} := 3.8\text{MPa}$

Tverrsnittets bredde og høyde  $b := 5400\text{mm}$   $h := 4800\text{mm}$

Tykkelse flens og steg  $t_f := 450\text{mm}$   $t_s := 450\text{mm}$

Trykksonehøyder  $d := 4350\text{mm}$   $d' := 225\text{mm}$

Tverrsnittsareal og armeringsareal  $A_c := 1.037 \cdot 10^7 \text{mm}^2$   $A_s := 270.8 \cdot 10^3 \text{mm}^2$

Tyngdepunkt  $t_p := 2400\text{mm}$

Opptredende moment og aksialkraft  $M := 112579.95 \cdot 10^6 \text{N}\cdot\text{mm}$   $N_1 := 64658.81 \cdot 10^3 \text{N}$

Eksentrisitet  $e_1 := \frac{M}{N_1} = 1.741 \text{m}$

$$c_2 := t_p - d' = 2.175 \text{m}$$

Forhold mellom E-moduler  $\eta := \frac{E_s}{E_c} = 7.143$

Forhold mellom Armering og tverrsnittsareal  $\rho := \frac{A_s}{A_c} = 0.013$

### Trykksonehøyde regnet etter 5.2.8 i Sørensen "Betongkonstruksjoner"

Konstanter fra likevektsuttrykk for aksialkraft og moment  $A_1 := \frac{6 \cdot (e_1 + c_2)}{d} = 5.402$

$$a_3 := A_1 \cdot \left[ \left[ \left( \frac{d}{e_1 + c_2} \right) \cdot \left( \frac{d'}{d} - 1 \right) \right] - 1 \right] \cdot \frac{d'}{d} (\eta - 1) \rho - \eta \cdot \rho = -0.55$$

$$a_2 := A_1 \cdot \left[ [\eta \cdot \rho + (\eta - 1) \cdot \rho] - \left[ \left( \frac{d}{e_1 + c_2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \cdot (\eta - 1) \cdot \rho \right] \right] = 0.48$$

$$a_1 := \left(1 - \frac{d}{e_1 + e_2}\right) \cdot \frac{A_1}{2} = -0.299$$

$$\left(\alpha^3 + a_1 \alpha^2 + a_2 \alpha + a_3\right) = 0 \text{ solve } \rightarrow \begin{pmatrix} 0.71091420791730221968 \\ -0.20584972506926364484 - 0.85496908238094281876i \\ -0.20584972506926364484 + 0.85496908238094281876i \end{pmatrix}$$

Trykksonehøydefaktor

$$\alpha := 0.71$$

### Effektivt tverrsnitt, beregning av 2. Arealmoment Stadium 2

2. Arealmoment for flens

$$I_{c1} := \left(b \cdot \frac{t_f^3}{12}\right) + b \cdot t_f \cdot \left(\alpha \cdot d - \frac{t_f}{2}\right)^2 = 19.966 \text{ m}^4$$

2. Arealmoment for stegene

$$I_{c2} := 2 \cdot \left[ t_s \cdot (\alpha \cdot d - t_f) \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d - t_f}{2}\right)^2 + \left[ \frac{t_f \cdot (\alpha \cdot d - t_f)^3}{12} \right] \right] = 5.511 \text{ m}^4$$

Totalt 2.  
Arealmoment for  
betongbidrag

$$I_c := I_{c1} + I_{c2} = 25.477 \text{ m}^4$$

2. Arealmoment for  
armering i strekk

$$I_s := \left(\frac{A_s}{2}\right) \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = 0.215 \text{ m}^4$$

2. Arealmoment  
for armering i  
trykk

$$I_{s'} := \left(\frac{A_s}{2}\right) \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 - \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \cdot \left(\frac{A_s}{2}\right) \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 = 0.955 \text{ m}^4$$

Summert 2. Arealmoment

$$I_{\text{eff}} := I_c + I_s + I_{s'} = 26.647 \text{ m}^4$$

### Beregning av rissvidder

Effektiv høyde

$$h_{\text{eff}} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2}, \frac{(h - \alpha \cdot d)}{2} \right] = 0.856 \text{ m}$$

Effektivt areal

$$A_{\text{ceff}} := (b \cdot h_{\text{eff}}) - [(h_{\text{eff}} - 2 \cdot 450 \text{ mm}) \cdot 4500 \text{ mm}] = 4.82 \text{ m}^2$$

$$\rho_{\text{peff}} := \frac{\left(\frac{A_s}{2}\right)}{A_{\text{ceff}}} = 0.028$$

Spennning

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{E_c \cdot I_{\text{eff}}} = 3.807 \times 10^7 \text{ Pa}$$

---

Faktorer for heftegenskaper og  
tøyingsfordeling

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5$$
$$k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

Overdekning

$$c_1 := 85$$

Ekvivalent armeringsdiameter

$$\phi_{eq} := \frac{62 \cdot 32^2 \text{ mm}^2 + 244 \cdot 25^2 \text{ mm}^2}{62 \cdot 32 \text{ mm}^2 + 244 \cdot 25 \text{ mm}^2} = 26.718$$

Maksimal senteravstand mellom riss

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c_1 + \left( k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{eq}}{\rho} \right) = 636.866$$

Faktor for langvarig belastning

$$k_t := 0.6$$

Tøyingsdifferanse ( $\epsilon_{cs} - \epsilon_{sc}$ )

$$\epsilon_1 := \text{if} \left[ \left[ \frac{\sigma_s - \left[ (1 + \eta \cdot \rho_{peff}) \cdot k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \right]}{E_s} \right] > 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - \left[ (1 + \eta \cdot \rho_{peff}) \cdot k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \right]}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 1.142 \times 10^{-4}$$

**Beregnet risvidde**

$$W_k := \epsilon_1 \cdot s_{rmax} = 0.073$$

$$\text{Kontroll} := \text{if}(W_k < 0.39, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

---

## Vedlegg F: Resultater fra enkeltlaster

### 1 SW - Egenvekt umiddelbart etter at koblingsseksjonen i hovedspennet er aktivert og støpevogn er fjernet

#### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	100	0.22	-0.00	1999.78	-0.00	-26.62	-0.00
20	100	-0.18	3179.58	67298.39	-6166.34	-494.85	10.63
30	100	-0.37	-3179.58	62048.08	16142.77	-498.60	-6.32
40	100	0.28	-0.00	12648.40	-0.00	-55.86	-0.00
50	100	0.76	-0.00	11695.50	-0.00	-25.82	-0.00
61	100	-0.65	-0.00	3170.77	-0.00	-97.50	-0.00

#### b) Deformasjon og forskyvning

##### Vertikal nedbøyning



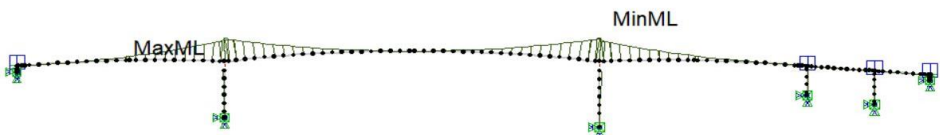
- $D_{z\text{-mid}}$ : 2,884 mm

##### Horisontal forskyvning

- Akse 1: -37,18 mm
- Akse 6: 46,706 mm

#### c) M-, V-, og N-diagram

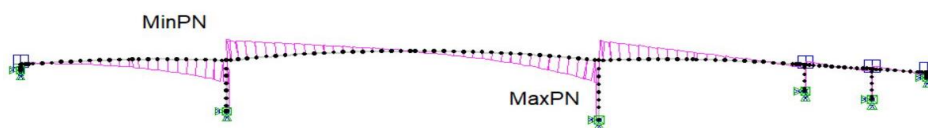
##### Moment



- $M_{\text{Akse2}}$ : -1 100 188,86 kNm
- $M_{\text{Akse3}}$ : -1 163 378,42 kNm

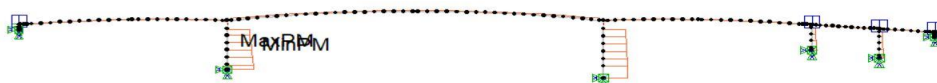
---

## Skjær



- $V_{akse2} = -28\,568,18 \text{ kN}$
- $V_{Global2} = -28\,750,31 \text{ kN}$
- $V_{akse3} = 28\,559,07 \text{ kN}$
- $V_{Global3} = 28\,741,26 \text{ kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = -4\,300,76 \text{ kN}$
- $N_{akse3} = -4\,300,55 \text{ kN}$



---

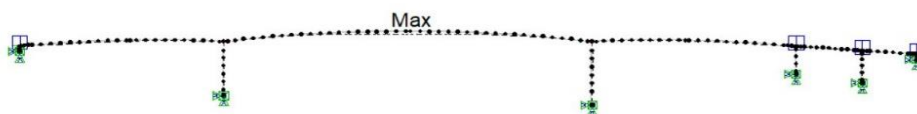
## 2 SSW - Super-egenvekt

### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	110	1.48	-0.00	909.58	-0.00	-6.15	-0.00
20	110	-1.43	-3106.26	2626.84	-33475.40	-63.22	22.20
30	110	-0.01	3106.26	2178.67	19373.66	-17.68	-44.54
40	110	-5.97	-0.00	-28.57	-0.00	-98.18	-0.00
50	110	7.98	-0.00	-904.48	-0.00	119.74	-0.00
61	110	-2.05	-0.00	973.24	-0.00	31.11	-0.00

### b) Deformasjon og forskyvning

#### Vertikal nedbøyning



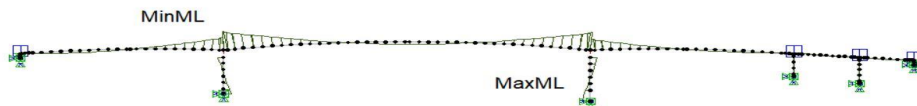
- $D_{z\text{-mid}}$ : 79,146mm

#### Horizontal forskyvning

- Akse 1: -5.57mm
- Akse 6: 2.97mm

### c) M-, V-, og N-diagram

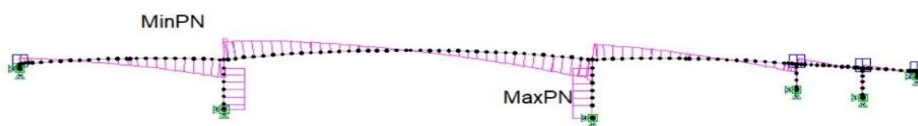
#### Moment



- $M_{\text{akse2}}$  = -149 929,91 kNm
- $M_{\text{akse3}}$  = -134 842,1 kNm

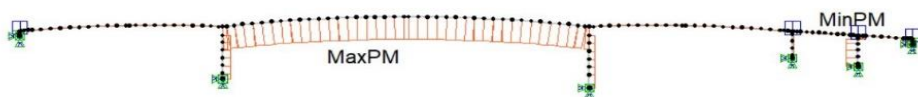
---

## Skjær



- $V_{akse2} = -3\,730,68 \text{ kN}$
- $V_{Global2} = -3\,883,51 \text{ kN}$
- $V_{akse3} = 3\,154,52 \text{ kN}$
- $V_{Global3} = 3\,549,38 \text{ kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = -3\,092,59 \text{ kN}$
- $N_{akse3} = -3\,507,46 \text{ kN}$

### 3 P0-PL - Forspenningens primær-effekter for bruplatekabler like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler i overgurt oppspent

- Lastkombinasjon 122: Full oppspenning
- Lastkombinasjon 112: Tvangskrefter

#### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	112	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
11	122	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
20	112	0.00	-0.00	1444.32	-69327.51	-13.72	0.01
20	122	0.00	-0.00	1444.32	-69327.51	-13.72	0.01
30	112	0.00	-0.00	1521.69	73041.12	-14.46	-0.01
30	122	0.00	-0.00	1521.69	73041.12	-14.46	-0.01
40	112	-7.21	-0.00	-592.72	-0.00	-114.60	-0.00
40	122	-7.21	-0.00	-592.72	-0.00	-114.60	-0.00
50	112	15.96	-0.00	1312.45	-0.00	213.02	-0.00
50	122	15.96	-0.00	1312.45	-0.00	213.02	-0.00
61	112	-8.75	-0.00	-719.73	-0.00	54.32	-0.00
61	122	-8.75	-0.00	-719.73	-0.00	54.32	-0.00

#### b) Deformasjon og forskyvning

##### Vertikal nedbøyning



- Full virkning,  $D_{z\text{-mid}}$ : 0 mm



- Tvangskrefter,  $D_{z\text{-mid}}$ : 0 mm

---

### Horizontal forskyvning

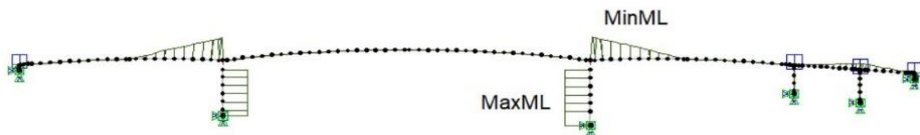
- Akse  $l_{FULL}$ : 0 mm
- Akse  $l_{TVANG}$ : 0 mm
- Akse  $\delta_{FULL}$ : 1,392 mm
- Akse  $\delta_{TVANG}$ : 1,392 mm

c) M-, V-, og N-diagram

### Moment



- Full virkning



- Tvangskrefter

Moment like til venstre for akse2

- $M_{Prim\ddot{a}r\_akse2} = 858480.71 \text{ kNm} - (-66186.11 \text{ kNm}) = 924666,82 \text{ kNm}$

Moment like til høyre for akse3

- $M_{Prim\ddot{a}r\_akse3} = 829745.53 \text{ kNm} - (-69769.48 \text{ kNm}) = 909515,01 \text{ kNm}$

### Skjær



Full oppspenning



Tvangskrefter

- 
- $V_{\text{Primer,akse2, EL126}}=27385 \text{ kN}$
- $V_{\text{Primer,Global2, EL126}}= 19216 \text{ kN}$
- $V_{\text{Primer,akse3, EL170}}= 27348 \text{ kN}$
- $V_{\text{Primer,Global3, EL170}}= 19243 \text{ kN}$

Aksial



Full oppspenning

- $N_{\text{akse2}}= -202\ 172,35 \text{ kN}$
- $N_{\text{akse3}}= -199\ 167,64 \text{ kN}$



Tvangskrefter

- $N_{\text{akse2}}= 57,83 \text{ kN}$
- $N_{\text{akse3}}= 60,92 \text{ kN}$

#### 4 P0-UG - Forspenningens primær-effekter for undergurtkabler like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler i undergurt oppspent

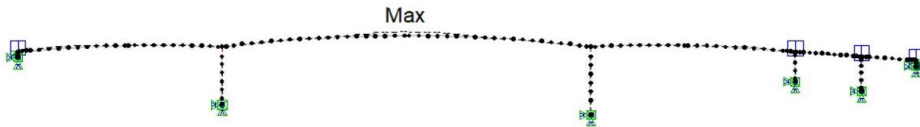
- Lastkombinasjon 123: Full oppspenning
- Lastkombinasjon 113: Tvangskrefter

##### a) Reaksjonskrefter

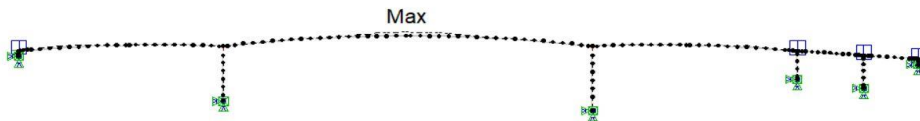
Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	113	1.37	-0.00	773.84	-0.00	-5.02	-0.00
11	123	1.37	-0.00	773.84	-0.00	-5.02	-0.00
20	113	-1.33	-4356.26	1318.25	67172.42	-48.01	17.96
20	123	-1.33	-4356.26	1318.25	67172.42	-48.01	17.96
30	113	0.14	4356.26	858.77	-88742.54	-0.09	-41.07
30	123	0.14	4356.26	858.77	-88742.54	-0.09	-41.07
40	113	0.98	-0.00	220.18	-0.00	14.62	-0.00
40	123	0.98	-0.00	220.18	-0.00	14.62	-0.00
50	113	-7.87	-0.00	-2038.26	-0.00	-92.26	-0.00
50	123	-7.87	-0.00	-2038.26	-0.00	-92.26	-0.00
61	113	6.71	-0.00	1656.48	-0.00	-22.45	-0.00
61	123	6.71	-0.00	1656.48	-0.00	-22.45	-0.00

##### b) Deformasjon og forskyvning

###### Vertikal nedbøyning



- Full oppspenning,  $D_{z\text{-mid}}$ : 89.928 mm



- Tvangskrefter,  $D_{z\text{-mid}}$ : 89.928 mm

###### Horisontal forskyvning

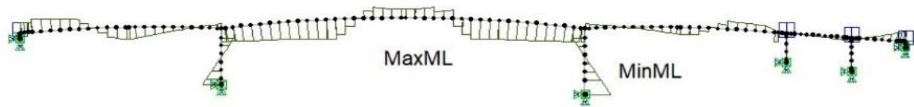
- Akse 1<sub>FULL</sub>: 11.873 mm
- Akse 1<sub>TVANG</sub>: 11.873 mm
- Akse 6<sub>FULL</sub>: -8.361 mm

---

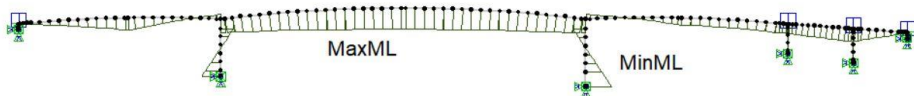
- Akse 6 TVANG: -8.361 mm

c) M-, V-, og N-diagram

Moment



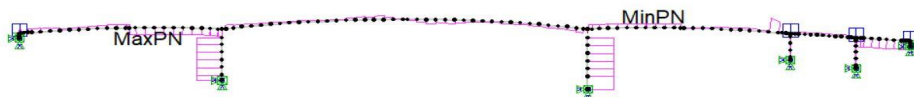
Full oppspenning



Tvangskrefter

- $M_{\text{Primær\_akse2}} = 51\,272,38 \text{ kNm} - 51\,272,38 \text{ kNm} = 0 \text{ kNm}$
- $M_{\text{Primær\_akse3}} = 52\,743,09 \text{ kNm} - 52\,743,09 \text{ kNm} = 0 \text{ kNm}$
- $M_{\text{Primær\_midtpenn}} = -34\,272,37 \text{ kNm} - 74\,735,85 \text{ kNm} = -109\,008,22 \text{ kNm}$

Skjær



Full oppspenning

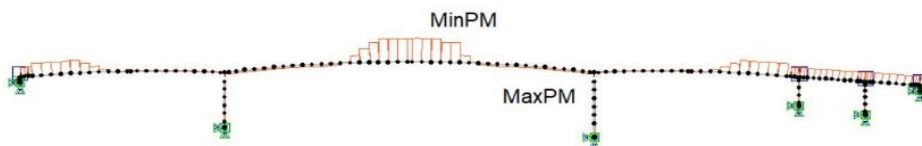


Tvangskrefter

- $V_{\text{Primær,akse2}} = -727,99 \text{ kN} - (-727,99 \text{ kN}) = 0 \text{ kN}$

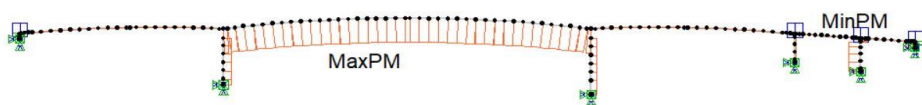
- 
- $V_{\text{Primær,Global2}} = 0 \text{ kN}$
  - $V_{\text{Primær,akse3}} = 696,94 \text{ kN} - 696,94 \text{ kN} = 0 \text{ kN}$
  - $V_{\text{Primær,Global3}} = 0 \text{ kN}$

### Aksial



### Full oppspenning

- $N_{\text{akse2}} = 4\,356,29 \text{ kN}$
- $N_{\text{akse3}} = 4\,356,29 \text{ kN}$



### Tvangskrefter

- $N_{\text{akse2}} = 4\,356,29 \text{ kN}$
- $N_{\text{akse3}} = 4\,356,29 \text{ kN}$



---

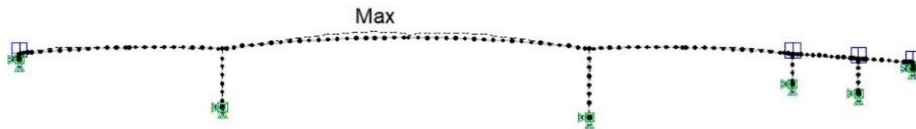
## 5 PTOT - Forspenningens samlede (primær + tvang) virkninger like etter at hovedspennet er koblet og alle kabler i undergurt oppspent

### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	120	1.48	-0.00	909.58	-0.00	-6.11	-0.00
20	120	-1.42	-3106.26	2626.84	-33475.40	-62.87	22.31
30	120	-0.01	3106.26	2343.66	20163.56	-18.38	-44.58
40	120	-5.99	-0.00	-89.58	-0.00	-98.04	-0.00
50	120	8.00	-0.00	-879.21	-0.00	119.91	-0.00
61	120	-2.05	-0.00	968.08	-0.00	31.22	-0.00

### b) Deformasjon og forskyvning

#### Vertikal nedbøyning



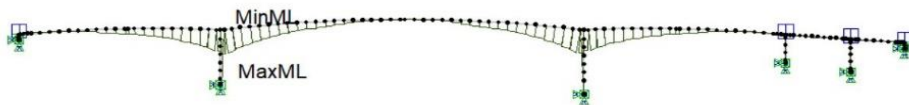
-  $D_{z\text{-mid}}$ : - 143.081 mm

#### Horisontal forskyvning

- Akse 1: 6.622 mm
- Akse 6: -2.226 mm

### c) M-, V-, og N-diagram

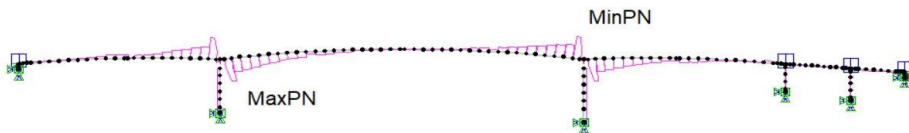
#### Moment



- $M_{\text{akse2}}$ = 979128 kNm
- $M_{\text{akse3}}$ = 958445 kNm

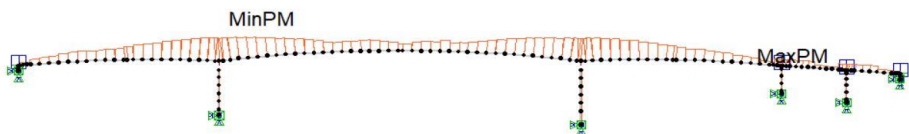
---

## Skjær



- $V_{akse2} = 26\,153,41\text{kN}$
- $V_{Global2} = 6\,761,56\text{kN}$
- $V_{akse3} = -23\,644,19\text{kN}$
- $V_{Global3} = 30916,38\text{kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = -165\,230,44\text{kN}$
- $N_{akse3} = -179\,663,11\text{kN}$

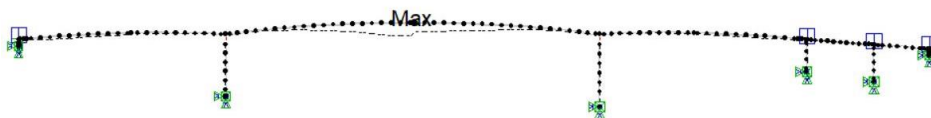
## 6 CR-SW - Kryp på grunn av egenvekt etter 100 år

### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	130	0.40	-0.00	2166.46	-0.00	-33.18	-0.00
20	130	-0.43	9353.77	-1339.70	-132953.62	12.70	24.59
30	130	-0.43	-9353.77	-3365.83	197067.55	31.63	-20.69
40	130	0.86	-0.00	4108.24	-0.00	-21.47	-0.00
50	130	-0.64	-0.00	-1514.51	-0.00	-8.86	-0.00
61	130	0.24	-0.00	308.58	-0.00	-6.38	-0.00

### b) Deformasjon og forskyvning

#### Vertikal nedbøyning



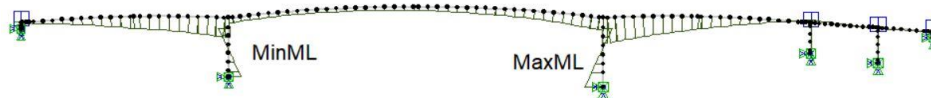
- $D_{z\text{-mid}}$ : 403.908mm

#### Horizontal forskyvning

- Akse 1: -8,623 mm
- Akse 6: 12,390 mm

### c) M-, V-, og N-diagram

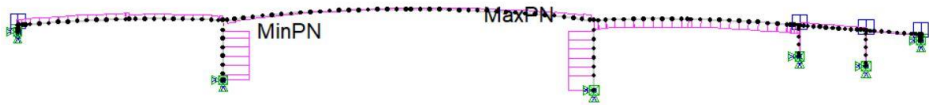
#### Moment



- $M_{\text{akse2}}$ = 209637,46 kNm
- $M_{\text{akse3}}$ = 274398,81 kNm

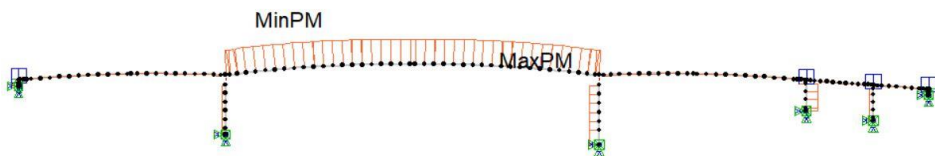
---

## Skjær



- $V_{akse2} = 1\,745,78$  kN
- $V_{Global2} = 1\,750,21$  kN
- $V_{akse3} = 2\,744,00$  kN
- $V_{Global3} = 2\,948,00$  kN

## Aksial



- $N_{akse2} = -9\,372,47$  kN
- $N_{akse3} = -9\,350,32$  kN

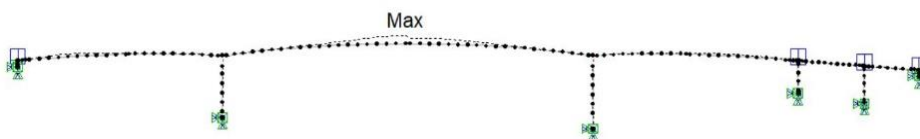
## 7 CR-P - Kryp på grunn av forspenning etter 100 år

### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	530	-35.77	-0.00	-1996.05	-0.00	9.73	-0.00
20	530	207.11	-11017.02	796.55	186048.36	6737.68	-2155.53
30	530	-397.17	11017.02	4159.99	-244471.99	-13524.09	1971.42
40	530	92.70	-0.00	-5169.02	-0.00	1108.55	-0.00
50	530	119.79	-0.00	2278.27	-0.00	1820.17	-0.00
61	530	13.35	-0.00	-464.81	-0.00	319.09	-0.00

### b) Deformasjon og forskyvning

#### Vertikal nedbøyning



- $D_{z\text{-mid}}$ : -283,787 mm

#### Horizontal forskyvning

- Akse 1: 61,771 mm
- Akse 6: -67,477 mm

### c) M-, V-, og N-diagram

#### Moment



- $M_{\text{akse2}}$ : -183 582,48 kNm
- $M_{\text{akse3}}$ : -310 730,65 kNm

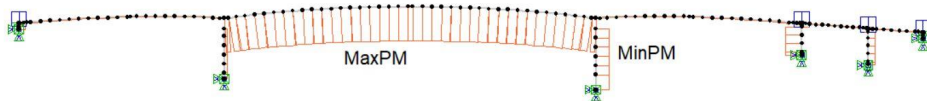
---

## Skjær



- $V_{akse2} = 1\,453,16\text{kN}$
- $V_{Global2} = 1\,141,98\text{kN}$
- $V_{akse3} = -3\,499,40\text{kN}$
- $V_{Global3} = 3\,188,67\text{kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = 11\,034,33\text{kN}$
- $N_{akse3} = 10\,982,84\text{kN}$

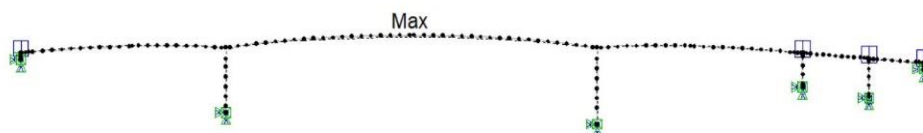
## 8 SH - Svinn etter 100 år

a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	140	-0.11	-0.00	-225.66	-0.00	2.14	-0.00
20	140	0.11	-2216.81	152.06	54619.95	1.25	-4.86
30	140	0.19	2216.81	340.38	-61595.04	3.04	4.02
40	140	-0.33	-0.00	-561.49	-0.00	-1.59	-0.00
50	140	0.15	-0.00	289.57	-0.00	1.44	-0.00
61	140	-0.00	-0.00	-59.13	-0.00	1.18	-0.00

b) Deformasjon og forskyvning

### Vertikal nedbøyning



- $D_{z\text{-mid}}$ : 43,320 mm

### Horizontal forskyvning

- Akse 1: 31,404 mm
- Akse 6: -29,704 mm

c) M-, V-, og N-diagram

### Moment



- $M_{\text{akse2}}$  = -20 774,18 kNm
- $M_{\text{akse3}}$  = -28 417,13 kNm

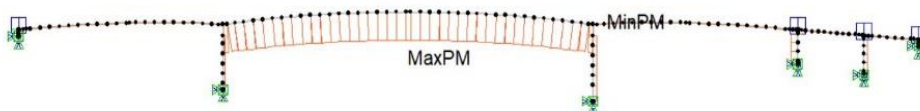
---

## Skjær



- $V_{akse2, EL129} = 349,92 \text{ kN}$
- $V_{Global2} = 611,14 \text{ kN}$
- $V_{akse3, EL167} = -327,35 \text{ kN}$
- $V_{Global3} = -588,47 \text{ kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = 2\,215,61 \text{ kN}$
- $N_{akse3} = 2\,214,61 \text{ kN}$



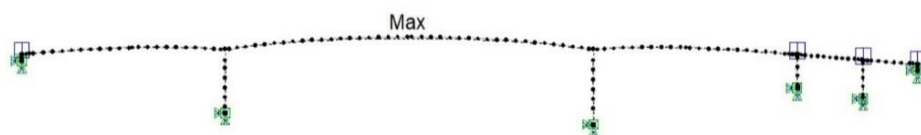
## 9 DT-MID - Endring i middeltemperatur -10 °C ( $\Delta T_{N,con} = 10$ °C)

### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	50	-0.06	-0.00	-113.99	-0.00	1.04	-0.00
20	50	0.06	-1219.72	106.89	29468.36	0.51	-2.61
30	50	0.10	1219.72	183.74	-34065.18	1.82	2.21
40	50	-0.11	-0.00	-269.55	-0.00	-0.10	-0.00
50	50	-0.09	-0.00	94.43	-0.00	-1.24	-0.00
61	50	0.09	-0.00	-1.51	-0.00	0.15	-0.00

### b) Deformasjon og forskyvning

#### Vertikal nedbøyning



- $D_{z-mid}$ : 25,751 mm

#### Horizontal forskyvning

- Akse 1: 15,974 mm
- Akse 6: -20,917 mm

### c) M-, V-, og N-diagram

#### Moment



- $M_{akse2}$  = -11 969,05 kNm
- $M_{akse3}$  = -15 429,85 kNm

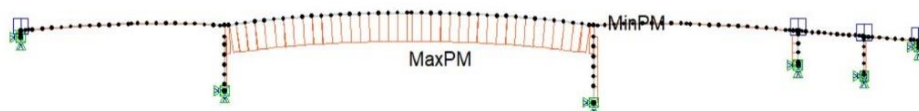
---

## Skjær



- $V_{akse2} = 192,46 \text{ kN}$
- $V_{Global2} = 336,16 \text{ kN}$
- $V_{akse3} = -176,49 \text{ kN}$
- $V_{Global2} = -320,31 \text{ kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = 1\,219,07 \text{ kN}$
- $N_{akse3} = 1\,218,51 \text{ kN}$

---

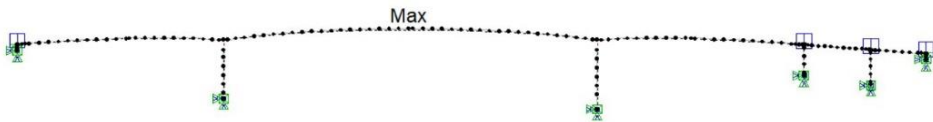
## 10 DT-GRAD - Vertikal temperaturgradient, overside varmest ( $\Delta T_{M,heat} = 7 \text{ }^\circ\text{C}$ )

a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	60	0.04	-0.00	238.40	-0.00	-2.59	-0.00
20	60	-0.04	689.17	-247.36	-8601.69	1.75	1.40
30	60	-0.08	-689.17	-178.33	13309.26	-0.49	-1.07
40	60	0.33	-0.00	362.97	-0.00	3.45	-0.00
50	60	-0.46	-0.00	-487.17	-0.00	-0.42	-0.00
61	60	0.20	-0.00	311.48	-0.00	-7.95	-0.00

b) Deformasjon og forskyvning

### Vertikal nedbøyning



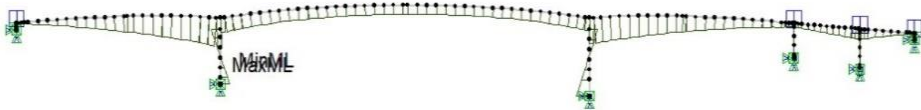
- $D_{z\text{-mid}}$ : 15,892 mm

### Horisontal forskyvning

- Akse 1: -0,410 mm
- Akse 6: 1,229 mm

c) M-, V-, og N-diagram

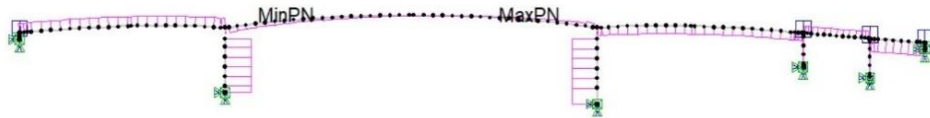
### Moment



- $M_{akse2}$  = 25 032,50 kNm
- $M_{akse3}$  = 22 413,19 kNm

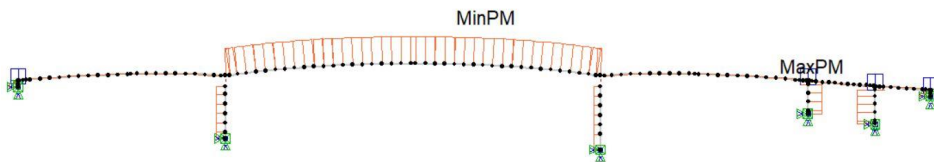
---

## Skjær



- $V_{akse2} = -238,21 \text{ kN}$
- $V_{Global2} = 273,00 \text{ kN}$
- $V_{akse3} = 187,14 \text{ kN}$
- $V_{Global3} = 222,03 \text{ kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = -688,29 \text{ kN}$
- $N_{akse3} = -689,23 \text{ kN}$

---

## 11 PERM-INI: Alle permanente laster ved åpning

### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	1000	-10.39	-0.00	4507.22	-0.00	-69.70	-0.00
20	1000	74.50	-2067.42	79784.59	-16843.93	1849.62	-750.55
30	1000	-144.11	2067.42	76038.72	20387.29	-5447.83	750.86
40	1000	6.63	-0.00	16027.68	-0.00	-78.73	-0.00
50	1000	67.05	-0.00	11103.82	-0.00	949.69	-0.00
61	1000	6.35	-0.00	4809.82	-0.00	65.37	-0.00

### b) Deformasjon og forskyvning

#### Vertikal nedbøyning



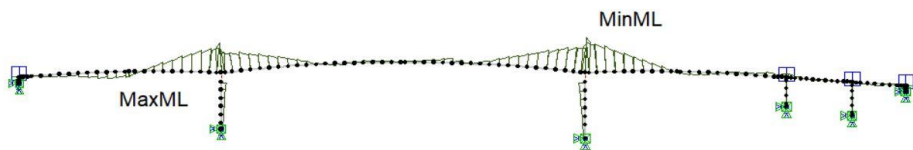
- $D_{z\text{-mid}}$ : -201,928 mm

#### Horisontal forskyvning

- Akse 1: -13,232mm
- Akse 6: 42,447 mm

### c) M-, V-, og N-diagram

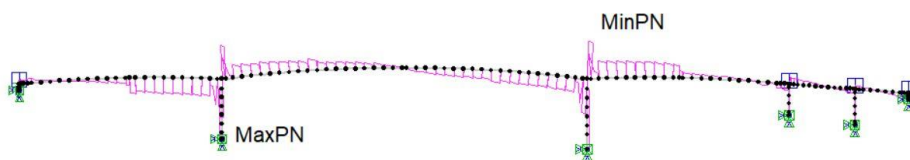
#### Moment



- $M_{\text{akse2}}$ = -290776,20 kNm
- $M_{\text{akse3}}$ = -360168,63 kNm

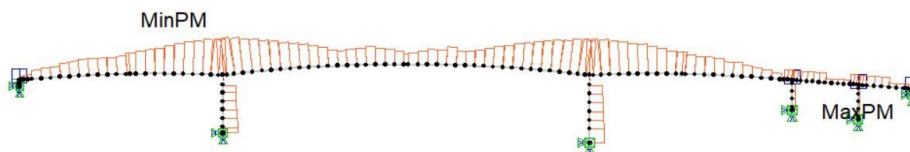
---

## Skjær



- $V_{akse2} = -31\,820,70\text{ kN}$
- $V_{Global2} = -41\,960,56\text{ kN}$
- $V_{akse3} = 32\,312,35\text{ kN}$
- $V_{Global3} = 42\,205,19\text{ kN}$

## Aksial



- $N_{akse2} = -205\,019,53\text{ kN}$
- $N_{akse3} = -200\,430,09\text{ kN}$

---

## 12 PERM-100: Permanente laster etter 100 år

### a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	2000	-34.10	-0.00	4608.79	-0.00	-82.21	-0.00
20	2000	205.49	-964.75	78965.00	-1049.32	6123.75	-2101.70
30	2000	-397.93	964.75	75119.71	19642.05	-14093.37	1909.60
40	2000	89.30	-0.00	16338.90	-0.00	921.90	-0.00
50	2000	125.65	-0.00	11514.92	-0.00	1866.18	-0.00
61	2000	11.61	-0.00	4542.92	-0.00	218.52	-0.00

### b) Deformasjon og forskyvning

#### Vertikal nedbøyning



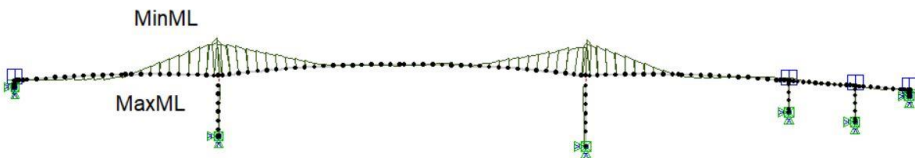
- $D_{z\text{-mid}}$ : 21,369 mm

#### Horisontal forskyvning

- Akse 1: 23,807 mm
- Akse 6: -11,445 mm

### c) M-, V-, og N-diagram

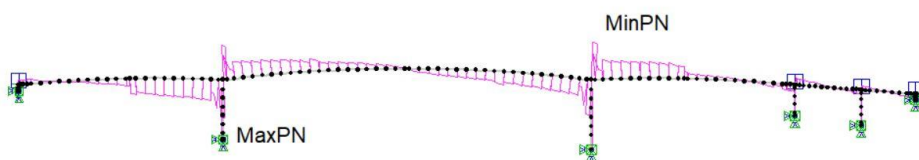
#### Moment



- $M_{\text{akse2}}$ : -511 165,79 kNm
- $M_{\text{akse3}}$ : -457 005,98 kNm

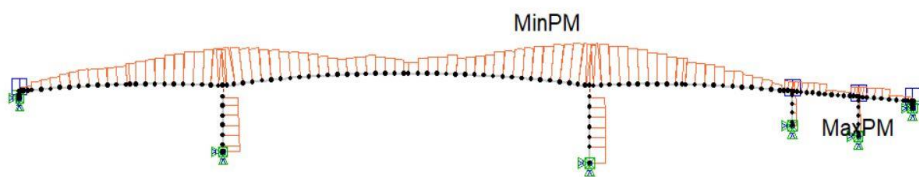
---

## Skjær



- $V_{akse2} = -31\,871,90$  kN
- $V_{Global2} = -39\,554,83$  kN
- $V_{akse3} = 32\,241,83$  kN
- $V_{Global3} = 40\,840,39$  kN

## Aksial



- $N_{akse2} = -157\,455,36$  kN
- $N_{akse3} = -175\,852,05$  kN



## Vedlegg G: Materialmodeller for kryp- og svinntøyning

Beregning av kryp- og svinntøyning etter Model Code 1990, Bazant B3-model og Model Code 2010.

### Betongalder

Betraktningstidspunkt	$t := 36500$ dager
Alder ved pålasting	$t_0 := 3$ dager
Alder ved start tørking	$t_s := 3$ dager

### Fasthet

Trykkfasthet	$f_{ck} := 45$ MPa
Trykkfasthet middelvei 28 dager	$f_{cm} := 53$ MPa
Faktor for sementklasse N	$s_N := 0.25$
Tidsavhengig koeffisient	$\beta_{cc} := \exp\left[s_N \left[1 - \left(\frac{28}{t_0}\right)^{0.5}\right]\right] = 0.598$
Trykkfasthet ved pålasting	$f_{cm,t0} := \beta_{cc} \cdot f_{cm} = 31.71$ MPa

### Omgivelsesforhold

Relativ fuktighet	$RH := 70$ %
Relativ fuktighet (desimal)	$h := \frac{RH}{100} = 0.7$

### Geometri

Tverrsnittsareal	$A_c := 8619500$ mm <sup>2</sup>
Eksponert omkrets	$u := 35605$ mm
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 484.2$ mm

### Diverse faktorer/koeffisienter

	Sementtype (MC1990)	$\alpha_{ds1} := 4$
	Sementtype (MC1990)	$\alpha_{ds2} := 0.012$
	Sementtype (MC2010)	$\alpha_{as} := 700$
	Sementtype (MC2010)	$\alpha_{SC} := 0$
Vanninnhold	Sementtype (Bazant)	$\alpha_{1B} := 0.85$
Sementinnhold	Herdeforhold (Bazant)	$\alpha_{2B} := 1.2$
Tilslagsinnhold	Tverrsnittsfaktor (Bazant)	$k_s := 1.25$
Vann / Sementforhold	Empirisk parameter (Bazant)	$n := 0.1$
Tilslag / sementforhold	Empirisk parameter (Bazant)	$m := 0.5$

---

## G.1 Model Code 1990

### E-modul

$$E_{\text{cm},28} := 1.05 \cdot 22 \cdot \left( \frac{f_{\text{cm}}}{10} \right)^{0.3} \cdot 10^3 = 380 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{cm},t_0} := \left( \frac{f_{\text{cm},t_0}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.3} \cdot E_{\text{cm},28} = 326 \text{ MPa}$$

### Kryp

Faktorer for betongfasthetens betydning

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.7} = 0.748$$

$$\alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.2} = 0.920$$

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

Faktor for relativ fuktighet

$$\beta_H := \min \left[ 1.5 \left[ 1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right], h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] = 960.90$$

Faktor for tid etter belastning

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

Faktor for relativ luftfuktighet

$$\varphi_{\text{RH}} := \left( 1 + \frac{1 - \text{RH} \div 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.183$$

Faktor for betongfasthet

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

Faktor for betongalder ved pålasting

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

Nomert kryptall

$$\varphi_0 := \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta_{f,\text{cm}} \cdot \beta_{t,t_0} = 2.029$$

**Kryptall 100 år**

$$\varphi_{100\text{år}} := \varphi_0 \cdot \beta_{\text{c},t,t_0} = 2.013$$

Compliancefunksjon

$$J_{t,t_0} := \frac{1}{E_{\text{cm},t_0}} + \frac{\varphi_{100\text{år}}}{E_{\text{cm},28}} = 8.347 \times 10^{-5}$$

---

## Svinn

### Svinnøyning ved uttørring

Faktor for tid etter belastning  $\beta_{ds,t.ts} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.988$

Koeffisient effektiv tverrsnittstykkelse  $300 < h_0 < 500 \quad k_h := 0.75$

Faktor for relativ luftfuktighet  $\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1.018$

Faktor for sementtype  $\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[ \left( 220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 5.361 \times 10^{-4}$

Svinnøyning ved uttørring  $\epsilon_{cd} := \beta_{ds,t.ts} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 3.974 \times 10^{-4}$

### Autogen svinnøyning

Faktor for betongfasthet  $\epsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$

Faktor for belastningstidspunkt  $\beta_{as,t} := 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 1$

Svinnøyning autogen  $\epsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \epsilon_{ca,\infty} = 8.75 \times 10^{-5}$

**Total svinnøyning 100 år**  $\epsilon_{cs} := -(\epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}) = -4.849 \times 10^{-4}$

---

## G.2 Bazant-Baweja B3 model

### E-modul

E-modul 28 dogn

$$E_{\text{cm},28} := 4734 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} = 31757 \text{ MPa}$$

E-modul pålastning

$$E_{\text{cm},t_0} := E_{\text{cm},28} \left( \frac{t_0}{4 + 0.85 \cdot t_0} \right)^{0.5} = 21492 \text{ MPa}$$

### Kryp

#### Grunnleggende kryp

$$\varepsilon_{\text{sh}\infty} := -\alpha_{1B} \cdot \alpha_{2B} \left( 1.9 \cdot 10^{-2} \cdot w^{2.1} \cdot f_{\text{ck}}^{-0.28} + 270 \right) = -559.261$$

Faktor for asymptotisk E-modul

$$q_1 := \frac{0.6 \cdot 10^6}{E_{\text{cm},28}} = 18.894$$

Faktor for betongfasthet

$$q_2 := 185.4 \cdot c^{0.5} \cdot f_{\text{ck}}^{-0.9} = 122.960$$

Faktor for vann/sementforholdet

$$q_3 := 0.29 \left( \frac{w}{c} \right)^4 \cdot q_2 = 0.780$$

Faktor for tilslag/sementforholdet

$$q_4 := 20.3 \left( \frac{a}{c} \right)^{-0.7} = 7.429$$

Faktor for betongfasthet, sementtype og herdeforhold

$$q_5 := 7.57 \cdot 10^5 \cdot f_{\text{ck}}^{-1} \cdot \left( |\varepsilon_{\text{sh}\infty}| \right)^{-0.6} = 377.846$$

Faktor for tid etter belastning

$$r_{t_0} := 1.7 \cdot (t_0)^{0.12} + 8 = 9.940$$

Funksjon for tid under belastning

$$Z_{t,t_0} := (t_0)^{-m} \cdot \ln \left[ 1 + (t - t_0)^n \right] = 0.780$$

$$Q_{f,t_0} := \left[ 0.086 \cdot (t_0)^{\frac{2}{9}} + 1.21 \cdot (t_0)^{\frac{4}{9}} \right]^{-1} = 0.480$$

$$Q_{t,t_0} := Q_{f,t_0} \cdot \left[ 1 + \left( \frac{Q_{f,t_0}}{Z_{t,t_0}} \right)^{r_{t_0}} \right]^{-\left( 1+r_{t_0} \right)} = 0.480$$

Faktor for betongfasthet

$$k_t := 8.5 \cdot t_s^{-0.08} \cdot f_{\text{ck}}^{-\left( 1+4 \right)} = 3.006$$

Effektiv tverrsnittstykkelse (Bazant)

$$D := h_0 \cdot 10^{-1} = 48 \cdot \text{cm}$$

$$\tau_{\text{sh}} := k_t \cdot (k_s \cdot D)^2 = 11009.517$$

$$S_t := \tanh \left[ \sqrt{\frac{(t - t_s)}{\tau_{sh}}} \right] = 0.949$$

$$S_{t0} := \tanh \left[ \sqrt{\frac{(t_0 - t_s)}{\tau_{sh}}} \right] = 0$$

$$H_t := 1 - (1 - h) \cdot S_t = 0.715$$

$$H_{t0} := 1 - (1 - h) \cdot S_{t0} = 1$$

Compliance for grunnleggende kryp

$$C_{0,t,t0} := q_2 \cdot Q_{t,t0} + q_3 \cdot \ln \left[ 1 + (t - t_0)^n \right] + q_4 \cdot \ln \left( \frac{t}{t_0} \right) = 129.956$$

Compliance for tørkende kryp

$$C_{d,t,t0,ts} := q_5 \cdot (\exp(-8 \cdot H_t) - \exp(-8 \cdot H_{t0}))^{0.5} = 20.472$$

**Deformasjonsfunksjon**

$$J_{t,t0} := (q_1 + C_{0,t,t0} + C_{d,t,t0,ts}) \cdot 10^{-6} = 1.693 \times 10^{-4}$$

Kryptall 100 år

$$\varphi_{100\text{år}} := E_{cm,t0} \cdot J_{t,t0} - 1 = 2.639$$

**Svinn**

Faktor for relativ luftfuktighet

$$k_h := 1 - h^3 = 0.657$$

**Total svinntøyning 100 år**

$$\epsilon_{sh,t,ts} := (\epsilon_{sh\infty} \cdot k_h \cdot S_t) \cdot 10^{-6} = -3.487 \times 10^{-4}$$

---

## G.3 Model Code 2010

### E-modul

$$E_{\text{cm},28} := 21.5 \cdot 10^3 \cdot \left( \frac{f_{\text{cm}}}{10} \right)^{(1+3)} = 37486 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{cm},t_0} := \beta_{\text{cc}}^{0.5} \cdot E_{\text{cm},28} = 28994 \text{ MPa}$$

### Kryp

#### Kryptall for uttørking

$$\text{Faktor for betongfasthetens betydning} \quad \alpha_{f_{\text{cm}}} := \left( \frac{35}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\text{Faktor for relativ fuktighet} \quad \beta_h := \min(1.5 \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_{f_{\text{cm}}}, 1500 \cdot \alpha_{f_{\text{cm}}}) = 929.4$$

$$t_{0,\text{adj}} := t_0 \cdot \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^{\alpha_{\text{SC}}} = 3 \text{ dager}$$

$$\gamma_{t_0} := \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_{0,\text{adj}}}}} = 0.231$$

$$\text{Faktor for tid etter belastning} \quad \beta_{\text{dc},t,t_0} := \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma_{t_0}} = 0.994$$

$$\text{Faktor for pålastningstidspunkt} \quad \beta_{\text{dc},t_0} := \frac{1}{0.1 + t_{0,\text{adj}}^{0.2}} = 0.743$$

$$\text{Faktor for relativ luftfuktighet} \quad \beta_{h_0,\text{RH}} := \left( \frac{1 - \text{RH} \div 100}{3 \sqrt{\frac{h_0}{0.1 \cdot \frac{h_0}{100}}}} \right) = 0.382$$

$$\text{Faktor for betongfasthet} \quad \beta_{\text{dc},f_{\text{cm}}} := \frac{412}{(f_{\text{cm}})^{1.4}} = 1.588$$

$$\text{Kryptall for uttørking} \quad \varphi_{\text{dc},t,t_0} := \beta_{\text{dc},f_{\text{cm}}} \cdot \beta_{h_0,\text{RH}} \cdot \beta_{\text{dc},t_0} \cdot \beta_{\text{dc},t,t_0} = 0.448$$

---

### Kryptall for grunnleggende kryp

Faktor for betongfasthet  $\beta_{bc.fcm} := \frac{1.8}{(f_{cm})^{0.7}} = 0.112$

Faktor for tid etter belastning  $\beta_{bc.t.t0} := \ln \left[ \left( \frac{30}{t_{0.adj}} + 0.035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] = 15.117$

Kryptall for grunnleggende kryp  $\varphi_{bc.t.t0} := \beta_{bc.fcm} \cdot \beta_{bc.t.t0} = 1.689$

### Kryptall 100 år

$$\varphi_{100\text{år}} := \varphi_{dc.t.t0} + \varphi_{bc.t.t0} = 2.138$$

Compliancefunksjon  $J_{t.t0} := \frac{1}{E_{cm.t0}} + \frac{\varphi_{100\text{år}}}{E_{cm.28}} = 9.152 \times 10^{-5}$

## Svinn

### Svinnøyning ved uttørking

Faktor for tid etter belastning  $\beta_{ds.t.ts} := \left[ \frac{(t - t_s)}{0.035 \cdot h_0^2 + (t - t_s)} \right]^{0.5} = 0.904$

Faktor for relativ luftfuktighet  $\beta_{RH} := -1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -1.018$

Faktor for sementtype  $\epsilon_{c ds 0.fcm} := \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}) \right] \cdot 10^{-6} = 3.494 \times 10^{-4}$

Svinnøyning ved uttørking  $\epsilon_{c ds} := \epsilon_{c ds 0.fcm} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds.t.ts} = -3.215 \times 10^{-4}$

### Autogen svinnøyning

Faktor for betongfasthet  $\epsilon_{cas 0.fcm} := -\alpha_{as} \cdot \left[ \frac{(f_{cm} \div 10)}{6 + (f_{cm} \div 10)} \right]^{2.5} \cdot 10^{-6} = -1.055 \times 10^{-4}$

Faktor for belastningstidspunkt  $\beta_{as.t} := 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 1$

Svinnøyning autogen  $\epsilon_{cas} := \epsilon_{cas 0.fcm} \cdot \beta_{as.t} = -1.055 \times 10^{-4}$

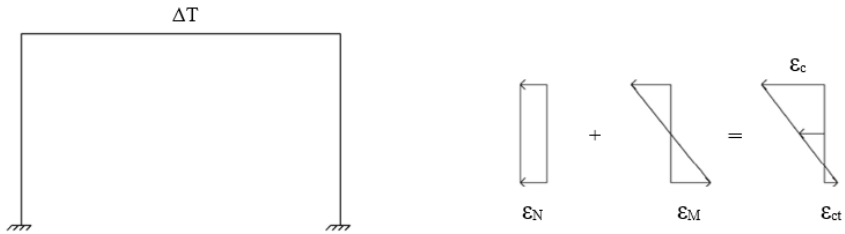
### Total svinnøyning 100 år

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cas} + \epsilon_{c ds} = -4.27 \times 10^{-4}$$

---

## Vedlegg H: Verifikasjon av tøyning i NovaDesign

For å verifisere hvordan NovaDesign beregner tøyninger er en enkel ramme analysert med egenlast og temperaturlast  $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ . Resultatene for element 3 og 6, henholdsvis midt i toppbjelken og toppen av søylen er sammenliknet med håndberegninger.



### NovaDesign:

-----  
Listing of concrete results  
-----

Concrete design code:  
NS-EN 1992-1-1

Included elements:  
1-11

Included load combinations  
3-3

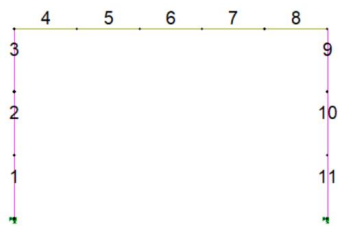
Abbreviations in result listing  
epsct - Maximum concrete compressive strain  
epsct - Maximum concrete tensile strain

Elem	X/L	Comb		Epsc [o/oo]	Epsct [o/oo]
3	1.00	3	Value	-0.09	0.08
6	0.50	3	Value	-0.08	0.08

-----



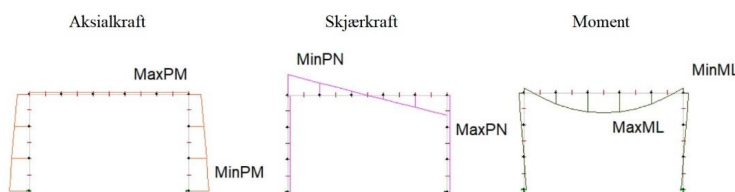
## Håndberegning:



### Geometric sections

No.	Name
1	100x100
2	100x200

## Egenlast:

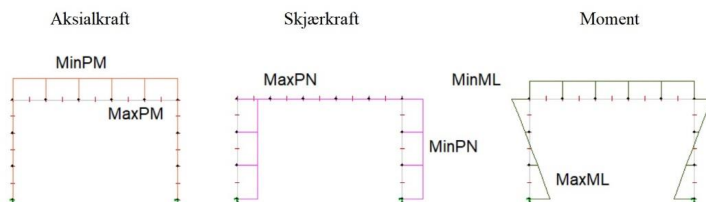


### Max./min. sect.for. for all curves

Loadcases are plotted  
Envelope curves are plotted

Type	Value [kN/ kNm]
MaxPM	-0.16
MinPM	-2.04
MaxPN	1.27
MinPN	-1.27
MaxML	1.28
MinML	-0.31

## Temperaturlast:

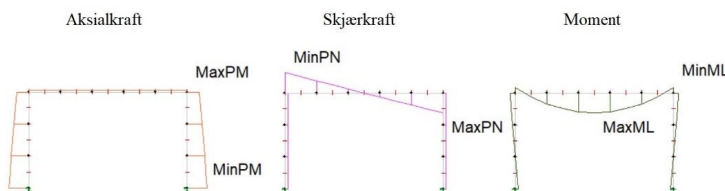


### Max./min. sect.for. for all curves

Loadcases are plotted  
Envelope curves are plotted

Type	Value [kN/ kNm]
MaxPM	0.00
MinPM	-0.02
MaxPN	0.02
MinPN	-0.02
MaxML	0.03
MinML	-0.02

## Kombinasjon:



### Max./min. sect.for. for all curves

Loadcombinations are plotted  
Envelope curves are plotted

Type	Value [kN/ kNm]
MaxPM	-0.17
MinPM	-2.04
MaxPN	1.27
MinPN	-1.27
MaxML	1.26
MinML	-0.34

---

	<u>Bjelketvernsnitt</u>	<u>Søyletvernsnitt</u>
Bredde	$b_b := 100 \text{ mm}$	$b_s := 100 \text{ mm}$
Høyde	$h_b := 200 \text{ mm}$	$h_s := 100 \text{ mm}$
Tverrsnittsareal	$A_b := b_b \cdot h_b = 2 \times 10^4 \text{ mm}^2$	$A_s := b_s \cdot h_s = 1 \times 10^4 \text{ mm}^2$
2. Arealmoment	$I_b := \frac{b_b \cdot h_b^3}{12} = 6.667 \times 10^7 \text{ mm}^4$	$I_s := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = 8.333 \times 10^6 \text{ mm}^4$
E-modul	$E := 28000 \text{ MPa}$	
Temperaturutvidelseskoeffisient	$\alpha_T := 0.85 \cdot 10^{-5}$	
Temperaturøkning	$\Delta T := 10 \text{ }^\circ\text{C}$	

### Moment og aksialkrefter

	<u>Bjelkemidte</u>	<u>Søyletopp</u>
Moment	$M_{\text{felt}} := 1.26 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$M_{\text{søyle}} := 0.34 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
Aksialkraft	$N_{\text{felt}} := -0.17 \cdot 10^3 \text{ N}$	$N_{\text{søyle}} := -1.28 \cdot 10^3 \text{ N}$

### Tøyning

Bjelkemidte overside	$\epsilon_{\text{bjelke.o}} := \left( \frac{N_{\text{felt}}}{E \cdot A_b} - \frac{M_{\text{felt}}}{E \cdot I_b} \cdot \frac{h_b}{2} \right) \cdot 10^3 = -0.068 \text{ ‰}$	(trykk)
Bjelkemidte underside	$\epsilon_{\text{bjelke.u}} := \left( \frac{N_{\text{felt}}}{E \cdot A_b} + \frac{M_{\text{felt}}}{E \cdot I_b} \cdot \frac{h_b}{2} \right) \cdot 10^3 = 0.067 \text{ ‰}$	(strekk)
Søyletopp utside	$\epsilon_{\text{søyle.ut}} := \left( \frac{N_{\text{søyle}}}{E \cdot A_s} - \frac{M_{\text{søyle}}}{E \cdot I_s} \cdot \frac{b_s}{2} \right) \cdot 10^3 = -0.077 \text{ ‰}$	(trykk)
Søyletopp innside	$\epsilon_{\text{søyle.in}} := \left( \frac{N_{\text{søyle}}}{E \cdot A_s} + \frac{M_{\text{søyle}}}{E \cdot I_s} \cdot \frac{b_s}{2} \right) \cdot 10^3 = 0.068 \text{ ‰}$	(strekk)