

Deformasjonsanalyse, skadekartlegging og klassifisering av Gisundbrua

Kristoffer Berg Stensrud

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10. juni 2014	ANTALL SIDER: Rapport: 85, Vedlegg: 14 + ekstern perm
------------------------------------	------------------------	----------------------------------------------------------

TITTEL: Deformasjonsanalyse, skadekartlegging og klassifisering av Gisundbrua

UTFØRT AV:

Kristoffer Berg Stensrud



SAMMENDRAG:

Denne rapporten omhandler modellering og analyse av Gisundbrua, med NovaFrame som hovedverktøy. Dette er ei fritt-frambygg bru fra 1970-tallet, som grunnet store nedbøyninger har blitt skadet og fått svekket funksjonalitet. I analysen er det fokusert på nøyaktig modellering av kryp, som er en sterk bidragsyter til langtidsdeformasjoner i betongkonstruksjoner. Delkrypmetoden har blitt manuelt implementert i NovaFrame.

Beregninger av kryp, svinn og forspenningstap i brua, slik den er i arbeidstegningene, gir nedbøyninger på 450mm midt i begge hovedspennene over en periode på ca 40 år. For å jevne ut brubanen etter unøyaktig utbygging ble det lagt ekstra asfaltbelegg i det ene hovedspennet. Effekten av dette har blitt analysert i NovaFrame og gir en ytterligere nedbøyning på 70 mm midt i feltet. Når de to nevnte bidrag legges sammen stemmer det godt med målte nedbøyninger, dermed kan den ekstra asfalten fastslås som en fremtredende skadeårsak.

Kragarmene i FFB-delen av brua er sammenkoblet med ledd. Nedbøyning medfører da at begge kragarmene roterer innover slik at fugen i overkant av tverrsnittet trykkes sammen.

Sammenligninger av resultatene fra NovaFrame med prosjekterte overhøyder for kryp, viser at det er tydelige forskjeller mellom beregningsmetodene som ble brukt da brua ble prosjektert og de som er benyttet i denne oppgaven. Den gamle metoden later til å overestimere krypdeformasjonene i forhold til realiteten.

Brua er klassifisert og påvist å tåle Bk10 ved kontroll av momentkapasitet i ULS. Største utnyttelsesgrad er på 93% over støtten mellom de to hovedspennene.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER(E): Håvard Johansen og Thomas Reed, Statens Vegvesen, Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Instituttet for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

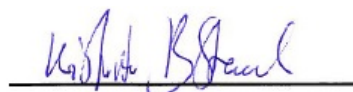
Denne rapporten er resultatet av masteroppgaven som er gjennomført våren 2014, i det siste semesteret av sivilingeniørutdanningen på NTNU. Oppgaven er utført ved Instituttet for konstruksjonsteknikk, i samarbeid med Statens Vegvesen, med professor Terje Kanstad som intern veileder og Håvard Johansen og Thomas Reed fra Vegdirektoratet i Trondheim som eksterne veiledere.

Gjennom denne oppgaven har jeg fått god og bred kunnskap om fritt-frambygg bruer og betongkonstruksjoner generelt. Jeg har fått spesielt dyp forståelse for bruanalyser i rammeprogrammet NovaFrame, langtidsdeformasjoner av betongbruer, kryppmodellering med mange byggefaser og skader og reparasjoner av betongbruer. Kompleksiteten og problemene knyttet til modellering, analyse og oppførsel av fritt-frambygg bruer har virkelig gitt meg en faglig utfordring.

Jeg sitter selv igjen med et stort personlig utbytte, og håper samtidig at dette arbeidet er av nytte for andre, spesielt Statens Vegvesen som har ansvaret for denne brua. Dette er den første masteroppgaven som er skrevet om Gisundbrua og jeg håper at jeg har lagt et godt grunnlag dersom noen skal fortsette arbeidet i kommende år. Jeg har brukt mye tid på å samle inn og bearbeide arbeidsgrunnlag slik at mye ligger til rette for videre arbeid.

Jeg vil først og fremst takke professor Terje Kanstad, Håvard Johansen og Thomas Reed som alle har bidratt med nyttig veiledning på denne masteroppgaven. Dette innebærer både kursing i bruk av NovaFrame, faglige temaer og spørsmål og tips til oppgaveskriving generelt.

Det rettes også en stor takk til Knut Davidsen i Statens Vegvesen, Region Nord for å ha bidratt med arbeidsgrunnlag, Sigmund Karlsen i Vegdirektoratet for å ha funnet frem gode kopier av arbeidstegningene fra arkivet, Lars Narvestad i Aas Jakobsen for både hjelp med og lisens til NovaFrame og Carl Hansevol i Johs Holt for å ha bidratt med rapporter om Gisundbrua.



Kristoffer Berg Stensrud

Sammendrag

Gisundbrua er ei fritt-frambygg bru som med tiden har utviklet betydelige deformasjoner. Disse har medført skader og svekket bruas funksjonalitet. Denne masteroppgaven omhandler kartlegging av skadeomfanget, analyser for å finne ut hva disse skyldes og undersøkelse av mulige reparasjoner. I tillegg er det foretatt klassifisering av brua og momentkapasitet har blitt kontrollert i bruddgrensetilstand.

De største skadene finnes i midten av begge hovedspennene, spesielt ille er det i felt 11-12. Store nedbøyninger har ført til en markant knekk i vegens profillinje som går utover bruas funksjonalitet og estetikk. I tillegg har fugen blitt sammentrykt som konsekvens av knekken, noe som videre har medført lokale skader på betong og tilslutning i området rundt den.

Rammeprogrammet NovaFrame har blitt brukt til å bygge modell av brua og kjøre analyser. Hovedfokus er vinklet mot nøyaktig modellering av de laster som har innvirkning på langtidsdeformasjonene, deriblandt kryp som har blitt manuelt beregnet med delkrypmetoden.

Fra analysen i NovaFrame finnes det at kryp, svinn og forspenningstap i brua, slik den fremstår i arbeidstegningene, har medført store deformasjoner med nedbøyninger på rundt 450 mm midt i begge hovedspenn. Dette over en periode på 42 år, fra brua var ferdig bygd og frem til idag. Sammenlignet med prosjekterte overhøyder for kryp er deformasjonsberegningene fra NovaFrame relativt lave. Dette blir en "gammelt mot nytt" sammenligning, og med argument i at dagens metoder og verktøy er utviklet siden tiden da brua ble prosjektert, er det rimelig å konkludere med at denne oppgaven gir mer nøyaktige resultater enn det som ble prosjektert for 40 år siden.

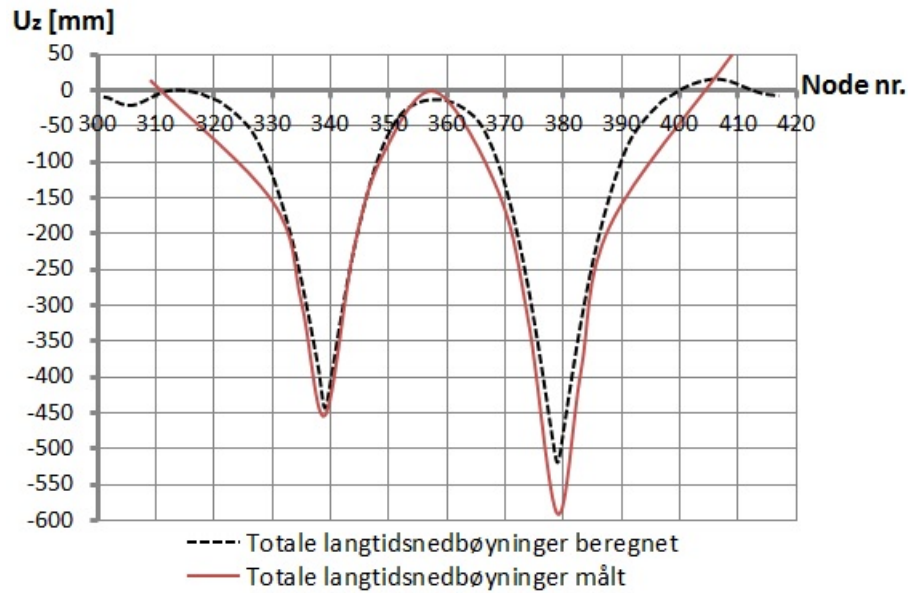
Sammenlignet med målte verdier fra nivelleringer er nedbøyningsresultatene fra NovaFrame presise i det ene hovedspennet (felt 10- 11), men har i det andre hovedspennet (felt 11- 12) et avvik på hele 150 mm. Dette er spesielt ettersom spennene er av lik lengde. Av gamle rapporter fremkommer det at et ekstra asfaltbelegg har blitt lagt utover store deler av felt 11- 12 for å dekke over feil i utbyggingen. Effekten av dette har blitt analysert i NovaFrame og resultatene tyder på at denne ekstra lasten i stor grad har bidratt til den utilsiktede store nedbøyningen. Dette fremgår tydelig i figuren på neste side, hvor deformasjonsberegninger fra NovaFrame er plottet mot målinger. I figuren er det ledd i node 339 og 379.

Leddets forbindelse mellom kragarmene, kombinert med store nedbøyninger, fastslås å være årsaken til sammentrykningen av fugene. Fordi leddet tillater rotasjon når kragarmene bøyes ned vil overkanten av tverrsnittene presses sammen, med en økende fugespalte ned langs stegene sett fra siden.

Det bør foretas reparasjoner, både av lokale skader rundt fugene og for å løfte overbygningen inn mot leddene i hovedspenn og på den måten åpne fugene her. I denne oppgaven har det blitt eksperimentert med ekstern forspenning i NovaFrame for å skape

oppbøyninger i hovedspennene, men ingen gode resultater ble oppnådd.

Brua er klassifisert og påvist å tåle Bk10 ved dimensjoneringskontroll av momentkapasitet i bruddgrensetilstand. Største utnyttelsesgrad er på 93% over støtten mellom de to hovedspennene.



Abstract

Gisundbrua is a balanced cantilever concrete bridge, which over time has developed substantial deformations. These have damaged the bridge and impaired its functionality. This Master's thesis contains damage descriptions, analyzes to figure what caused them, and possibilities for reparations. In addition, a classification of the bridge is conducted and the cross section's moment capacity is controlled in ultimate limit state.

The major damages are located in the middle of each of the two main spans, in particular span 11- 12. Large deflections have formed a markedly kink in the bridge's profile line which affects its functionality and esthetics. In addition, the joint has been pressed together as a consequence of the kink, which has led to local damages on the concrete and areas around the joint.

NovaFrame is a FEM- program which has been used to build a model of the bridge and run analysis. The main focus is angled towards accurate modeling of the loads that affect the long term deformations, such as creep which has been manually calculated using the partial creep method and implemented into NovaFrame.

From the FEM- analysis it is found that creep, shrinkage and loss of prestress in Gisundbrua, as it appears in the drawings, have caused large deformations with deflections of about 450 mm in each main span. This is over a period of 42 years, from the bridge was completed in 1972 until today. Compared to the super elevations for creep calculated by the bridge engineer, the FEM- analysis deflection values are relatively small. This is a "old vs. new" comparison, and arguing that today's methods and tools have developed a lot since 1970, it is reasonable to conclude that analysis in this thesis yields more accurate results than the ones calculated for super elevation.

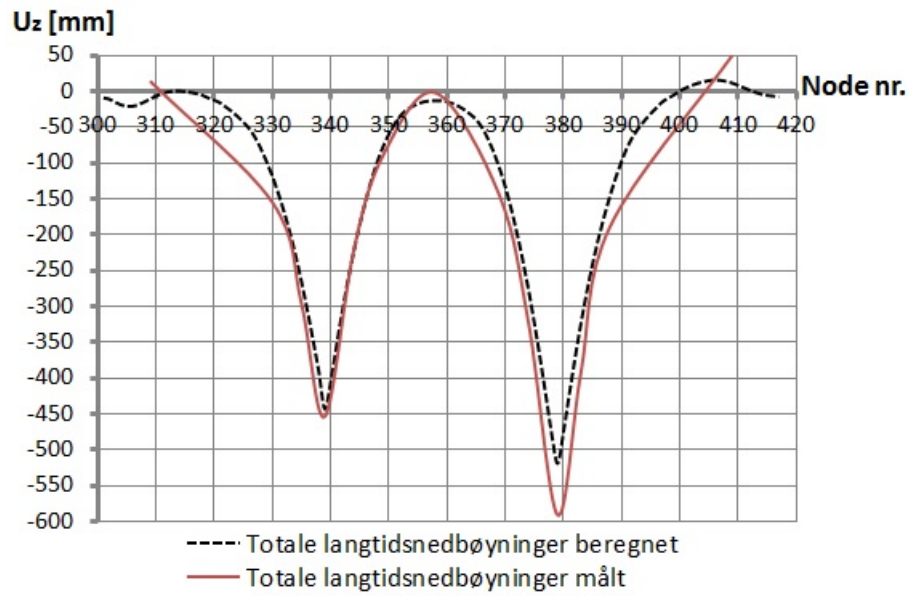
Compared to measured values, the NovaFrame deflection results are very similar in one of the two main spans (span 10- 11), but in the other main span (span 11- 12) there is a deviation of approximately 150 mm. This is peculiar considering the spans are of equal length. From old reports about Gisundbrua it appears that an extra layer of asphalt has been applied to span 11- 12 to make up for some mistakes during construction. The effect of this extra load has been analyzed in NovaFrame and the results indicate strongly that this is a reason of unexpected deformations. This is shown in the figure on the next page , where FEM- analysis results are plotted against measured values. Node 339 and node 379 in the figure are the locations of the joints.

The jointed connection between the cantilevers, combined with large deflections, is the reason why the top of the cross sections of each cantilever are pressed against each other. This happens because the joint allows for rotation when the cantilevers are exposed to deformation.

Reparations should be performed, both locally around the joints and more comprehensive to lift the superstructure to its theoretical profile line. In this thesis it has been experimented with external prestressing to create lift in the superstructure, but no good

results were achieved.

This bridge is proven to tolerate traffic loading of Bk50/10t. The moment capacity of the cross section has been controlled in the ultimate limit state, showing a maximum utilization of 93%.



Innhold

Figurer

Tabeller

1	Innledning	1
2	Generelt om fritt-rambygg bru	2
2.1	Byggetilstand	2
2.2	Ferdigtilstand og langtidsdeformasjoner	3
3	Gisundbrua	5
3.1	Geometri	5
3.2	Tverrsnitt	6
3.3	Randbetingelser og virkemåte	7
3.4	Materialer	10
3.4.1	Betong	10
3.4.2	Slakkarmering	11
3.4.3	Spennarmering	11
3.5	Byggehistorikk	12
4	Tilstand	15
5	Mulige skadeårsaker og forslag til reparasjoner	20
5.1	Skadeårsaker	20
5.2	Forslag til reparasjoner	23
6	Modellering i NovaFrame	24
6.1	Om NovaFrame	24
6.2	Global geometri	24
6.3	Randbetingelser	25
6.4	Materialer	27
6.5	Tverrsnitt	28
6.6	Spennkabler	28
6.7	Byggefaser	29
7	Laster	31
7.1	Permanente laster	31
7.1.1	Egenvekt	31
7.1.2	Superegenvekt	31
7.2	Trafikklast	32
7.2.1	Bruksklasse	33
7.2.2	Plassering av trafikklast	33
7.2.3	Trafikklast i NovaFrame	34

7.2.4	Temperaturlast	35
7.3	Forspeningslast	38
7.3.1	Oppspenning	38
7.3.2	Tap av spennkraft	38
7.3.3	Forspeningslast i NovaFrame	40
7.4	Byggefaselaster	42
7.5	Kryp	43
7.5.1	Grunnleggende teori	43
7.5.2	Kryp i Gisundbrua	44
7.5.3	Krypmodellering i NovaFrame	45
7.6	Svinn	49
7.6.1	Teoretisk grunnlag	49
7.6.2	Svinn i Gisundbrua	50
7.6.3	Svinnmodellering i NovaFrame	50
8	Lastkombinering	52
8.1	Bruddgrensetilstand	52
8.2	Lastkombinering i NovaFrame	52
9	Resultater fra numerisk analyse	54
9.1	Lastvirkninger	54
9.1.1	Byggetilstand	54
9.1.2	Ferdigtilstand	54
9.1.3	Trafikk	56
9.1.4	Skjær- og aksialkraft	57
9.2	Deformasjoner	58
9.2.1	Kryp	59
9.2.2	Svinn	60
9.2.3	Forspenning	61
9.2.4	Totale tidsutviklede deformasjoner	61
9.2.5	Temperatur	62
10	Kontroll i bruddgrensetilstand	64
10.0.6	Dimensjonerende lastvirkning	64
10.0.7	Momentkapasitet	65
10.0.8	Utnyttelsesgrad	66
11	Ytterligere analyser av årsak og reparasjon	67
11.1	Deformasjonsårsak	67
11.2	Reparasjon ved ekstern forspenning	68
12	Diskusjon og konklusjon	70
12.1	Konklusjon og videre arbeid	73

Referanser

75

Figurer

2.1	Raftsundet bru under bygging	2
2.2	Utbygging av fritt-frambygg bru	4
2.3	Typisk deformasjonsform for FFB etter lang tid	4
2.4	Krypomlagring av bøyemomenter over lang tid	5
3.1	Skisse av Gisundbrua sett fra sør. Spennlengder i meter.	5
3.2	Tverrsnitt i sidespenn	6
3.3	Oppriss hovedspenn	7
3.4	Venstre: Tverrsnitt inn mot søyler i hovedspenn. Høyre: tverrsnitt mot midten av hovedspenn.	7
3.5	Tverrsnitt søylepar i sidespenn	8
3.6	Venstre: Søyletverrsnitt i akse 10 til 12. Høyre: Søyletverrsnitt i akse 9 og 13	8
3.7	Leddets forbindelse mellom brubjelke og søyler i akse 2 og 25	9
3.8	Randbetingelser i akse 9 og 13	9
3.9	Venstre: Planskisse av pendelledd. Høyre: Opprisskisse av pendel	9
3.10	Byggeprosess for en tilfeldig seksjon "i"	12
3.11	Utbygging av Gisundbrua, skisse	14
4.1	Nedbøyning i hovedspennet mellom akse 11 og 12 sett mot Silsand. Kneken inn mot fugen fremgår ved vegmerkingen.	15
4.2	Fugespalte midtspenn akse 11 og 12. Her er åpningen målt til 6cm i bunn.	16
4.3	Venstre: Skader på fugen mellom akse 11 og 12. Høyre: Samme fuge sett fra undersiden. Tydelige betongskader i møte mellom kragplatene	17
4.4	Nivelleringspunkter langs FFB-delen av Gisundbrua	18
4.5	Nedbøyninger i punkt 1-13 over en periode fra bruas åpningsdato frem til 2011	19
4.6	Avvik mellom teoretisk og målt linje	20
5.1	Virkning av ekstra last i felt 11-12	21
5.2	Prosjekterte overhøyder for kryp og målte nedbøyninger i perioden ferdig bru	22
5.3	Leddets og kontinuerlig sammenkobling av kragarmer	22
5.4	Forspenning for å løfte brubanen og åpne fugen	23
6.1	Elementmodell av Gisundbrua i NovaFrame	25
6.2	Akseinnndeling langs Gisundbrua	25
6.3	Master-slave forbindelse mellom brubjelke og søyler i akse 7	26
6.4	Randbetingelser akse 9	27
6.5	Lastvirkningsdiagrammer fra testlast rundt toppen av søyle 9	27
6.6	Tverrsnitt med referanselinje og spennkabler	28
6.7	FFB-del i NovaFrame med synlig betongtverrsnitt og randbetingelser	28
6.8	Kragarmer fra akse 10 modellert i NovaFrame. Sett skrått fra undersiden for å synliggjøre utsparring i undergurt.	29

6.9	Spennkabler i overbygning sett ovenifra. Rød forankring: Aktiv ende, Blå forankring: Passiv ende.	29
6.10	Typisk kabelkonfigurasjon i sidespenn, gjennomgående kabler i felt og ekstra kabler over støtter.	30
6.11	Byggefaser i NovaFrame, den blå linjen er referanselinjen	30
7.1	Størrelse og plassering av superegenvekt	32
7.2	Inndeling av trafikklast	32
7.3	Aktuelle trafikkklaster på Gisundbrua	33
7.4	Aktuelle trafikkklaster på Gisundbrua	34
7.5	Forhåndsdefinert trafikklast type "Highway V1" i NovaFrame	35
7.6	Tap av tøyingsdifferanse i lengderetning. Den røde grafen representerer spennkraften justert for låsetap og friskjonstap.	40
7.7	Relaksasjonstap i NovaFrame	41
7.8	Lastkonfigurasjon i FFB-del, byggefase 4	43
7.9	Utvikling av tøyninger over tid	43
7.10	Rate of creep	45
7.11	Prinsippet om delkryp, eksempel	47
7.12	Kryptallutvikling	47
7.13	Kryptallutvikling	48
7.14	Utvikling av kryptall for seksjon 101 over det første året i dets levetid	49
9.1	Moment fra forskalingsvogner i byggefase 7, strekk i overkant	54
9.2	Moment fra egenvekt og spennarmering i byggefase 7, diagram på strekksiden	55
9.3	Momentdiagrammer for egenlast og spennarmering i ferdig tilstand, blå firkant representerer ledd, diagram på strekksiden	55
9.4	Bøyemomenter fra 100-års svinntøyning, diagram tegnet på strekksiden	56
9.5	Bøyemomenter fra kryp i perioden ferdig bru - 42 år, diagram på strekksiden	56
9.6	Største momenter fra de 8 temperaturkombinasjonene, diagrammer tegnet på strekksiden	56
9.7	verste plassering av trafikklast med hensyn på bøyemoment om tverraksen over støtte 11	57
9.8	Største momenter fra trafikklast i begge kjøreretninger, diagram er tegnet på strekksiden	57
9.9	Aksialkraftdiagram fra egenvekt	57
9.10	Skjærkraftdiagram fra egenvekt	58
9.11	Nedbøyninger fra kryp i byggetilstand	59
9.12	Nedbøyninger kryp i ferdigtilstand	60
9.13	Nedbøyninger fra 100-års svinn	60
9.14	Forspenning	61
9.15	Totale vertikale forskyvninger i perioden ferdig bru - 42 år	62
9.16	Vertikale forskyvninger for de forskjellige temperaturkombinasjonene	63
10.1	Snitt for kontroll av momentkapasitet	64

10.2	Spennings- og tøyningstilstand i tverrsnitt over støtte 10,11 og 12 i ULS (underarmert). Rødt område markerer trykksone til betongen.	66
11.1	Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krypdeformasjon	67
11.2	Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krypdeformasjon	68
11.3	Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krypdeformasjon	69
11.4	Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krypdeformasjon	69
12.1	Sammenligning av målte nedbøyninger, prosjekterte overhøyder og nedbøyninger beregnet i NovaFrame. Alle verdier er absoluttverdier.	71
12.2	deformasjoner	72
12.3	Fuge utslag	73

Tabeller

3.1	Betongegenskaper	10
3.2	Forspenningskabler	11
3.3	Byggefaseplan	13
4.1	Målte profilhøyder i perioden 1972-2011 [m], ”korrigert” betyr at profilhøyden er korrigert for å ta hensyn til forskjellig null-nivå	18
4.2	Nedbøyninger i perioden 1972 - 2011 [mm]	19
7.1	Oppspenningskraft per kabel	38
7.2	Betongens alder ved belastning t_0 , belastningsvarighet $t-t_0$ og delkryptall	49
8.1	Lastkombinering i bruddgrensetilstand	52
9.1	Nodeplasseringer	58
10.1	Dimensjonerende bøyemomenter om tverraksen i ULS. Alle verdier har benevnningen [kNm], negativt fortegn betegner strekk i overkant. Snitt i samsvar med Figur 10.1 og tallene i parentes er elementnummer.	64
10.2	Utnyttelsesgrad av momentkapasitet i snitt A - F	66

1 Innledning

Gisundbrua forbinder Senja, Norges nest største øy, med fastlandet og er en del av Riksveg 86. Den strekker seg fra Finnsnes i øst til Silsand i vest og krysser over Gisundet. Brua er prosjektert av Prosjektering AS, på starten av 1970- tallet, på oppdrag fra Statens Vegvesen, og åpnet for trafikk i 1972. Det er ett kjørefelt i hver retning og fortau på hver side. Brua har en total lengde på 1146 meter og er delt opp i 25 spenn. To av dem er hovedspenn på rundt 140 meter hver, bygget som fritt-frambygg. Resten er bygget som plasstøpte betongbjelker. Seilingshøyden er på 41 meter under hovedspennet.

Fritt-frambygg betyr at utbyggingen gjøres uten understøttelse. Dermed er dette som regel et alternativ ved valg av brutype når store fjorder og sund skal krysses. Til tross for denne åpenbare fordel er det store utfordringer knyttet til prosjektering og bygging av disse bruene. Dette skyldes først og fremst at utbyggingen deles inn i mange byggefaser slik at det blir ekstra mye å ta hensyn til med tanke på stadige endringer av last, tid og statisk system. Dette krever stor nøyaktighet og er arbeid som tar mye tid.

Over tid har fritt-frambyggbruer en tendens til å få større deformasjoner enn tilsiktet. Dette gjelder spesielt nedbøyninger midt i hovedspennet, og årsakene er ofte uklare. Videre kan dette medføre at krav til funksjonalitet og estetikk ikke tilfredsstilles slik at reparasjoner må gjennomføres. Dette er situasjonen for Gisundbrua, som fremviser store nedbøyninger, spesielt i ett av de to hovedspennene. Kragarmene som danner hovedspennet er koblet sammen med ledd, noe som har bidratt til å fremheve nedbøyningen her i form av en markant knekk. Fugen er som en konsekvens av dette helt sammentrykt og det har oppstått lokale skader i området rundt.

Denne oppgaven har som mål å kartlegge deformasjonene og skadeomfanget på brua, finne ut hva disse skyldes og undersøke mulige reparasjoner. I tillegg blir det utført brukklassifisering med tilhørende dimensjoneringskontroll, i form av momentkapasitet i bruddgrensetilstand.

Rammeprogrammet NovaFrame blir benyttet til å analysere brua og er således det klart viktigste verktøyet for denne oppgaven. Den største delen av arbeidet legges i å bygge en god og nøyaktig modell i NovaFrame og optimalisere bruken av denne med tanke på laster og analyser. Dette viser seg å være en utfordring ettersom Gisundbrua er stor og kompleks og skaper svært mye nødvendig input, spesielt i forbindelse med modellering av kryp. Både Microsoft Excel og Matlab har blitt brukt til å håndtere disse store mengdene med informasjon.

Rapportens oppbygning er ganske "rett frem" og består grovt sett av grunnlagsgjennomgang, modellering av geometri og laster i NovaFrame, analyseresultater, diskusjon og konklusjon.

2 Generelt om fritt-rambygg bruer

Fritt-rambygg (FFB) betegner en spesiell metode å bygge bruer på. Utkragere kalt kragarmer støpes ut fra hver side av et søylehode uten understøttelse. Hovedargumentet for å velge denne brutypen er altså at den kan bære seg selv under bygging, noe som er meget praktisk når det for eksempel skal bygges over fjord. I dag er FFB aktuelt for spennvidder fra 100 til 400 meter, noen ganger for spennvidder helt ned mot 80m [1]. Til nå er de lengste spennviddene som er bygget med denne metoden på omtrent 300 meter, men FFB har flere ganger vært foreslått for bruer med spenn på rundt 400 meter og vil, avhengig av brused, i nær fremtid være et konkurransedyktig alternativ [2]. Andre aktuelle brutyper for lange spennvidder er hengebruer og skråstagbruer. Disse har begge hovedbæresystem i overliggende kabler og strekkstaver som fører krefter til fundamentene via tårn. I motsetning til dette er det i FFB-bruer skjær og moment i brubjelken som fører kreftene til opplagerene. Dette medfører et kraftigere tverrsnitt med høye steg. Fordi byggingen av FFB-bruene foregår i mange etapper er det et stort prosjekteringsmessig skille mellom byggetilstand og ferdigtilstand.



Figur 2.1: Raftsundet bru under bygging

2.1 Byggetilstand

Hovedpoenget med fritt-rambygg er at overbygningen bærer seg selv helt eller delvis under bygging, som illustrert i Figur 2.1. Prinsippet er at de to utkragerene balanserer hverandre slik at det resulterende momentet i søylehodet er lite. På grunn av at hver

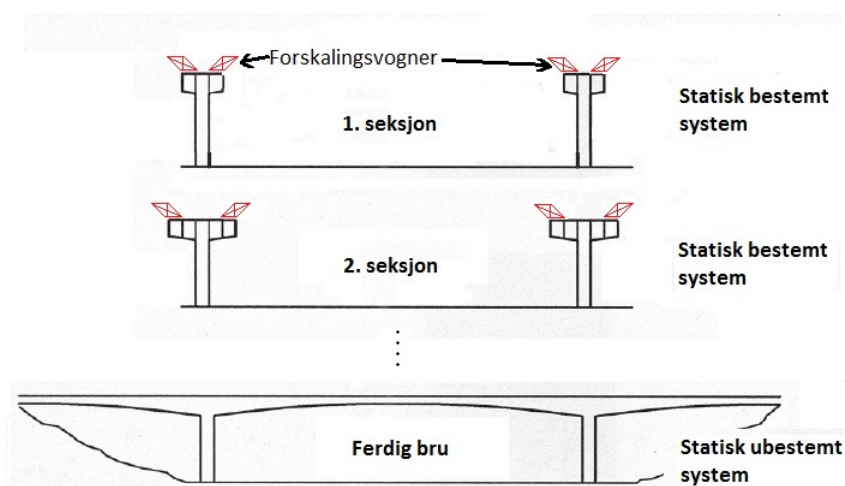
kragarm må tåle sin egen masse varierer høyden på tverrsnittet fra høyest inne ved søylen til lavest midt i spennet. Typen tverrsnitt som benyttes er kassetverrsnitt bestående av undergurt, steg og bruplate. I noen tilfeller er det utsparing i undergurten inn mot midtspenn. Fordi den ene kragarmen skal balansere den andre burde de ideelt sett være helt like til en hver tid. Dette er vanskelig i praksis og vanligvis er det tilstrekkelig å støpe én etter én full seksjon på annenhver kragarm. Større forskjeller kan om nødvendig kompenseres for ved bruk av balastkasser eller lettbetong. Grunnen til at man ikke vil ha skjevbelastning under bygging er for å unngå større, inelastiske krypdeformasjoner. I byggeperioden er som regel systemet statisk bestemt med randbetingelsene som følger av fast inspenning, se Figur 2.2. Da er søylen eneste avstivning og man ønsker at den har høy stivhet. Videre, når kragarmene kobles sammen og brua blir kontinuerlig, ønskes en mykere søyle som kan ta litt deformasjoner og dimensjoneres for jordskjelv. Vanligvis benyttes et kassetverrsnitt eller to parallelle skivesøyler slik som i Raftsundet bru i Figur 2.1. Støpingen av brubjelken gjøres seksjonsvis i flyttbare forskalingsvogner. Arbeidsoperasjonen for hver seksjon er typisk [2]:

1. Slakkarmering i undergurt, steg og bruplate
2. Montering av kabelrør og forankringer til spennarmering
3. Støp og avretting av undergurt, steg og bruplate
4. Installering av spennarmering og oppspenning
5. Framkjøring av vogn for neste seksjon

Fordi kragarmene er relativt myke og vil få nedbøyninger i løpet av byggeperioden er det viktig ta høyde for dette og utføre byggingen med overhøyder. Da vil brua få tilsiktet geometri når den er ferdigstilt. I tillegg brukes det mye spennarmering i overkant som spennes opp underveis for å motvirke den rene utkragereffekten. Dersom kragarmene ikke møtes nøyaktig som planlagt er det mulig å jekke dem på plass. I dag utføres sammenkoblingen ved at forskalingsvognen blir festet i begge kragarmene og støper en skjøtende seksjon. Før i tiden var det vanlig med ledd midt i spennet der kragarmene møtes.

2.2 Ferdigtilstand og langtidsdeformasjoner

Når kragarmene kobles sammen påføres ytterligere laster som blant annet slitelag og trafikklast. Systemet blir statisk ubestemt slik at det vil oppstå tvangskrefter fra deformasjonslast, temperaturpåvirkninger og spennarmering. I tillegg til de elastiske deformasjonene som oppstår direkte når last påføres, må man regne med betydelige deformasjonsendringer over tid. Å bestemme disse med tilstrekkelig nøyaktighet er et stort prosjekteringsmessig problem som kan påvirke brukonstruktører i valget av fritt-frambygg som brutype. Tendensen er at nedbøyningene i hovedspenn over tid blir større enn beregnet og at det oppstår en knekk inn mot midten [3]. Dette medfører at søylene krummer inn mot hovedspennet, slik Figur 2.3 viser. Da kan formavviket mellom brubanens teoretiske og faktiske linje bli så stort at det går ut over kravene til estetikk og funksjonalitet.



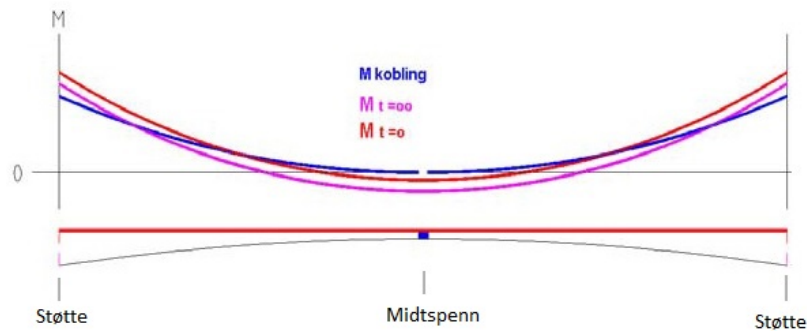
Figur 2.2: Utbygging av fritt-frambygg bru

Som nevnt i Kapittel 2.1 skal overhøyder håndtere nedbøyningene som oppstår. Dette gjelder også i ferdigtilstand hvor det må prosjekteres overhøyder for å ta hensyn til langtidsdeformasjoner. Det viktigste målet med dette er at vegens profilinje har en jevn og tilsiktet fasong, den faktiske profilhøyden er som regel av mindre betydning [3].



Figur 2.3: Typisk deformasjonsform for FFB etter lang tid

Kryp og svinn i betongen gjør at deformasjonsløpet kan være vanskelig å forutse. Begge disse er tidsavhengige effekter, kryp påvirkes i tillegg av ytre laster. Det er knyttet en del usikkerhet til modelleringen av kryp og svinn som medfører usikkerhet i modelleringen av deformasjoner. En fremtredende effekt i FFB er krypomlagring. Dette kan beskrives som en endring av lastvirkninger over tid, til tross for uendret konfigurasjon av ytre laster. Typisk for krypomlagring i fritt-frambygg er at støttemomentene reduseres ved at en del av momentet overføres til felt, se Figur 2.4.



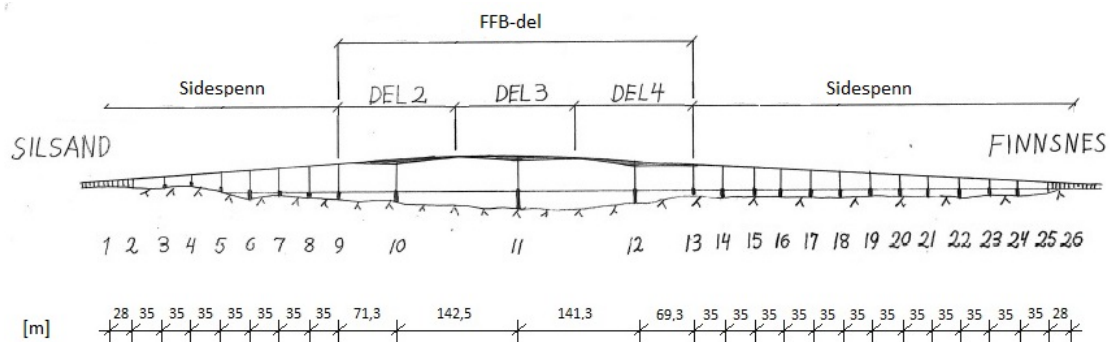
Figur 2.4: Krypomlagring av bøyemomenter over lang tid

3 Gisundbrua

Brua presenteres her basert på stikningsplan og arbeidstegninger produsert av Prosjektering AS på starten av 1970-tallet og levert av Statens Vegvesen, Region Nord (Vedlegg I, separat perm). Dette brukes som grunnlag for alt av geometri, randbetingelser og materialegenskaper. Etersom Gisundbrua er relativt gammel er det en del detaljer som er spesielle sammenlignet med bruene som bygges i dag. Det vil vektlegges ekstra i beskrivelsen av brua.

3.1 Geometri

Figur 3.1 viser en skisse av brua med akseinndeling og spennlengder. Aksene er plassert der overbygningen har understøttelse, landkar i akse 1 og 26 og søyler i de resterende aksene. Inndelingen på denne figuren vil konsekvent brukes i videre beskrivelser.



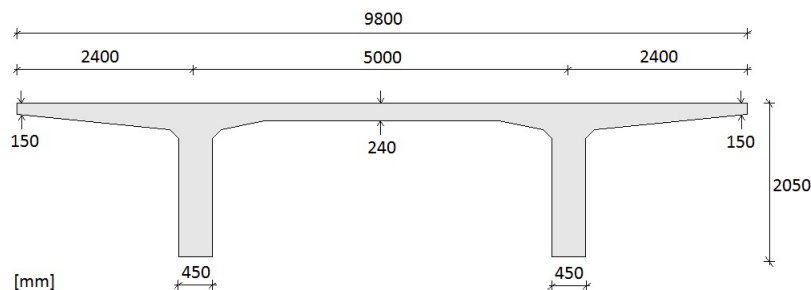
Figur 3.1: Skisse av Gisundbrua sett fra sør. Spennlengder i meter.

Bruas totale horisontale lengde, fra landkar til landkar, er 1146 meter. Den er delt inn i 25 spenn hvorav 2 av dem er store hovedspenn mellom akse 10 og akse 12 med lengder på 142,5 meter og 141,3 meter. Alt mellom akse 9 og akse 13, altså del 2,3 og

4, er bygget som fritt-rambygg. Her er det til sammen seks kragarmer som er støpt seksjonsvis og består av 18-19 seksjoner hver. Når samme FFB-seksjon på hver kragarm omtales samtidig betegnes dette med en X etter fulgt av seksjonens nummer. Står det for eksempel X16 menes seksjon 16 på kragarm 1,2,3,4,5 eller 6. Sidespennene mellom akse 1-9 og 13-26 er bygget som plasstøpte, spennarmerte betongbjelker og har spennlengder på 28-35 meter. Brua har kurvatur både i horisontplanet og vertikalplanet, dette fremgår tydelig i stikningsplan og oversiktstegning (begge disse ligger vedlagt som en del av arbeidstegningene). Horisontalkurvaturen er i all hovedsak mot Silsand-enden av brua og FFB-delen bygges uten horisontalkurvatur.

3.2 Tverrsnitt

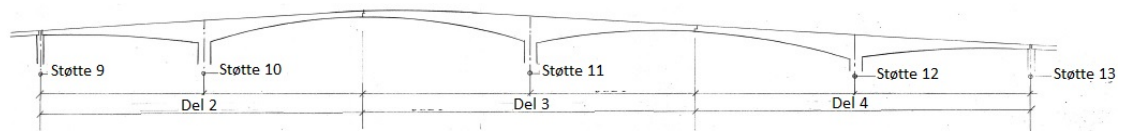
I sidespennene, altså akse 1-9 og akse 13-26, er tverrsnittet konstant og består av bruplate og to steg som vist i Figur 3.2.



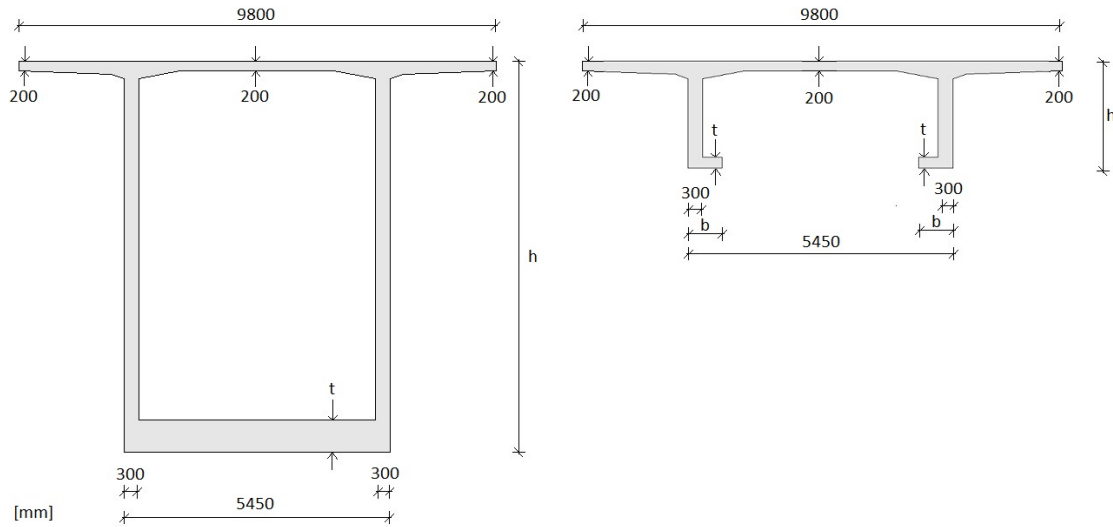
Figur 3.2: Tverrsnitt i sidespenn

I FFB-delen av brua er det benyttet kassetverrsnitt. Høyden på tverrsnittet reduseres fra høyest ved søylehodene til lavest midt i hovedspennene og mot sidespennene, som illustrert i Figur 3.3. Tykkelsen på steg og bruplate er konstant. Undergurten tykkelse varierer og er i likhet med tverrsnittshøyden størst inne ved søylene. Noe som skiller Gisundbrua fra nyere FFB bruer er at undergurten åpner seg inn mot midten av hovedspenn og mot sidespenn, se Figur 3.4. Hensikten med denne utsparingen er å ikke bruke mer betong enn nødvendig og på den måten spare vekt [2]. I tillegg til dette har undergurten noen steder også en brå forhøyning. Poenget med det er å få plass til spennarmeringsforankringene. For å gjøre en arbeidsbesparende forenkling er denne forhøyningen neglisjert i modellering og beregninger. I hele overbygningen er tverrsnittet egentlig bygget med slak helning fra midten og ut mot enden av flensene, og i noen deler av brua står det også litt på skrå. For å forenkle er også dette, i samråd med veiledere hos SVV, sett bort ifra i modellering og beregninger.

Forskjellige søyletyper har blitt tatt i bruk langs brua. Tverrsnittet som er brukt til søylene i sidespennene, altså i akse 2-8 og akse 14-25, er sirkulært, massivt og har diameter på 1 eller 1,2 meter. I alle disse aksene er det to søyler i par som forbindes med en tverrstiver, se Figur 3.5. Den har massivt tverrsnitt med dimensjoner 500mm x 1500mm.



Figur 3.3: Oppriss hovedspenn



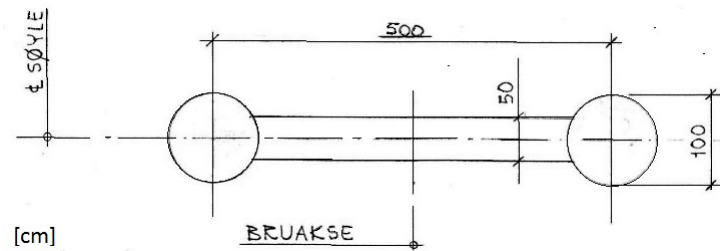
Figur 3.4: Venstre: Tverrsnitt inn mot søyler i hovedspenn. Høyre: tverrsnitt mot midten av hovedspenn.

I akse 9-13 er det benyttet rektangulære søyletverrsnitt, se Figur 3.6. Disse er hule i øvre del og massive i nedre del mot fundament. Det skal støpes kragarmer ut fra søylene i akse 10,11 og 12, derfor har disse større og mer robuste tverrsnittsdimensjoner enn søylene i akse 9 og 11.

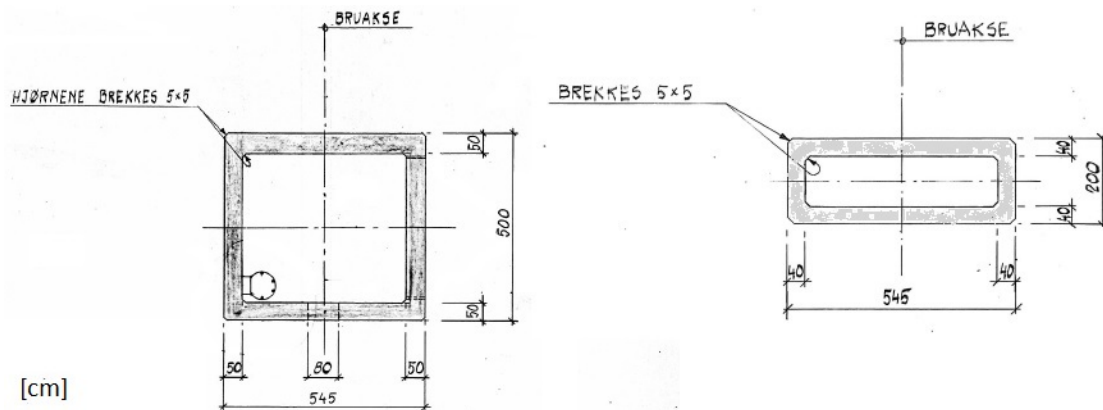
3.3 Randbetingelser og virkemåte

Alle søylene står på fundamenter og betraktes som fast innsente. I akse 1 og 26 ligger brua på landkar og har her to frihetsgrader - translasjon i bruas lengderetning og rotasjon om tverraksen. De aller fleste forbindelser mellom søyle og overbygning er monolittiske, men det er noen unntak. I akse 2 og 25 er det ledd mellom overbygning og søyler som vist i Figur 3.7. Leddet frigjør rotasjon om tverraksen og dermed får brubjelken lov til å rotere uavhengig av søylen i denne forbindelsen.

I akse 9 og akse 13 møtes hovedspenn og sidespenn. Det som er verdt å merke seg her er at kragarmen fra hovedspennet ikke er direkte sammenkoblet med brubjelken fra sidespennet. Altså er det ingen støpeskjøt mellom dem. De er begge fritt opplagt på søylen med glidelager/rullelager, dette er vist i Figur 3.8. At det ikke er kontinuitet i



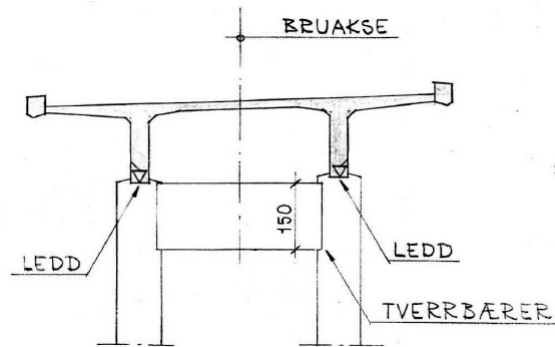
Figur 3.5: Tverrsnitt søylepar i sidespenn



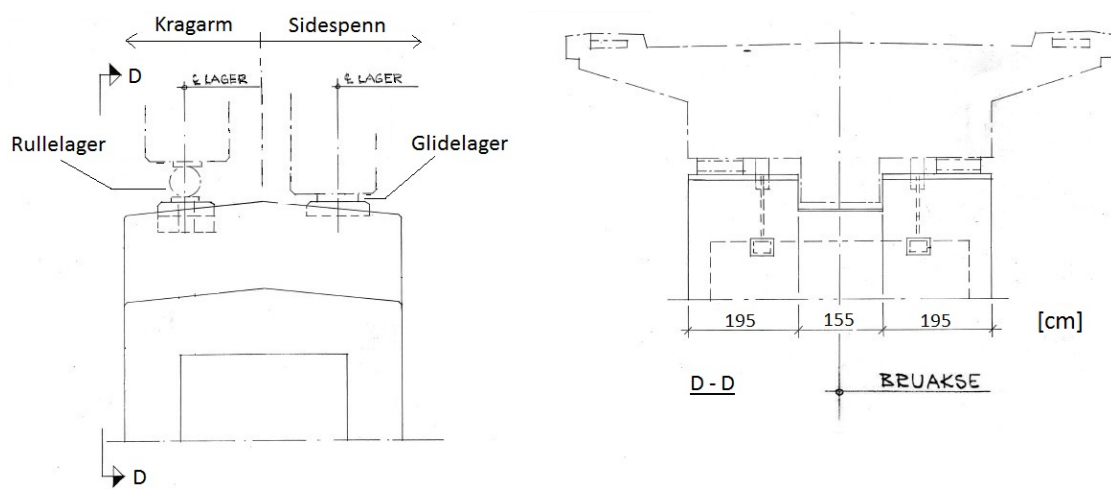
Figur 3.6: Venstre: Søyletverrsnitt i akse 10 til 12. Høyre: Søyletverrsnitt i akse 9 og 13

overbygningen vil føre til at brua i mindre grad oppfører seg som et sammenhengende system. Virkemåten vil heller minne om et tredelt system bestående av sidespenn - FFB-del - sidespenn.

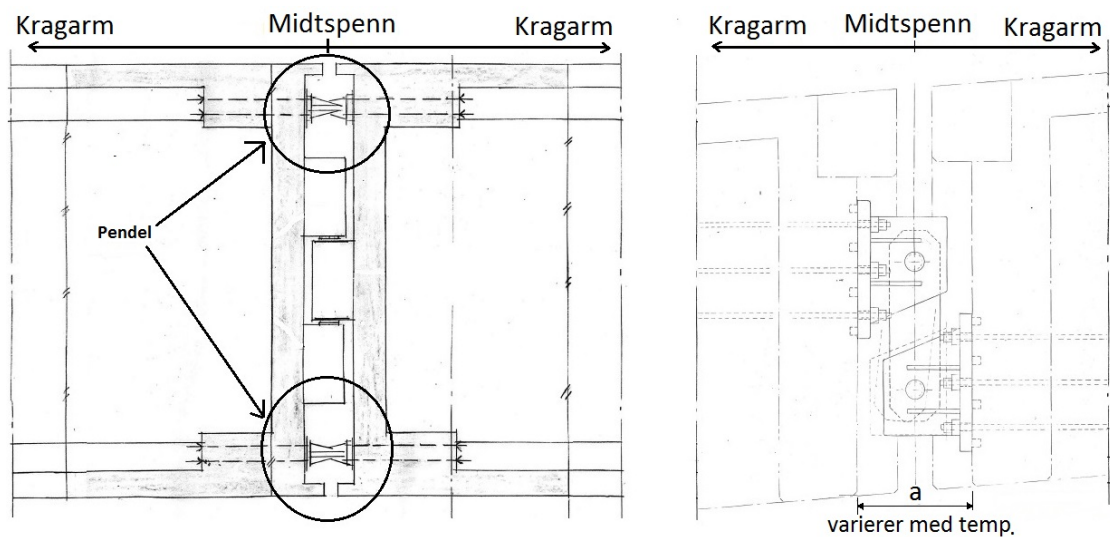
En annen spesiell detalj i Gisundbrua er at den har ledd midt i de to hovedspennene, i koblingspunktet mellom kragarmene. Dette var vanlig i FFB før, men brukes ikke i bruene som prosjekteres i dag [2]. Som nevnt har undergurten utsparring inn mot midten av hovedspennene, og det er nettopp leddet der som muliggjør dette fordi bøyemomentet her går mot null og nødvendig tverrsnittskapasitet minker. Leddtypen som er brukt er av typen pendelledd. Det er en pendel på hver side av tverrsnittet som illustrert i Figur 3.9. Det åpner for en ekstra frihetsgrad- rotasjon om tverraksen i midten av de to store hovedspennene.



Figur 3.7: Leddet forbindelse mellom brubjelke og søyler i akse 2 og 25



Figur 3.8: Randbetingelser i akse 9 og 13



Figur 3.9: Venstre: Planskisse av pendelledd. Høyre: Opprisskisse av pendel

3.4 Materialer

Hele brua er bygget i slakkarmert betong. Overbygningen og fundamentene er i tillegg spennarmerte. Betong- og stålqualität er gitt i arbeidstegningene som er fra starten av 1970-tallet og har betegnelser fra datidens standarder.

3.4.1 Betong

Hele overbygningen er støpt i betongqualität B450 som var beskrivende for betongen i NS427A (av 1962). I Statens Vegvesens Håndbok 238 - Bruklassifisering [4], heretter HB238, er det i tabell 4.4-2 angitt at B450 tilsvarer fasthetsklasse C40 med tilhørende konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} = 25,2 \text{ MPa}$. Videre tilsvarer dette fasthetsklasse B30 i NS3473 [5] og gir i hendhold til Tabell 5.a i denne en karakteristisk sylindrefasthet på $f_{cck} = 30 \text{ MPa}$. Middelerdien av betongens sylindetrykkfasthet beregnes som:

$$f_{cm} = f_{cck} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

Tabell 4 i samme standard gir følgende materialfaktorer for betongen: $\gamma_c = 1,4$ i bruddgrensetilstand (ULS) og $\gamma_c = 1,0$ i bruksgrensetilstand (SLS). Da blir den dimensjonerende trykkfastheten i ULS:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \text{ MPa}$$

Videre beregnes betongens karakteristiske elastisitetmodul i hendhold til NS3473, 9.2.1:

$$E_{ck} = k_E \cdot (f_{cck})^{0,3} = 9500 \cdot 30^{0,3} = 26400 \text{ MPa}$$

I tillegg til B450 er det også brukt betongqualität B300 i noen konstruksjonsdeler. Fasthetsparameterene for denne betongen er funnet på samme måte som beskrevet for B450. Tabell 3.1 samler informasjon om betongen i de ulike delene av brua.

Tabell 3.1: Betongegenskaper

Brudel	Betongqualität	Fasthetsklasse NS3473	f_{cck} [MPa]	f_{cd} [MPa]		f_{cm} [MPa]	E_c [GPa]
				ULS	SLS		
Overbygning	B450	B30	30	18	25,2	38	26,4
Søyler i sidespenn	B450	B30	30	18	25,2	38	26,4
tverrbærere	B450	B30	30	18	25,2	38	26,4
Søyler i hovedspenn	B300	B20	20	12	16,8	28	23,3
Fundamenter	B300	B20	20	12	16,8	28	23,3

3.4.2 Slakkarmering

Det er benyttet slakkarmering av kvalitet KS40 (lengdearmering) og KS40s (skjærarmering). Dette stålet har en karakteristisk flytegrense på $f_{yk} = 400\text{MPa}$ og E-modul $E_s = 200000\text{MPa}$. Materialfaktor i henhold til HB238, tabell 4.2-1 er $\gamma_s = 1,25$ i ULS og $\gamma_s = 1,0$ i SLS. Det gir en dimensjonerende fasthet i ULS på:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,25} = 320\text{MPa}$$

3.4.3 Spennarmering

Forspenningsstålet er av kvalitet ST175 med karakteristisk strekkstyrke $f_{pk} = 1750\text{MPa}$ og 0,2-grense 150 kg/mm^2 altså $f_{p0,2k} = 1500\text{MPa}$. Stålets 0,2-grense er spenningen som gir en maksimal inelastisk tøyning på 0,2% eller $\varepsilon_{inelastisk} = 0,002$. I dag har reglene på dette blitt strengere og tolererbar inelastisk tøyning har blitt nedjustert til 0,1% [6]. Med samme materialfaktor som slakkarmeringsstålet blir dimensjonerende fasthet i ULS:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,2k}}{\gamma_s} = \frac{1500}{1,25} = 1200\text{MPa}$$

Elastisitetsmodulen til spennstålet settes i samsvar med veileder til: $E_p = 195000\text{MPa}$. Kabelsystemet som er brukt i Gisundbrua er av typen BBRV 150/175. Hver kabel er satt sammen av et antall tråder med diameter på 6mm ($\varnothing 6$) og tverrsnittsareal på 28,3mm. Totalt er det brukt fire forskjellige kabelstørrelser med verdier som vist i Tabell 3.2. Det antas at kablene har sirkulære tverrsnitt slik at diameteren kan tilbakeregnes ved $d = \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}}$. Videre antas det at kabelrørene er sirkulære og av samme diameter som kabeltverrsnittet.

Tabell 3.2: Forspenningskabler

Antall $\varnothing 6$ tråder	Areal av kabeltverrsnitt, A_p [mm^2]	Diameter av kabeltverrsnitt [mm]	Kabelens dimensjonerende flytkraft, $A_p \cdot f_{pd}$ [kN]
22	623	28	748
32	906	34	1087
44	1245	40	1494
55	1557	45	1868

3.5 Byggehistorikk

Her beskrives byggeprosessen av Gisundbrua. Som tidligere forklart er det viktig å ta hensyn til at ikke helt brua blir støpt samtidig. Selv om det ikke foretas noen kontroll av bruas kapasitet i byggetilstand er det nødvendig med en god modellering av utbyggingen for å få med kryputviklingen som er sterkt avhengig av tid og belastning. Nøyaktig hvilken rekkefølge brua ble bygget er noe som delvis ble bestemt av utførende entreprenør og er tynt beskrevet i arbeidsgrunnlaget for denne oppgaven. Derfor er det til en viss grad basert på følgende antagelser og forenklinger:

- Alle søyler, søylehoder og sidespenn er støpt samtidig og er resultatet av første byggefase. Dette er nødvendigvis ikke korrekt, men vil ha liten betydning for problemstillingen i denne oppgaven
- I første byggefase inngår også første støpeseksjon på hver kragarm fordi disse bygges på fast stillas
- Det var 6 forskalingsvogner i drift samtidig under bygging, én per kragarm
- Hver støpetappe på hver av de 6 kragarmene antas støpt samtidig, f.eks. ble tredje seksjon på hver kragarm støpt på samme tid
- Hver FFB-seksjon tar 7 dager å bygge, fra forskalingsvogn ankommer til den går videre til neste seksjon

Den sistnevnte antagelsen gjelder altså for hver seksjon av kragarmene. Hva disse 7 dagene brukes til fremgår i Figur 3.10 som beskriver byggingen av en tilfeldig støpeseksjon, i , fra start til slutt. Det kreves en minimum betongfasthet på 28MPa for å spenne opp kablene, dette er gitt i arbeidstegningene. I forskalingsarbeidet inngår også installering av slakk-og spennarmering.



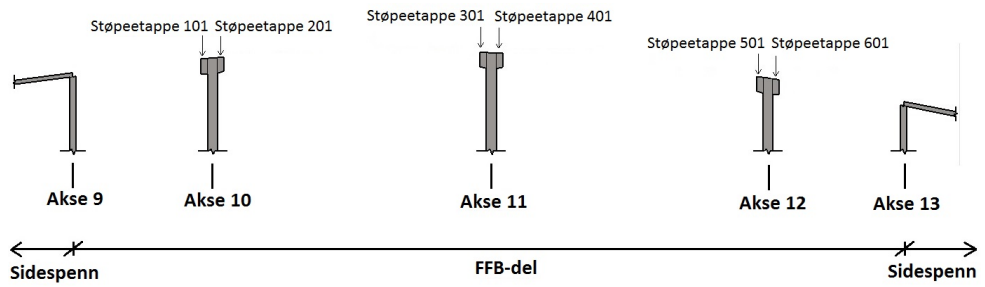
Figur 3.10: Byggeprosess for en tilfeldig seksjon "i"

Videre etableres det en byggefaseplan, se Tabell 3.3. Dette gjøres for å holde kontroll på tid slik at krypmodelleringen i NovaFrame blir mer oversiktlig, noe som blir nærmere forklart i kapittel 6.6.5- Kryp. Som det fremgår i byggefaseplanen er hele fase 1 plassert slik at tiden ved byggefaseslutt er fire dager. Dette er gjort fordi det antas at betongen må herde i minst fire dager før den kan belastes. Antagelsen om at alle søyler og side-spenn utføres i byggefase 1 er en stor forenkling som vil medføre unøyaktighet når disse konstruksjonsdelene analyseres, men det er av mindre betydning for denne oppgaven. Det viktigste i denne omgang er at FFB-delen blir modellert nøyaktig.

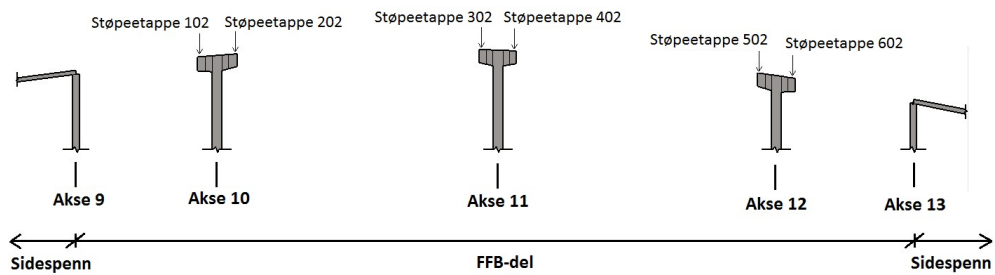
Tabell 3.3: Byggefaseplan

Byggefase	Aktivitet (Hva bygges)	Tid ved start av byggefase [dager]	Tid ved slutt av byggefase [dager]
1	Alle søyler og fundamenter Overbygning akse 1-9 og 13-25 Søylehoder akse 10,11 og 12 FFB seksjonene X01 (Utbygging på fast		4
2	FFB seksjonene X02	4	11
3	FFB seksjonene X03	11	18
4	FFB seksjonene X04	18	25
5	FFB seksjonene X05	25	32
6	FFB seksjonene X06	32	39
7	FFB seksjonene X07	39	46
8	FFB seksjonene X08	46	53
9	FFB seksjonene X09	53	60
10	FFB seksjonene X10	60	67
11	FFB seksjonene X11	67	74
12	FFB seksjonene X12	74	81
13	FFB seksjonene X13	81	88
14	FFB seksjonene X14	88	95
15	FFB seksjonene X15	95	102
16	FFB seksjonene X16	102	109
17	FFB seksjonene X17	109	116
18	FFB seksjonene X18	116	123
19	FFB seksjonene 319 og 419 Sammenkobling av kragarmer	123	130

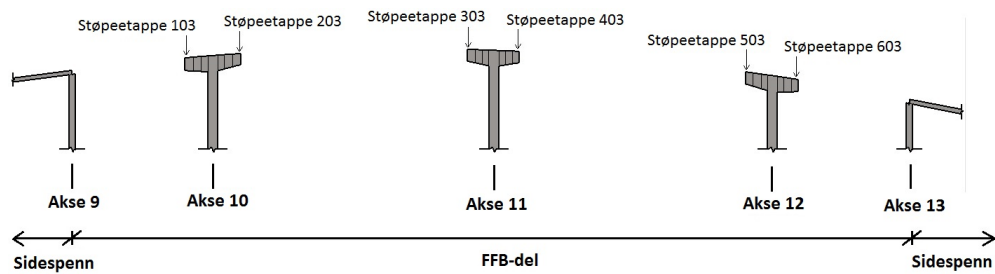
Figur 3.11a - Figur 3.11d illustrerer hvordan overbygningen mellom akse 9 og 13 vokser for hver støpetappe, fra byggefase 1 etter fire dager (byggefaseplan Tabell 3.3) til sammenkobling i hovedspennene i byggefase 19 etter 130 dager.



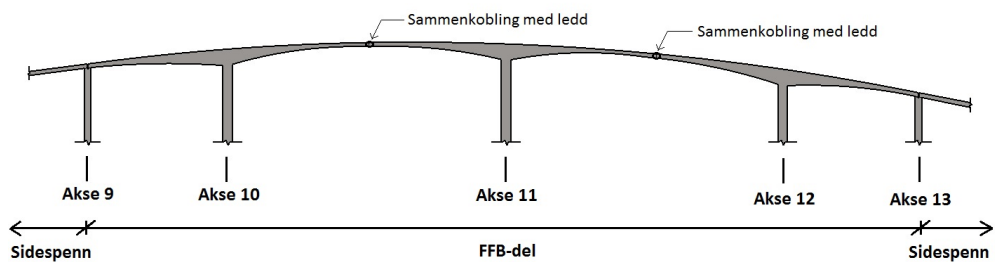
(a) Byggefase 1



(b) Byggefase 2



(c) Byggefase 3



(d) Byggefase 19 - ferdig

Figur 3.11: Utbygging av Gisundbrua, skisse

4 Tilstand

Basert på tilstandsrapport fra Johs. Holt [7] og Scandiaconsult [8] og [9], datert henholdsvis 2011, 1981 og 1981, skal dette kapitlet beskrive observerte deformasjoner og skader på brua. Rapportene ligger også vedlagt i perm, som Vedlegg K, L og M. Temperaturen under befaringen i 2011 var 15-20°C. Det fokuseres her på fritt-frambyggdelen mellom akse 9 og 13 hvor skadene er størst.

Problemet med Gisundbrua er i hovedsak at dagens profillinje har et betydelig avvik fra teoretisk profillinje. Deformasjonene er noen steder såpass store at brua ikke omtrentlig har sin tiltenkte form, noe som har svekket funksjonaliteten og medført et reparasjonsbehov.

Midt i begge hovedspennene har det med tiden oppstått betydelige nedbøyninger med knekk inn mot pendelledd. Dette fremgår tydelig i Figur 4.1. Fugespalten vertikalt langs steget er helt tett i toppen og har en større åpning i bunn, se Figur 4.2. Dette har trykket sammen fugene, og fugebeslag, fugeterskel og asfalten inn mot fugene er i dårlig stand. Betongen i overkant av tverrsnittet har også blitt skadet på grunn av sammentrykkningen. Spesielt ille er det i fugen mellom akse 11 og 12 som man kan se i Figur 4.3. Her oppleves vibrasjoner og slag når tunge kjøretøyer passerer. Fugene i akse 9 og 13 er begge åpene og har en avstand på 3 cm mellom tennene i fugebeslaget. Også i disse aksene er tilslutningen inn mot fugene i dårlig stand og det er skader på betongen der kragplatene møtes.



Figur 4.1: Nedbøyning i hovedspennet mellom akse 11 og 12 sett mot Silsand. Knekk inn mot fugen fremgår ved vegmerkingen.

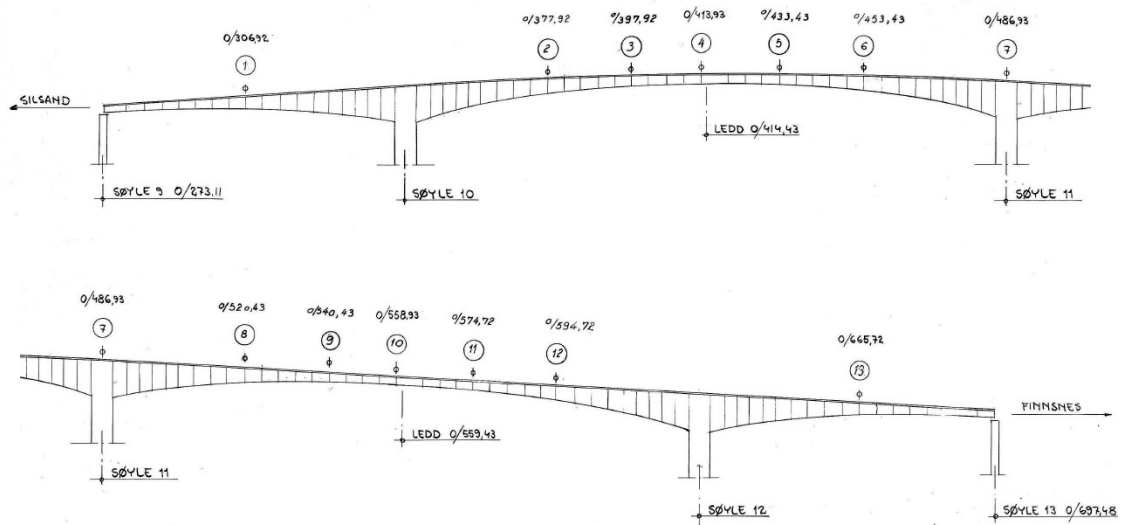


Figur 4.2: Fugespalte midtspenn akse 11 og 12. Her er åpningen målt til 6cm i bunn.



Figur 4.3: Venstre: Skader på fugen mellom akse 11 og 12. Høyre: Samme fuge sett fra undersiden. Tydelige betongskader i møte mellom kragplatene

Ferskeste nivellement av Gisundbrua er datert august 2011. Dette ble foretatt for å kunne sammenligne profilhøyder med tidligere nivellementer slik at deformasjoner kan kartlegges. Det ble gjort målinger i 13 punkter langs FFB-delen av overbygningen, i overensstemmelse med punktene fra eldre nivellementer. Figur 4.4 viser plasseringen av disse punktene. Rapporten fra Johs Holt angir målte profilhøyder fra 1973, 1981 og 2011, samt teoretiske høyder. I tillegg finnes utgangskoter fra 1972 i en deformasjonsoversikt fra Scandiaconsult (Vedlegg J i separat perm). Tabell 4.1 samler målte profilhøyder. Viktig å merke seg er at dagens høydegrunnlag, Nord norsk null, er et annet enn det som ble benyttet til målingene på 70- og 80-tallet. For å kunne gjøre sammenligninger har det derfor blitt antatt at punkt 7, som ligger rett over søylen i akse 11, ikke har hatt noen nedbøyninger. Dette medfører en forskjell i høydegrunnlag på 0,805 meter, beregnet fra profilhøydene i punkt 7: $46,520$ (år 1981) - $45,715$ (år 2011) = $0,805$. Alle profilhøyder fra 70- og 80-tallet har blitt korrigert for dette, herav kolonnene merket "korrigert" i Tabell 4.1. Den teoretiske høyden er beregnet ut fra planlagt linjeføring for vegprofilen og det antatte nivå i punkt 7. Tabell 4.2 viser profilhøydedifferanser for de forskjellige tidsperiodene, med andre ord nedbøyningene. Dette er altså målte deformasjonseffekter av kryp, svinn og spennkrafttap over tid.



Figur 4.4: Nivelleringspunkter langs FFB-delen av Gisundbrua

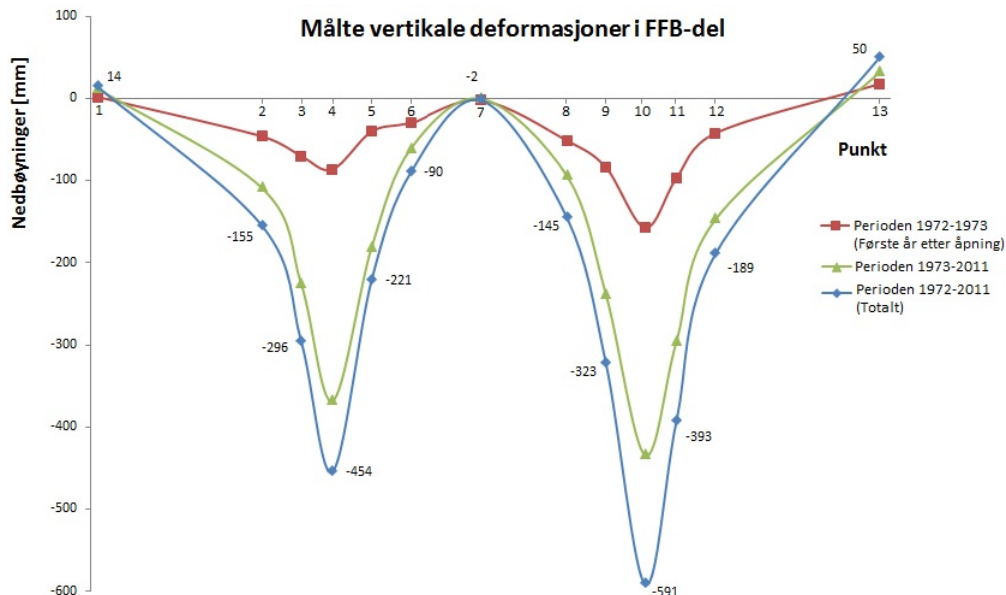
Tabell 4.1: Målte profilhøyder i perioden 1972-2011 [m], "korrigert" betyr at profilhøyden er korrigert for å ta hensyn til forskjellig null-nivå

Punkt	Teoretisk høyde	Målt 2011	Målt 1981	Korrigert 1981	Målt 1973	Korrigert 1973	Utgangskoter 1972	Korrigert 1972
1	42.373	42.362	43.158	42.353	43.155	42.350	43.153	42.348
2	46.215	46.166	47.026	46.221	47.08	46.275	47.126	46.321
3	46.717	46.667	47.587	46.782	47.698	46.893	47.768	46.963
4	46.926	46.859	47.868	47.063	48.032	47.227	48.118	47.313
5	46.95	46.919	47.822	47.017	47.905	47.1	47.945	47.14
6	46.712	46.735	47.569	46.764	47.601	46.796	47.63	46.825
7	45.715	45.715	46.52	45.715	46.52	45.715	46.522	45.717
8	44.008	43.955	44.81	44.005	44.854	44.049	44.905	44.1
9	42.885	42.745	43.685	42.88	43.789	42.984	43.873	43.068
10	41.848	41.659	42.709	41.904	42.898	42.093	43.055	42.25
11	40.962	40.777	41.746	40.941	41.878	41.073	41.975	41.17
12	39.84	39.7	40.579	39.774	40.652	39.847	40.694	39.889
13	35.857	35.881	36.647	35.842	36.654	35.849	36.636	35.831

Tabell 4.2: Nedbøyninger i perioden 1972 - 2011 [mm]

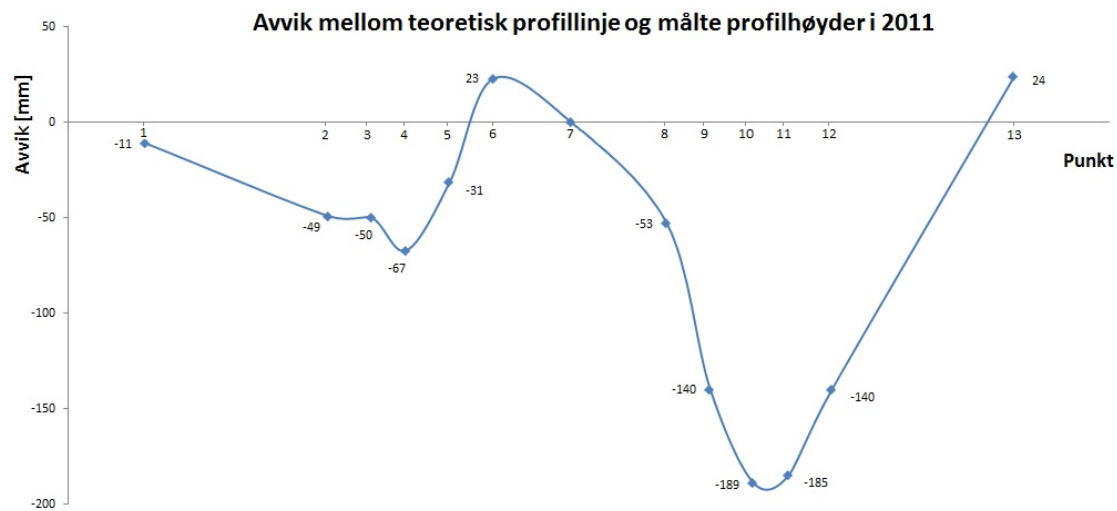
Punkt	Differanse 2011 - teoretisk høyde	Differanse 2011 - 1973	Differanse 1973 - 1972	Differanse 2011 - 1972
1	-0.011	12	2	14
2	-0.049	-109	-46	-155
3	-0.05	-226	-70	-296
4	-0.067	-368	-86	-454
5	-0.031	-181	-40	-221
6	0.023	-61	-29	-90
7	0	0	-2	-2
8	-0.053	-94	-51	-145
9	-0.14	-239	-84	-323
10	-0.189	-434	-157	-591
11	-0.185	-296	-97	-393
12	-0.14	-147	-42	-189
13	0.024	32	18	50

Som forventet er nedbøyningene størst i punkt 4 og 10 hvor leddene befinner seg. Dette illustreres i Figur 4.5 hvor profilhøydedifferansene fremstilles grafisk. Det bemerkes at fasongen på grafene er ikke helt nøyaktige ettersom det er Microsoft Excel som har bestemt polynomformen mellom hvert av punktene. F.eks. befinner det seg en søyle mellom punkt 1 og punkt 2 noe som ikke representeres i denne figuren. Det er en tydelig forskjell mellom de totale nedbøyningene i punkt 4 og 10, målt til omtrent 150mm. Dette medfører at knekken inn mot ledd i felt 11- 12 er mer betydelig enn i det andre hovedspennet.



Figur 4.5: Nedbøyninger i punkt 1-13 over en periode fra bruas åpningsdato frem til 2011

Av deformasjonsmålingene fremkommer det også en del avvik mellom teoretisk profillinje og veglinjen slik den er i dag. Det betyr at formen på vegen ikke er som tilsiktet, noe som ofte er hovedproblemet med nedbøyninger i FFB-bruer. Selve elevasjonen på overbygningen er som regel av mindre betydning så lenge krav til fasongen er tilfredsstillt [3]. I Gisundbrua er tendensen at disse avvikene øker inn mot leddene i hovedspenn, spesielt i punkt 10. Dette fremgår av grafen i Figur 4.6.



Figur 4.6: Avvik mellom teoretisk og målt linje

5 Mulige skadeårsaker og forslag til reparasjoner

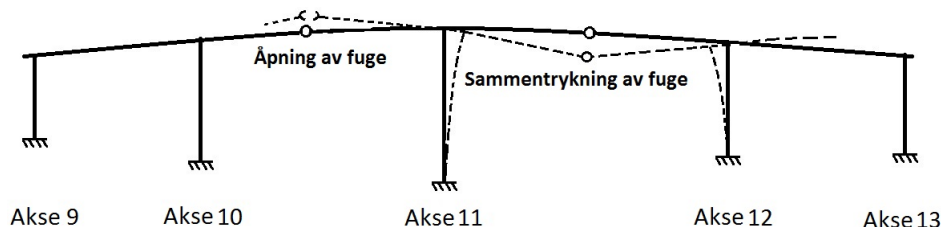
I dette kapittelet kartlegges og diskuteres de forhold som kan ha skadet brua, samt forslag til reparasjoner.

5.1 Skadeårsaker

Det fremgår i rapportene fra Johs Holt og Scandiaconsult at ekstra belegg har blitt lagt på brua mellom akse 11 og 12. Ifølge Scandiaconsult ble dette gjort for å dekke over byggefeil. Da brua var ferdig bygd hadde den ikke tilsiktet form, og ekstra asfalt ble lagt for å jevne ut brubanen. Ekstrabelegget er på 5-6 cm over store deler av felt 11-12 og er ikke tatt hensyn til under prosjektering. Nedbøyningene vil påvirkes av dette, spesielt over tid fordi denne lasten bidrar til krypdeformasjoner. Dette underbygges av at avviket mellom teoretisk og faktisk profillinje per idag er størst i denne delen av brua.

I tillegg til vertikale forskyvninger vil ekstra belastning i felt 11-12 også gi noe rotasjon av søylene i akse 11 og 12 inn mot midten av spennet (punkt 10). Dette kan bidra til at fugen her klemmes sammen, men burde i tillegg føre til at fugen i midtspenn akse

10-11 (punkt 4) åpner seg, som illustrert i Figur 5.1. Ettersom også denne fugen er sammenklemt må det være flere forhold som påvirker disse uønskede forskyvningene i brua.

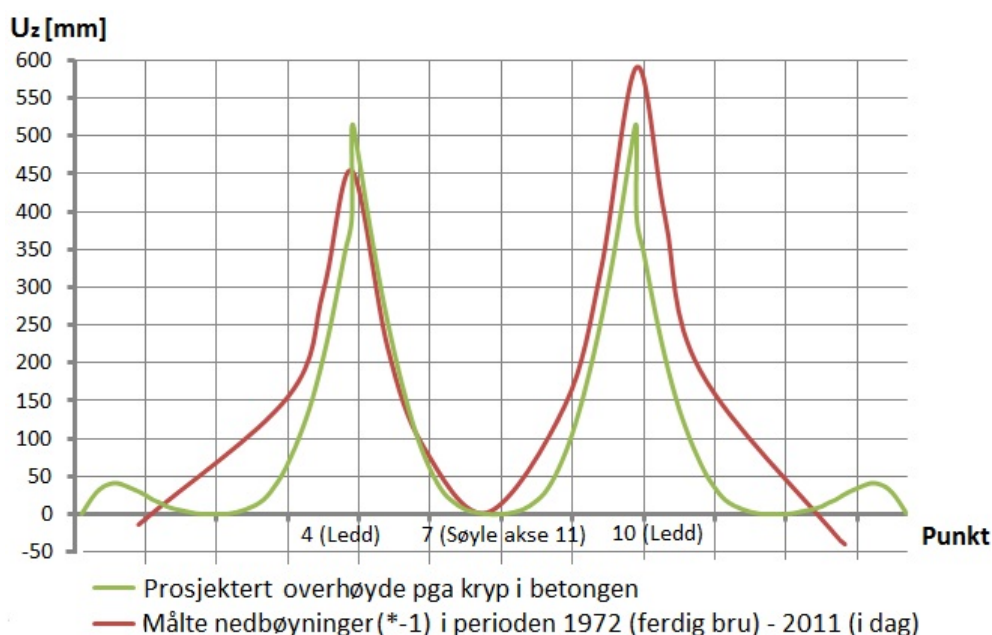


Figur 5.1: Virkning av ekstra last i felt 11-12

Ingvar Karemyr i Scandiaconsult har vært inne på hvordan større kryp enn beregnet vil påvirke konstruksjonen. Mulig krypomlagring vil omfordele lastvirkningene i brua og deformasjon i kragarmene vil bidra til å lukke fugen både i felt 10-11 og i felt 11-12. Da vil i tillegg pilar 10 og 12 trekkes inn mot pilar 11 slik at rullelagerene i akse 9 og 13 følger etter. Det sistnevnte ble observert under en befaring på brua i september 1989 da det ble rapportert om at rullelagrene hadde fullt utslag. På den annen side siteres det fra samme befaring at "det er ingen synlig nedbøyning av hovedfeltene". Altså er det vanskelig å tolke fra denne befaringen hvordan sammenhengen er mellom utslaget i rullelageret og de målte nedbøyningene i spennene. Det foreslås i rapportene å foreta en ny og nøyaktig analyse av brua får å bidra til å identifisere årsaksforholdene bedre.

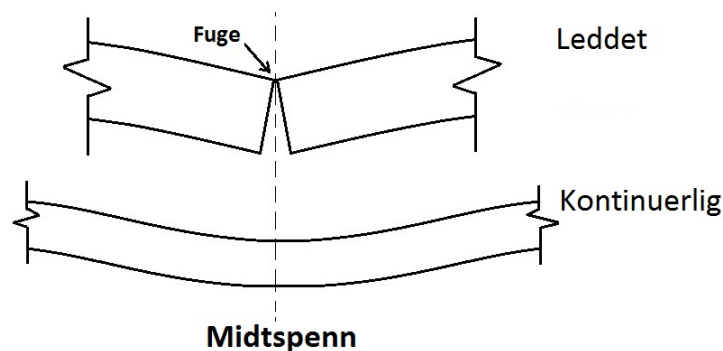
Arbeidstegningene, f.eks. tegning 321, angir prosjekterte overhøyder for hele FFB-delen. Overhøydene er delt opp i bidrag fra forskjellige laster, deriblant "kryp i betongen etter ferdigutbygget kragarm". Overhøydene er, som tidligere nevnt, lik beregnet nedbøyning langt frem i tid, men med motsatt fortegn. Dette skal sikre at brua får tilsiktet form så sant nedbøyningene er beregnet riktig. Det er ikke oppgitt bidrag fra svinn, så det antas at dette inngår i krypbidraget (eventuelt er det neglisjert under prosjektering). I Figur 5.2 er overhøydene fra kryp/svinn plottet sammen med målte nedbøyninger i perioden 1972 (rett etter åpning) - 2011 (nyeste nivellement). Disse målte nedbøyningene er altså utviklet over tid og skyldes hovedsaklig kryp, svinn og forspenningstap. I tillegg kan temperatur være en medvirkende faktor. Det fremgår av grafen at faktiske nedbøyninger er mindre enn prosjektert ved ledd i felt 10-11, noe som er ønskelig fordi de fortsatt øker i størrelse og dermed har "litt å gå på". I det andre hovedspennet er derimot nedbøyningene større enn forventet, med et avvik på ca 80 mm ved leddet. Igjen underbygger dette mistanken om at noe er gjort feil i spenn 11-12. Eventuelt kan det tenkes at overhøydene her er underestimert i prosjekteringen, noe som vil medføre større nedbøyninger enn forutsett.

Som nevnt er det rapportert om knekk inn mot midten av hovedspenn. Denne markante deformasjonsformen skyldes i stor grad den leddede forbindelsen mellom kragarmene. Dette kan sammenlignes med FFB-bruer som har kontinuerlig hovedspenn, hvor defor-



Figur 5.2: Prosjekterte overhøyder for kryp og målte nedbøyninger i perioden ferdig bru

masjonsformen inn mot midten er jevnere og mindre synlig til tross for at nedbøyningen er like stor. Et problem denne knekken medfører er at overkanten av tverrsnittet på de møtende kragarmene trykkes sammen, som vist i Figur 5.3. Dette kan, avhengig av hvor kraftig det sammentrykkes, medføre skader på fugen og betong i overkant av tverrsnittet, slik Gisundbrua er et eksempel på.



Figur 5.3: Leddet og kontinuerlig sammenkobling av kragarmer

I 1991 ble det forøvrig utført testing av utborede kjerner for å undersøke betongens tilstand. I en slik undersøkelse letes det etter alkalikiselreaksjoner som kan medføre svelling, altså volumøkning av betongen. Dette ble ikke funnet og det er dermed ingen grunn til å tro at skadene skyldes kjemiske reaksjoner.

Opprissing av betongen kan påvirke deformasjonen betraktelig. blant annet kan skjærriss ha innvirkning, uten å gå nærmere inn på dette [10]. Det er ikke rapportert om nevneverdige riss her, derfor er det ingen grunn til å anta dette som medvirkende årsak.

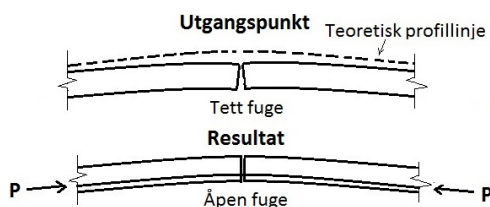
5.2 Forslag til reparasjoner

Det er foreslått reparasjoner og utbedringer for å forbedre bruas tilstand/funksjonalitet. Først og fremst bør de skadde fugene og områdene rundt dem repareres. Dette involverer mindre, lokale reparasjoner som f.eks. å fikse avrevne bolter og ødelagte fugebeslag og ujevn asfalt. Videre er målene å åpne fugene og bedre den vertikale geometrien rundt leddene, spesielt i felt 11-12, for å komme nærmere teoretisk veglinje. Da kreves mer omfattende løsninger som gjerne endrer kapasitet/lastvirkning og må dimensjoneres etter gjeldende regelverk. To forslag til slike reparasjoner er 1. Å etablere kontinuitet, 2. Ekstern forspenning i underkant. Begge disse er alternativer som har blitt benyttet i lignende situasjoner før.

Det første forslaget går ut på å fjerne leddene midt i spenn 10-11 og spenn 11-12, og erstatte dem med støpeskjøter. Dette innebærer at utsparingen i undergurten må støpes ut slik at det blir et gjennomgående kassetverrsnitt i FFB-delen. Fordi egenvekten til betongtverrsnittet da vil øke følger det at lastvirkningene i brua endres. Dette kan være et problem i og med at brua må ha tilstrekkelig kapasitet til å tåle denne endringen.

Det andre alternativet er å løfte overbygningen inn mot leddene ved hjelp av spennarmering. Tanken er at kabler plasseres ut over midten av hovedspennene, i underkant av tverrsnittet. Når disse spennes opp vil det løfte overbygningen og samtidig åpne fugene i overkant, som illustrert i Figur 5.4. Den mest praktiske løsningen vil være å bruke ekstern forspenning, altså at kablene ligger utenfor betongtverrsnittet og overfører kraft til konstruksjonen gjennom punkter som kalles sadler. Ekstern forspenning er en metode som har blitt brukt til å reparere andre Norske bruer og har vist seg å være effektivt og gunstig [11].

En kombinasjon av kontinuitet og ekstern forspenning vil også være en nærliggende løsning. Fordi kontinuitet sansynligvis vil medføre et behov for spennarmering i underkant, for å motvirke bøyning fra egenvekt og krypomlagring, vil ekstern forspenning være et praktisk alternativ til å støpe inn kablene.



Figur 5.4: Forspenning for å løfte brubanen og åpne fugen

6 Modelling i NovaFrame

For å kunne undersøke mulige skadeårsaker nærmere, kontrollere bruas kapasitet og vurdere reparasjonsmetode er det viktig med en god og nøyaktig beregningsmodell. I denne oppgaven har mye tid gått med på å bygge numerisk modell og optimalisere bruken av denne. Dette kapitlet beskriver hvordan Gisundbrua har blitt modellert i NovaFrame. Geometri, randbetingelser og materialegenskaper er som beskrevet i arbeidstegningene, slik at modellen representerer brua som bygd. Modelling og påføring av laster vil bli beskrevet i neste kapittel (7 Laster) hvor det passer bedre innholdsmessig.

6.1 Om NovaFrame

NovaFrame er et rammeprogram basert på elementmetoden som er utviklet av Aas-Jacobsen. Programmet har grafisk brukergrensesnitt og inputen kan enten gis direkte i programmets inputbokser eller gjennom ASCII-input som for eksempel gjør det mulig å importere Excel-filer. I NovaFrame kan man gjøre statiske og dynamiske analyser av tredimensjonale rammer. Programmet håndterer blandt annet modellering av spennkabler og trafikklast på en god måte noe som gjør at det egner seg spesielt godt til bruanalyser. Det er også mulig å automatisk modellere virkninger av kryp og svinn noe som er veldig aktuelt for betongbruer. I NovaFrame kan man på en oversiktlig måte kombinere laster og det finnes funksjoner som automatisk finner de mest ugunstige lastkombinasjonene.

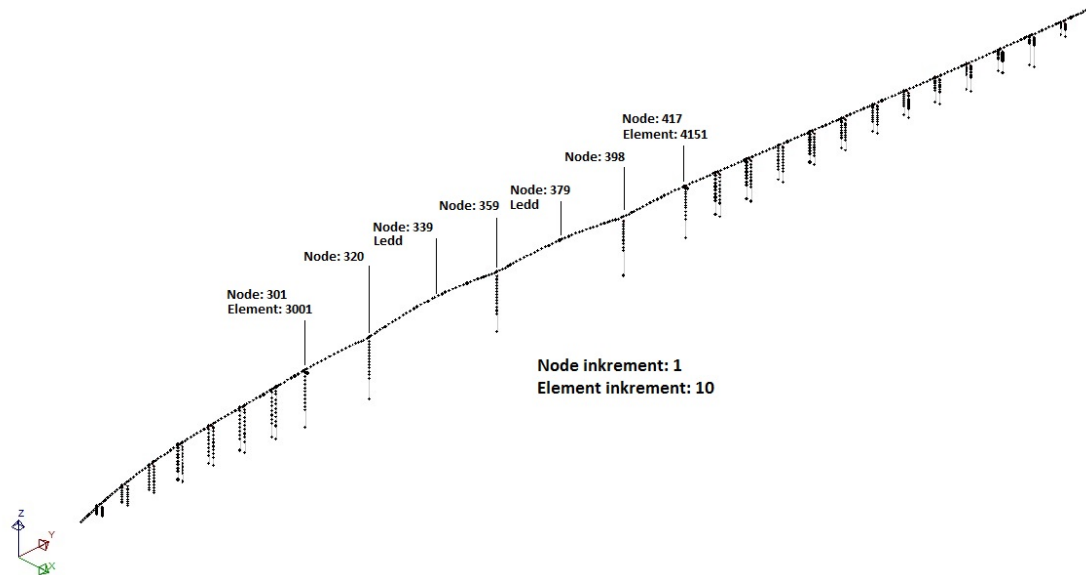
En viktig forutsetning er at programmet regner med at betongen er i stadium 1. Det vil si at beregningene gjøres basert på lineære egenskaper ved at betongen ikke har risset opp (Kilde til betongboken). Dersom antagelsen om stadium 1 er feil og det faktisk viser seg at betongen risser vil dette f.eks. påvirke nedbøyningene.

6.2 Global geometri

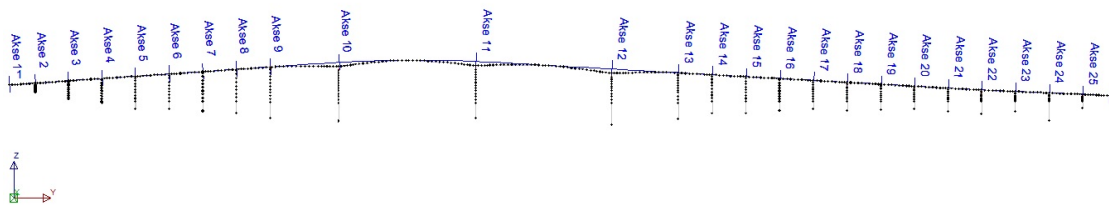
Elementene ligger mellom noder og danner skjelettet til modellen som man kan se i Figur 6.1. For å sikre en fin nok elementinndeling er det i burbjelken valgt en nodeavstand på rund 4,5 meter. Dersom større nøyaktighet ønskes i analysen kan hvert element deles inn i flere "design sections" og NovaFrame regner snittkreftene til hver av disse. Søylene har også en relativt fin elementinndeling, mens fundamentene bare er modellert med ett element hver slik det fremgår i Figur 6.1. Med tanke på hvordan modellen skal brukes videre er det i tillegg lagt noder hvert sted det "skjer noe" i brua. For eksempel er det langs brubjelken lagt noder over hver søtte, i hver støpeskjøt og i hver støpeseksjon i FFB-delen. I Novaframe plasseres nodene langs referanselinjer som igjen beskriver bruas hovedgeometri. Referanselinjene er definert av koordinater og kurvatur både horisontalt og vertikalt. Verdt å merke seg er at det globale aksesystemet i arbeidstegningene er noe anderledes enn det som benyttes i NovaFrame ved at X-aksen og Y-aksen har byttet plass.

I modellen av Gisundbrua er det først laget en hovedreferanselinje for profillinja til veien. Langs denne legges aksene som samsvarer med akseinndelingen fra prosjekteringen, se Bilde 6.2. i disse aksene legges flere referanselinjer, én til hver søyle.

Vedlagt (Vedlegg E og F) ligger forklaring av node- og elementnummerering i modellen, som kan benyttes om ønskelig.



Figur 6.1: Elementmodell av Gisundbrua i NovaFrame



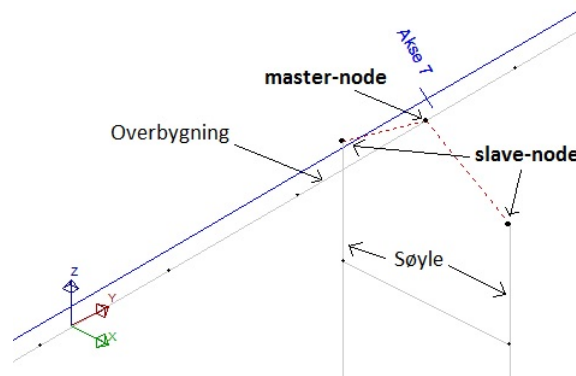
Figur 6.2: Akseinndeling langs Gisundbrua

6.3 Randbetingelser

I NovaFrame kan man modellere randbetingelser direkte ved å frigjøre/låse frihetsgradene til ønskelig node. Dette er gjort i bunnen av hvert fundament hvor alle frihetsgrader er fastholdt for å simulere fast innspenning. Frihetsgradene til landkar i akse 1 og 25 er også modellert med denne metoden, med translasjonsfrihet i lengderetning og rotasjonsfrihet om tverraksen. Generelt burde landkar modelleres på en annen og mer nøyaktig måte, men hva som skjer i endene av brua er av mindre betydning for denne oppgaven.

Derfor er det, i samråd med veiledere hos SVV, ikke gjort noen nøyaktig modellering av landkarene her.

En annen type randbetingelse som er implementert i NovaFrame er "master- slave". Dette brukes for å forbinde noder helt stivt ved at alle krefter og momenter i master-noden overføres til slave- noden. Denne typen randbetingelse er brukt for å modellere monolittiske forbindelser mellom søyler og overbygning som vist i Figur 6.3

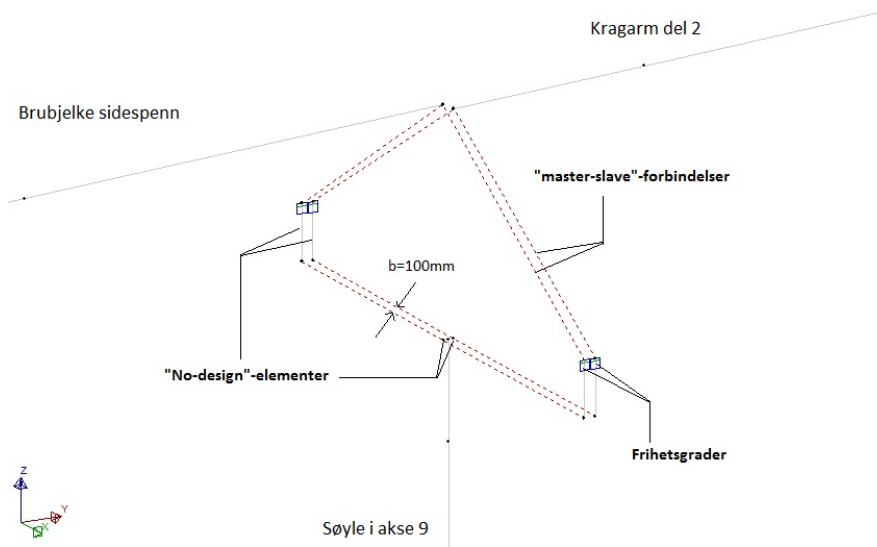


Figur 6.3: Master-slave forbindelse mellom brubjelke og søyler i akse 7

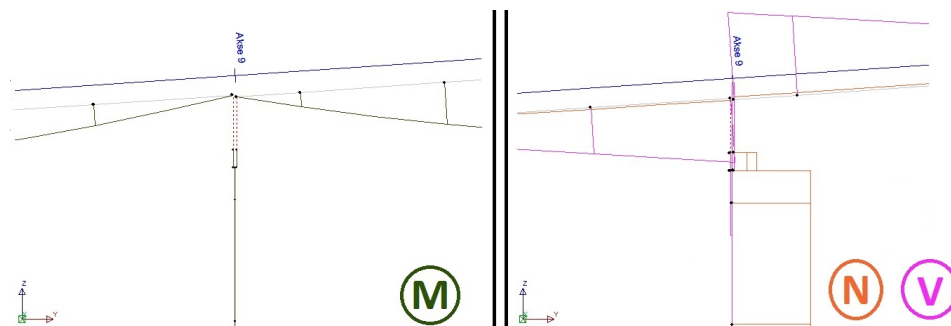
Leddene i hvert hovedspenn er modellert ved å fjerne rotasjonsfasholding om tverraksen mellom aktuelle elementer. Det samme er gjort for leddene mellom søyle og overbygning i akse 2 og akse 24.

Randbetingelsen som var mest utfordrende å modellere var bjelke- søyleforbindelsen i akse 9 og akse 13. Denne er det viktig at oppfører seg riktig ettersom den kan ha mye å si for resultatene i denne oppgaven. Figur 6.4 viser hvordan forbindelsen ser ut i NovaFrame. Både kragarm fra FFB- del og brubjelke fra sidespenn er fritt opplagt på samme søyle. Disse er lagt opp hver for seg uten støpeskjøt og det vil derfor være en glippe mellom dem. I arbeidstegningene er denne glippen satt til å være $b=100\text{mm}$ ved 20°C , en verdi som er brukt videre i modellen. Det finnes ingen funksjoner i NovaFrame som gjør at denne forbindelsen enkelt og automatisk kan modelleres derfor har den blitt bygget manuelt. Til dette er det benyttet "master- slave forbindelser, no design elementer og frigjøring av aktuelle frihetsgrader.

For å teste at randbetingelsene virker som de skal er det foretatt en enkel test for å se på lastvirkninger av en jevnt fordelt last over hele bruovrebygningen. Som det fremgår av Figur 6.5 oppfører forbindelsen i akse 9 seg som forventet og det kan konkluderes med at den virker slik det var tiltenkt.



Figur 6.4: Randbetingelser akse 9



Figur 6.5: Lastvirkningsdiagrammer fra testlast rundt toppen av søyle 9

6.4 Materialer

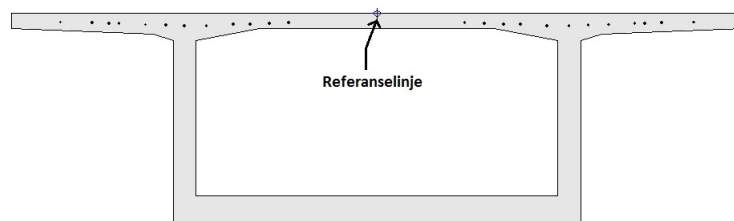
Betong- og spennarmeringsparametere legges direkte inn i programmet. Her defineres sementklasse, fastheter og E-moduler i samsvar med materialegenskapene i Kapittel 3.4.

Ingen materialegenskaper gis for slakkarmeringen i brua fordi denne ikke modelleres i det hele tatt. Dette tillates av HB185, 5.3.3.1.2 som sier at slakkarmeringens stivhetsbidrag i betongtverrsnittet kan neglisjeres i analyser av spennarmert overbygning.

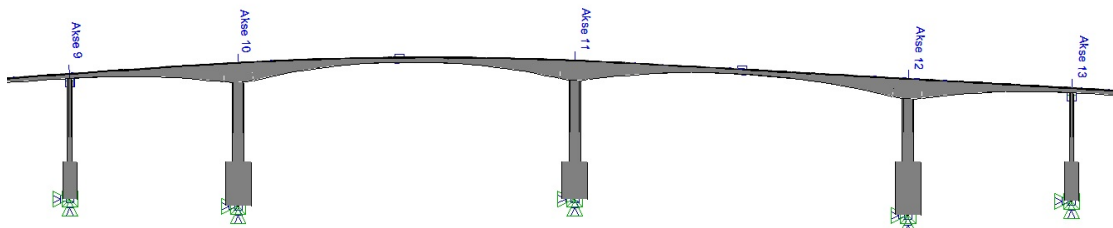
6.5 Tverrsnitt

I NovaFrame kan tverrsnittsgeometrien enten velges fra en liste med forhåndsdefinerte tverrsnitt eller tegnes helt selv ved å angi punkter i et koordinatsystem. Førstnevnte metode er benyttet for søyler, fundamenter og tverrbærere som har enkle tverrsnitt, mens for hele overbygningen har sistnevnte metode blitt benyttet. Det er tegnet ett tverrsnitt for sidespennene samt ett for hver støpeseksjon i FFB- delen. Som forklart i Kapittel 3.2 er det gjort noen små forenklinger av tverrsnittet i denne modelleringen kontra forskalingstegningene.

Når et tverrsnitt opprettes velger man hvordan det skal knyttes til elementene i modellen. Dette kan enten gjøres ved å fortelle hvert element direkte hvilket tverrsnitt det skal ha, eller det kan gjøres ved å plassere tverrsnitt langs referanselinjene. Det sistnevnte har blitt gjort langs den referanselinjen som definerer vegens profilinje. Det må angis hvor i tverrsnittet referanselinjen skal ligge, i denne modellen har dette koblingspunktet blitt lagt i toppen av tverrsnittet som Figur 6.6 viser. NovaFrame benytter lineær interpolasjon til å knytte sammen tverrsnittene langs referanselinjen. Da blir det seende ut slik som i Figur 6.7 og Figur 6.8.



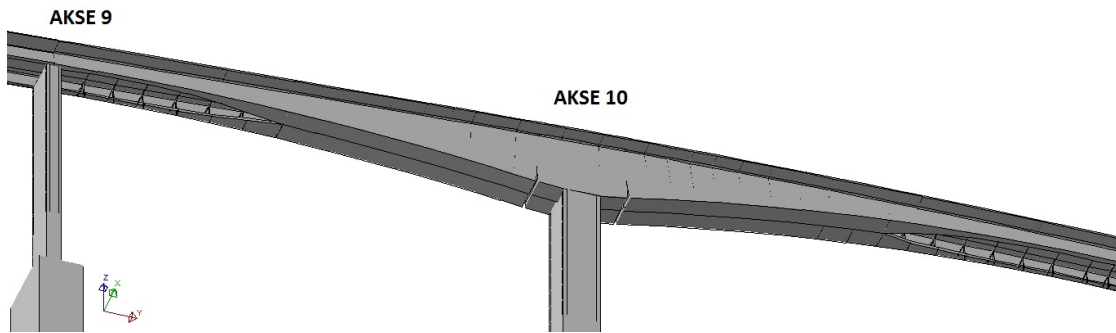
Figur 6.6: Tverrsnitt med referanselinje og spennkabler



Figur 6.7: FFB-del i NovaFrame med synlig betongtverrsnitt og randbetingelser

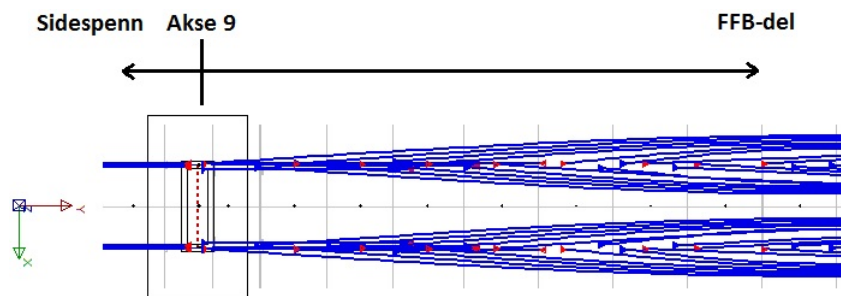
6.6 Spennkabler

Spennkablene er lagt inn hver for seg i NovaFrame. For å få nøyaktig lastvirkning har plassering og geometri blitt modellert rimelig detaljert, i overensstemmelse med arbeidstegningene. Figur 6.9 og Figur 6.10 viser bilder fra NovaFrame av spennkablenes geometri



Figur 6.8: Kragarmer fra akse 10 modellert i NovaFrame. Sett skrått fra undersiden for å synliggjøre utsparing i undergurt.

og plassering. Kablenes tverrsnittsareal settes til verdiene i Tabell 3.2, mens diameteren på kabelrøret settes lik diameteren på kabeltverrsnittet. Fastheten til injeseringsmassen er ukjent og antas å være 50MPa. Dette er kanskje en urealistisk høy verdi, men full heft sikres. Input for oppspenningskraft og tap av spennkraft blir beskrevet i Kapittel 7.3.

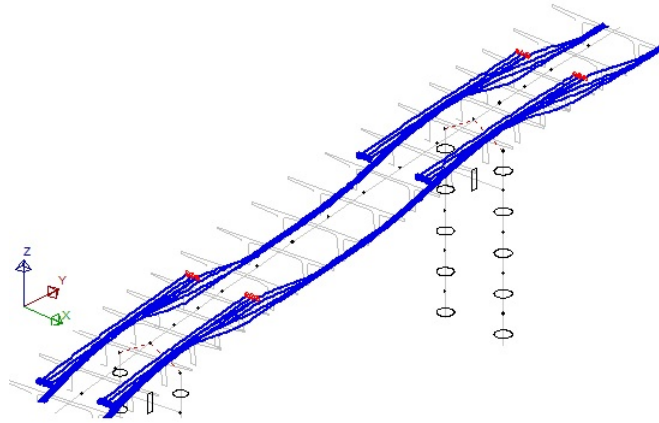


Figur 6.9: Spennkabler i overbygning sett ovenifra. Rød forankring: Aktiv ende, Blå forankring: Passiv ende.

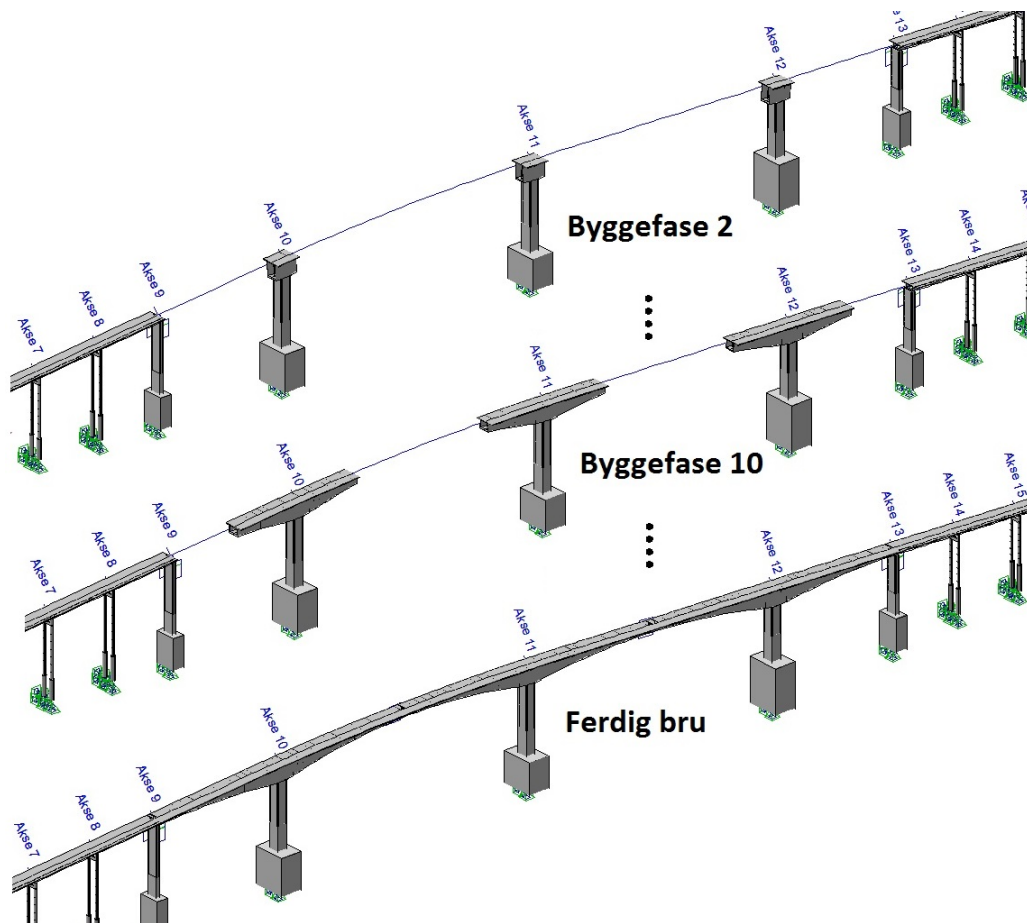
Vedlegg G inneholder forklaring på hvordan kablene er nummerert i NovaFrame, og kan benyttes dersom det er ønskelig.

6.7 Byggefaser

Med utgangspunkt i den antatte byggehistorikken (Kapittel 3.5) har NovaFrame-modellen blitt delt opp i undermodeller som representerer hver sin byggefase. Dette er gjort for å kunne analysere byggetilstanden og dermed få bedre nøyaktighet på totale deformasjoner og lastvirkninger av kryp. Figur 6.11 viser hvordan undermodellene settes sammen til ferdig bru.



Figur 6.10: Typisk kabelkonfigurasjon i sidespenn, gjennomgående kabler i felt og ekstra kabler over støtter.



Figur 6.11: Byggefaser i NovaFrame, den blå linjen er referanselinjen

7 Laster

Gisundbrua ei over 40 år gammel eksisterende bru. Det betyr at lastene brua beregnes for i denne oppgaven ikke er de samme som lastene man prosjekterer nye bruer med idag. For Gisundbrua benyttes HB238. Denne overstyrer Håndbok 185 [12] som kun benyttes der henvist til i HB238 eller der HB238 er mangelfull. HB238 definerer størrelsen på de brukslastene som skal benyttes ved klassifisering av eksisterende bruer, altså når maksimal tillatt trafikklast skal bestemmes. Lastene som er angitt i HB238 er å oppfatte som karakteristiske laster og det forutsettes at dimensjoneringskontroll utføres etter partialfaktormetoden.

I denne oppgaven vil det, i henhold til HB238, Vedlegg 1, 3.3.1, utføres kapasitetskontroll i bruddgrensetilstanden. Dette er for å gjennomføre klassifiseringen av Gisundbrua og er av mindre interesse med tanke på deformasjonsproblemer.

Viktigst er det å få modellert egenlast, forspenning, kryp og svinn på en god måte ettersom dette i størst grad bidrar til langtidsdeformasjoner. Temperatur kan gi store tvangskrefter og inntredende deformasjoner og inkluderes også analysen. Trafikklast blir også modellert, men bare vertikale laster fra kjøretøy. Jordskjelv, dynamisk vind og forskjellige typer ulykkeslast er ikke tatt hensyn til i analysene. Det er heller ikke inkludert statisk vindlast, en beslutning som ble tatt i samråd med veileder for å begrense omfanget av oppgaven. Uansett gir vind ofte en gunstig løfteeffekt og bidrar da ikke i vertikale, dimensjonerende lastvirkninger.

7.1 Permanente laster

7.1.1 Egenvekt

Dette er egenvekten til overbygningen og søylene. Betongens tyngdetetthet gis som input i NovaFrame som automatisk finner fordelt last ved å gange opp med arealet av betongtverrsnittet. Tyngdetettheten settes til 25 kN/m^3 som vanlig for armert normalbetong.

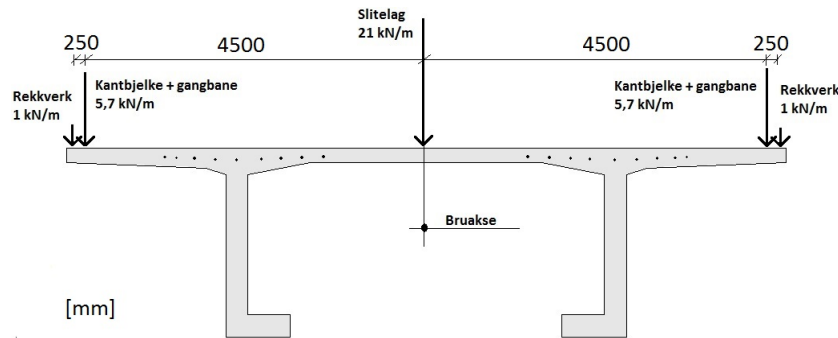
7.1.2 Superegenvekt

Her inngår egenvekten fra øvrige deler av brua som påføres rett etter at byggetilstanden er ferdig. Rekkverk, slitelag, kantbjelker, endetverrbjelker og tverrskott i søylehoder tas med. De tre førstnevnte påføres i NovaFrame som linjelaster, mens tverrskottene settes på som punktlaster. Det lages separate lasttilfeller for egenvekt og superegenvekt fordi de påføres modellen i forskjellige faser.

Lasten fra rekkverk settes til 1 kN/m og lasten fra slitelaget settes til 3 kN/m^2 som anbefalt i HB238. Slitelaget ligger i kjørebane med en total bredde på 7 meter, altså

vil den som linjelast være $7\text{m} \cdot 3\text{kN/m}^2 = 21\text{ kN/m}$ langs bruaksen. I beregningen av last fra tverrsnitt og kantbjelker settes betongens tyngdetetthet til 25 kN/m^3 .

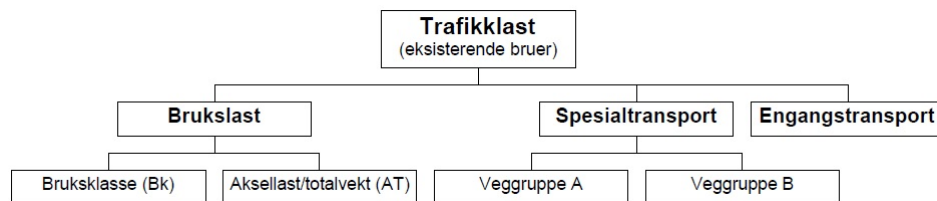
Figur 7.1 viser et vilkårlig tverrsnitt i brubjelken med plassering og størrelse av superegenlastene.



Figur 7.1: Størrelse og plassering av superegenvekt

7.2 Trafikklast

Trafikklasten bestemmes i henhold til kapittel 3 i HB238. Her er trafikklast et begrep som dekker både brukslast, spesialtransport og engangstransport som vist i Figur 7.2

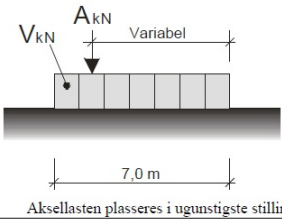
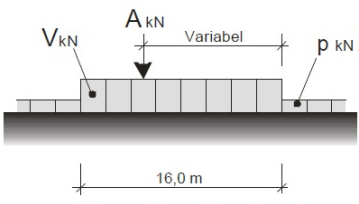


Figur 7.2: Inndeling av trafikklast

Spesialtransport og engangstransport fører til unormalt store laster og krever dispensasjon for å få bruke brua. Disse lastene forårsakes typisk av digre kjøretøy eller vogntog, og er forventet å inntre få ganger i løpet av bruas levetid. Brukslast er den trafikklast som i dag kan kjøres på det offentlige vegnett uten dispensasjon. Denne lasten oppgis i bruksklasse (Bk) eller eventuelt aksellast (AT) der brua ikke kan klassifiseres med Bk. I denne oppgaven vil det kun bli tatt hensyn til brukslast ettersom virkningene av spesialtransport og engangstransport ikke er relevant for fokusområdet her. I samråd med veileder vil det heller ikke inkluderes horisontale trafikklaster som bremselast eller sentrifugalkraft.

7.2.1 Bruksklasse

Bruksklasse for Gisundbrua bestemmes fra HB238 3.2.1. Her står det at for bruer som er prosjektert etter lastforeskrift av 1969 og senere, er det unødvendig å foreta klasifisering, da alle tåler "Bk10/50t". Det oppgis i samme kapittel at for korte bruer vil aksel-, boggi-, eller trippelboggilast være dimensjonerende trafikklast, mens det for lengre bruer vil være kjøretøy- eller vogntoglasten som er dimensjonerende. Gisundbrua er prosjektert senere enn 1969 og skal dermed ha kapasitet nok til Bk10/50t. Spennlengden tilsier at kjøretøy- eller vogntoglast er dimensjonerende. Dermed gjenstår to mulige trafikklaster som ifølge HB238 kan være aktuelle. Disse er oppsummert i Figur 7.3. For Gisundbrua velges det bare å ta med vogntoglast i analysen. Argumentet for dette er at lengden på den jevnt fordelte andelen av kjøretøy- eller vogntoglasten er såpass kort at denne ikke vil gi en mer ugunstig lastvirkning enn vogntoglasten. Vogntoglast i Bk10/50t er dermed dimensjonerende trafikklast.

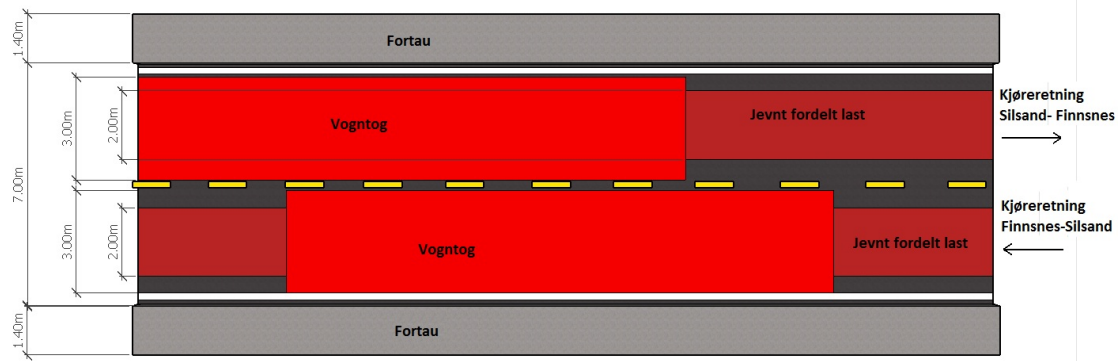
Lasttype	Lastkonfigurasjon (* H _{kN})	Bruksklasse	
		A	V
Kjøretøy- last		40	300
		40	500
Vogntog- last		40	6
		6	

Figur 7.3: Aktuelle trafikklaster på Gisundbrua

7.2.2 Plassering av trafikklast

I bruas lengderetning skal lasten plasseres slik at den mest ugunstige lastvirkning for det undersøkte snitt oppnås. Dette forklares nærmere i neste avsnitt som omhandler trafikklast i NovaFrame. Hvordan trafikklasten skal plasseres i tverretning er forklart i HB238 3.2.2. Det presiseres her at den skal plasseres på brua i ugunstigste stilling innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Gisundbrua har ett oppmerket kjørefelt i hver retning og det påføres én vogntog- lastkonfigurasjon (Figur 7.3) i hver av disse. Total føringsbredde er på 7 meter fra sidekant til sidekant, altså er hvert kjørefelt 3,5 meter

bredt. Vogntoglasten som skal settes på består av en jevnt fordelt last på 6kN/m og en last som representerer selve vogntoget. Disse to har forskjellig bredde på lastfeltet, henholdsvis 2 meter og 3 meter som illustrert i Figur 7.4. Fordi de betraktes som linjelaster representeres dette gjennom eksentrisiteten til senterlinjen, denne eksentrisiteten kan forutsettes lik for vogntoglasten og den jevnt fordelte lasten.



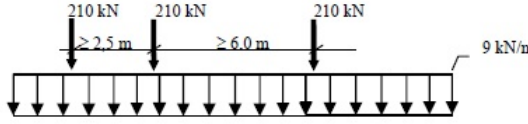
Figur 7.4: Aktuelle trafikklaste på Gisundbrua

7.2.3 Trafikklast i NovaFrame

NovaFrame håndterer stort sett trafikklaste på en god måte. Influenslinjer benyttes automatisk for å finne den lastplassering som gir mest ugunstig lastvirkning for hvert element. Dette kan også plottes direkte i programmet slik at man får det visuelt. NovaFrame har forhåndsdefinerte trafikklaste som matcher med mange av dagens lastforeskrifter, for eksempel inneholder det LM1 fra Eurocode. Lasten som skal påføres modellen i denne oppgaven, altså vogntoglast i Bk10, er imidlertid ikke forhåndsdefinert noe som er litt problematisk. For å få denne helt nøyaktig må dermed Bk10 lages selv i NovaFrame. Ifølge veiledere hos Vegdirektoratet har dette blitt forsøkt i tidligere oppgaver, men med blandet suksess. Det er fullt mulig å gjennomføre, men det krever mye tid og justering. Istedenfor velges en enklere løsning i dette tilfellet, som er å modifisere en av de forhåndsdefinerte trafikklastene og godta at det bare blir en tilnærming. I samråd med veileder hos SVV velges det å modifisere "Highway V1" (Figur 7.5) ved å gange lasten med en faktor på $\frac{2}{3}$. Vi ser da blant annet at den jevnt fordelte lastandelen i Figur 7.5 blir $Q=6\text{kN/m}$ som stemmer overens med den jevnt fordelte lastandelen til vogntoglasten $p=6\text{kN/m}$ i Bk10 (figur 7.3).

For å få riktig plassering av trafikklasten defineres først trafikklinjer som angir hvilke elementer lasten skal virke over og i hvilken rekkefølge disse elementene passerer. Fordi Gisundbrua har trafikk i begge retninger må det dermed defineres to trafikklinjer. Videre beskrives lastfeltenes plassering ved å lage såkalte "tracks" som defineres ut ifra eksentrisiteten til senterlinjen.

Highway V1 Ref. /4/	Max/ Min	$Q = 9 \text{ kN/m}$ $P1 = P2 = P3 = 210 \text{ kN}$ $A = 2,5 \text{ m (dist. P1} \rightarrow \text{P2)}$ $B = 6,0 \text{ m (dist. P2} \rightarrow \text{P3)}$
------------------------	-------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------



Figur 7.5: Forhåndsdefinert trafikklaster type "Highway V1" i NovaFrame

7.2.4 Temperaturlast

I henhold til HB185, 2.5.6.1 skal total temperaturlast settes sammen av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal, linært (alternativt ikke-linært) varierende temperaturandel
- Horisontal, linært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturforskjell mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Effekten av de tre førstnevnte lastene beregnes etter kapittel 6 i EK1-1-5 [13] og tilhørende punkter i nasjonalt vedlegg. De to sistnevnte ignoreres i denne oppgaven i samråd med veileder. Temperatureffekter på underbygningen neglisjeres også i denne oppgaven.

7.2.4.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Her vil endringen i temperatur være jevn over alle områder av brua slik at alle deler påvirkes likt. Jevnt fordelt temperaturandel vil føre til tvangsspenninger i systemer som ikke får utvide seg fritt. For eksempel vil temperaturtøyninger i en fritt opplagt bjelke, med gliderlager i en ende, ikke medføre tvangsspenninger. I Gisundbrua kan man derimot forvente betydelige tvangsspenninger. I henhold til EK1-1-5, 6.1.3 skal først bruområdets initialtemperatur og nedre- og øvre representative lufttemperatur bestemmes, henholdsvis T_0 , T_{min} og T_{max} . Deretter skal det basert på disse beregnes maks- og minimumsverdier for den jevnt fordelte temperaturandelen, $T_{e.min}$ og $T_{e.max}$. Effekten av jevnt fordelt temperaturandel avhenger altså av laveste og høyeste temperatur som kan forventes for brua. Til slutt beregnes $\Delta T_{N,con}$ og $\Delta T_{N,exp}$ som er maksimale intervaller for temperaturkontraksjon (nedkjøling) og temperaturekspansjon (oppvarming).

I EK1-1-5, NA.A.1(3) samt figur NA.A1 og NA.A2 finnes følgende verdier for Lenvik kommune:

$$\begin{aligned}T_0 &= 10 \text{ }^\circ\text{C} \\T_{min} &= -35 \text{ }^\circ\text{C} \\T_{max} &= 36 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Videre, for type 3 bruoverbygning, blir ifølge EK1-1-5, NA.6.1.3.1:

$$\begin{aligned}T_{e.min} &= T_{min} + 8^\circ\text{C} = -27^\circ\text{C} \\T_{e.max} &= T_{max} - 3^\circ\text{C} = 33^\circ\text{C}\end{aligned}$$

I henhold til EK1-1-5, 6.1.3.3(3) beregnes til slutt:

$$\begin{aligned}\Delta T_{N,con} &= T_0 - T_{e.min} = 37^\circ\text{C} \\ \Delta T_{N,exp} &= T_{e.max} - T_0 = 23^\circ\text{C}\end{aligned}$$

7.2.4.2 Vertikalt varierende temperaturandel

Det vil oppstå betydelige temperaturdifferanser mellom oversiden og undersiden av overbygningen. Dette skyldes først og fremst at solstrålene treffer oversiden slik at den varmes raskest opp. Som reaksjon på dette vil brua krumme og krefter oppstår fordi den er fastholdt mot dette.

EK1-1-5, 6.1.4 angir to metoder for å ta hensyn til vertikal temperaturdifferanse, en linær (metode 1) og en ikke-linær (metode 2). I denne oppgaven benyttes metode 1 som antas å være tilstrekkelig. Tabell NA.6.1 angir verdier for temperaturdifferanseandel for to tilfeller:

$$\begin{aligned}\text{Overside varmere enn underside: } & \Delta T_{M,heat} = 10^\circ\text{C} \\ \text{Underside varmere enn overside: } & \Delta T_{M,cool} = 5^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Disse verdiene gjelder for betongbjelkebru med kassetverrsnitt og en beleggtykkelse på 50mm. Dersom beleggstykkelsen er anderledes skal dette taes hensyn til ved en multipliserende faktor, k_{sur} som har maksimalverdi 1. Ettersom det er uvisst hvor tykt belegget på Gisundbrua er settes faktoren til $k_{sur} = 1$ (som for 50mm belegg) noe som er en konservativ antagelse.

7.2.4.3 Horisontalt varierende temperaturandel

Dette skyldes raskere oppvarming/nedkjøling av en side av brua enn den andre og vil føre til sideveis krumning og tvangskrefter. I EK1-1-5, 6.1.4.3 står det at det vanligvis bare er nødvendig å ta hensyn til temperaturdifferansen i vertikal retning. Horisontal temperaturforskjell vil uansett ikke påvirke problemstillingen her nevneverdig og vurderes som unødvendig ekstra arbeid. Derfo velger jeg å neglisjere denne effekten.

7.2.4.4 Kombinasjon av temperaturpåvirkninger

I realiteten vil det opptre kombinasjoner av jevnt fordelt og varierende temperaturandel. For å kombinere dette angir EK1-1-5, 6.1.5 to uttrykk der ugunstigste virkning bør benyttes:

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

eller

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

der ω -faktorene får verdiene:

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Dette gir totalt 8 ulike temperaturlastkombinasjoner:

1. $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
2. $\Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$
3. $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
4. $\Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$
5. $\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$
6. $\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$
7. $\Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$
8. $\Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

7.2.4.5 Temperaturlast i NovaFrame

NovaFrame har input for både jevnt fordelt og linært varierende temperaturandel. Begge deler tilegnes elementvis. Termisk koeffisient er forhåndsdefinert i programmet som $\alpha = 10^{-5} \text{m}/^\circ\text{C}$, denne verdien kan også brukes for betongen i Gisundbrua. Den jevnt fordelte temperaturendringen kan skrives inn direkte, mens den varierende temperaturandelen angis som endring i temperatur over høyden av tverrsnittet altså en gradient med benevning $^\circ\text{C}/\text{m}$. Ettersom tverrsnittet har varierende høyde vil gradienten være ulik i de forskjellige elementene. Gradientene regnes ut i regneark og importeres inn i NovaFrame. Som nevnt over vil det være 8 aktuelle temperaturkombinasjoner, disse legges inn som hvert sitt lasttilfelle. Vedlegg A viser verdier og utregninger av $\Delta T_{N,exp}$, $\Delta T_{N,con}$ og gradientene til $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ for et tilfeldig element i brua.

7.3 Forspenningslast

Her beskrives oppspenningen av kablene i Gisundbrua, beregninger og antagelser for spennkrafttap og hvordan kraften påføres spennkablene i NovaFrame-modellen.

7.3.1 Oppspenning

I arbeidstegningene er oppspenningskraften oppgitt i tonn per kabel. Dette er den gamle benevnningen og må skrives om for å få det kompatibelt med NovaFrame og dagens terminologi. I omregningen fra masse til tyngde er det brukt en avrundet tyngdeakselerasjon på $g = 10 \text{ m/s}^2$. Prosjekterende ingeniør har gitt to oppspenningssteg, kraft ved oppspenningstidspunkt og etterslipping. I denne oppgaven er det i analysen valgt å benytte den etterslupne kraften. Tabell 7.1 viser en oversikt over spennkablene i brua med tilhørende oppspenningskrefter.

Tabell 7.1: Oppspenningskraft per kabel

Hvilken(e) kabel	Oppspenningskraft [tonn]		Oppspenningskraft [MPa]	Oppspenningskraft [% av $f_{p0,2k}$]
	Oppspenning	Etterslipping		
Gjennomgående akse 1-9 og 13-26	187	170	1090	0,73
Ekstra i felt akse 8-9 og 13-14	112	102	1125	0,75
Over støtter i akse 2-8 og akse 14-25	70	70	1125	0,75
Undergurt i FFB-del	70	70	1125	0,75
Bruplate i FFB-del (akse 9-13)	142-152	142-132	1060-1140	0,71 - 0,75

7.3.2 Tap av spennkraft

Oppspenningskraften reduseres grunnet mange forskjellige faktorer deriblandt tid, betraktet snitt og hva slags spennsystem som er benyttet. Disse tapene medfører variasjon av effektiv spennkraft og dermed varierende lastvirkninger noe som må taes hensyn til. Det skilles spesielt mellom tapet som skjer før betong og spennstål oppnår heft og tapet som skjer over lang tid.

7.3.2.1 Tap av tøyingsdifferanse

I prinsippet er det ønskelig å få overført all kraften fra jekken til betongen via spennkablene, men dette lar seg ikke gjøre i etteroppspente konstruksjoner. Dette tapet av spennkraft oppstår på grunn av redusert tøyingsdifferanse mellom spennstål og betong før de er i full heft. Tøyingsdifferansen skyldes en sum av følgende forhold: Låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Sistnevnte er aktuelt i føruppspente konstruksjoner og er dermed ikke relevant i denne oppgaven.

Låsetapet oppstår akkurat idet kraften overføres fra jekk til aktiv forankring. Da glipper litt av spennkabelen før den får låst seg i fastklemt posisjon. Hvor mye det glipper, ΔL_{laas} [mm], er leverandøravhengig. I denne oppgaven antas denne glidningen å være 6mm (ETA) i mangel på informasjon fra leverandør. Med låsetapet beregnes en relativ forkortelse av spennkabelen [6]:

$$\Delta \varepsilon_{laas} = \frac{\Delta L_{laas}}{L}$$

der L er lengden av spennkabelen. Med dette beregnes låsetapet gjennom Hook's lov:

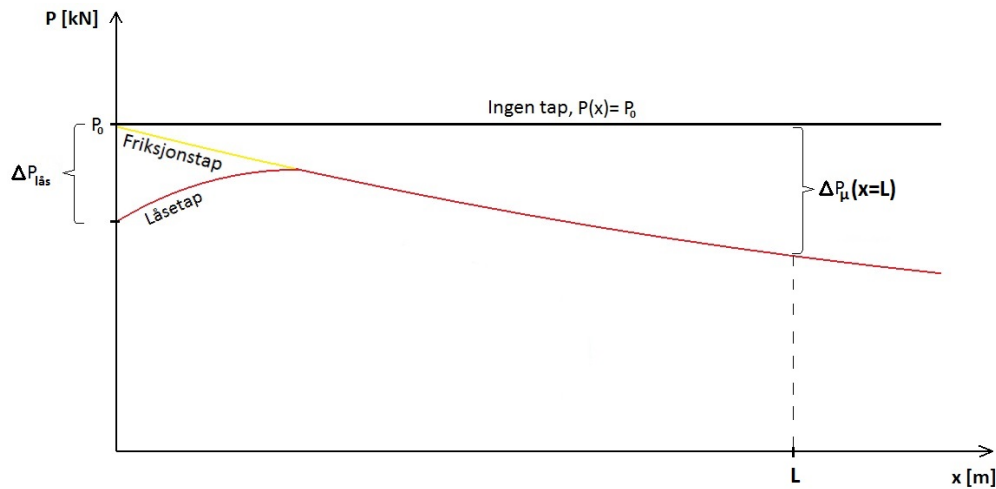
$$\Delta P_{laas} = \Delta \varepsilon_{laas} \cdot E_p \cdot A_p$$

Friksjonstap skyldes friksjon mellom spennkabel og kabelrør og deles inn i to typer [14]: Tap på grunn av tilsiktet krumatur og tap på grunn av utilsiktet krumatur, også kjent som tillegskrumning. I begge tilfeller oppstår tapet ved at stålet presses mot "innersvingen". Tilsiktet krumatur kommer direkte av kabelens prosjekterte profil, mens utilsiktet krumatur f.eks. skyldes små nedbøyninger av kabelrøret mellom understøttelsepunktene. Spennkrafttapet på grunn av friksjon kan i henhold til EK2, 5.10.5.2 beregnes ved:

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

der x og θ er henhholdsvis avstanden fra aktiv forankring og total vinkelendring frem til betraktet snitt, μ er friksjonskoeffisienten mellom rør og kabel og k er en koeffisient som ivaretar tillegskrumningen. De to sistnevnte koeffisientene er leverandøravhengige og mangler i arbeidsgrunnlaget for denne oppgaven. De antas å være $k=0,008 \text{ m}^{-1}$ og $\mu=0,20$, to verdier som er i øvre grensesjikt for normalene i Norge. Dette vil sansynligvis føre til et litt overdrevent friksjonstap.

I motsetning til friksjonstapet vil ikke nødvendigvis låsetapet påvirke kraften i hele kabelens lengde. Dette er illustrert i Figur 7.6 hvor vi ser at friksjonstapet reduserer effektiv spennkraft jevnt i lengderetning, mens låsetapet virker mer intensivt mot enden.



Figur 7.6: Tap av tøyingsdifferanse i lengderetning. Den røde grafen representerer spennkraften justert for låsetap og friksjonstap.

7.3.2.2 Tidsavhengige tap

Her inngår tap av spennkraft på grunn av kryp, svinn og relaksasjon. At den oppspente betongen står under aksialtrykk vil medføre en kryptukning som øker med tiden [14]. Heft mellom betong og spennarmering viderefører denne negative tøyningen til spennstålet slik at det oppstår en spenningsreduksjon, altså et tap av spennkraft. Svinn vil i likhet med kryp føre til tøyninger i betongen slik at kraften i spennkabelen reduseres. Denne er derimot ikke avhengig av last, men styres først og fremst av betongens tidsavhengige uttørking som fører til endring av volum. Ulikt kryp- og svinntapet er relaksasjonstapet uavhengig av tøyningstilstanden i betongen. Relaksasjon kan beskrives som kryp i spennstålet og oppstår når kablene opplever strekkspenninger over tid. Disse spenningene fører til tøyninger i stålet på samme måte som kryp gjør i betongen. I EK2, 3.3.3 er det definert forskjellige relaksasjonsklasser og det antas at alle kablene i Gisundbrua er av klasse 2: Lav relaksasjon. Dette medfører at $\rho_{1000}=2,5\%$ som betyr at relaksasjonstapet er 2,5% 1000 timer etter oppspenning, med initiell spenning på $0,7f_{pk}$ og gjennomsnittstemperatur på $20C^{\circ}$. Det antas også et tilsvarende relaksasjonstap på 4,5% ved $0,8f_{pk}$.

7.3.3 Forspenningslast i NovaFrame

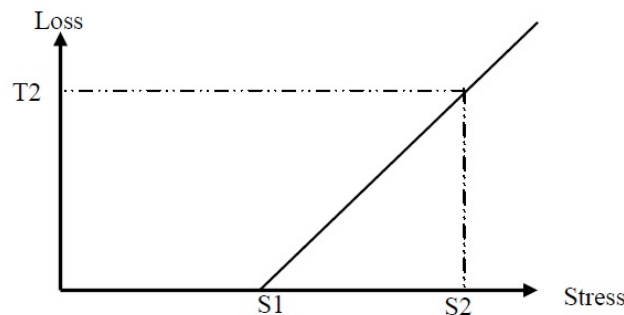
I analysen i denne oppgaven betraktes spennarmeringen i Gisundbrua som en ytre påvirkning heller enn en indre motstand. Da er det en stor fordel at NovaFrame automatisk beregner forspenningslasten ut ifra geometri og annen enkel input. Dette er tidsbesparende sammenlignet med å beregne og påføre lasten manuelt (f.eks. diskretisert som punktlaster).

Oppspenningskraften angis direkte i prosent av karakteristisk fasthet for hver kabel og det defineres hvilke ender av kablene det spennes opp fra. Dette er gjort i samsvar med arbeidstegningene, dog noe forenklet. De gjennomgående kablene i bjelkene på sidespenningene har kun blitt påført oppspenning i endene, noe som ikke er realiteten på grunn av at de egentlig støpes og spennes opp etappevis. Dette vil medføre et urealistisk stort friksjonstap på midten av disse kablene, men vil ikke ha betydning for fokusområdet i denne oppgaven altså FFB-delen av brua. Låsetap og friksjonstap beregnes automatisk i programmet ved å angi friksjonskoeffisient, tilleggskrumning og låseglidning. Relaksasjonstapet krever litt mer input. Som illustrert i Figur 7.7 tar NovaFrame inn to punkter (S1,T1) og (S2,T2), og lager seg en linær funksjon mellom dem. Hvert punkt inneholder en spenning og et relaksasjonstap ved en gitt tid. S1 betegner spenningen ved null relaksasjon (T1=0) og S2 betegner kjent spenning ved en annen, tilfeldig valgt relaksasjon. Som tidligere nevnt antas kabelne i Gisunbrua å ha 2,5% relaksasjonstap ved $0,7f_{pk}$ og 4,5% ved $0,8f_{pk}$. Dette benyttes til å finne spenningen ved 0% relaksasjon, dvs punktet (S1,T1). Fordi NovaFrame vil ha denne inputen som prosent av $f_{p0,2k}$ må det regnes om:

$$0,7f_{pk} = x f_{p0,2k} \Rightarrow x = 0,7 \cdot \frac{1750}{1500} = 0,82 \Rightarrow 0,7f_{pk} = 0,82f_{p0,2k}$$

$$0,8f_{pk} = x f_{p0,2k} \Rightarrow x = 0,8 \cdot \frac{1750}{1500} = 0,93 \Rightarrow 0,8f_{pk} = 0,93f_{p0,2k}$$

Ved ekstrapolasjon mellom disse punktene blir spenningen ved null relaksasjon $0,68f_{p0,2k}$. Da blir relaksasjons-inputen til NovaFrame: (S1,T1)=(0.68,0%) og (S2,T2)=(0.82,2.5%).



Figur 7.7: Relaksasjonstap i NovaFrame

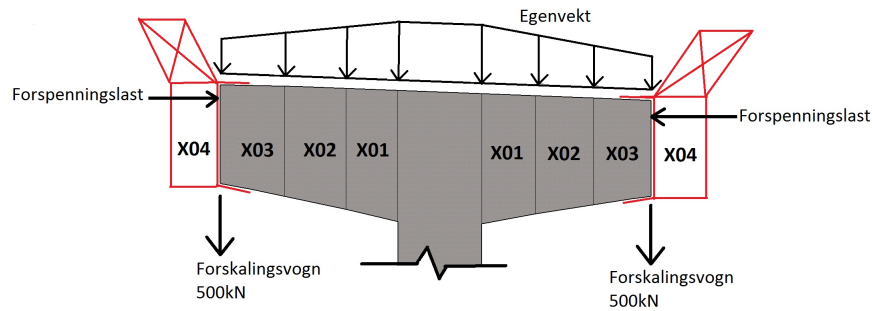
Spennetap på grunn av kryp og svinns legges inn som tøyninger for hver kabel. Her er det i denne oppgaven gjort en del forenklinger for å unngå og bruke veldig mye tid på dette. I realiteten er disse tøyningene noe som varierer med mange faktorer, deriblant tid, slik at det beste hadde vært å modellere flere sett med kabler (hvert sett med forskjellige tapsparametere) til bruk i forskjellige analyser. Her velges det likevel bare å definere kryp- og svinntøyningene en gang og bruke disse verdiene på kablene i alle analyser. Da gjelder det å finne verdier som representerer kryp- og svinntøyningene så godt som mulig. For svinnet velges det å benytte verdien for tøyning etter 100 år. Denne settes til $\varepsilon_{svinn} = -0.317\%$ og er et gjennomsnitt av tøyningen i elementene FFB-delen. Hvordan

svinntøyningene er beregnet forklares nærmere i Kapittel 7.6. En gjennomsnittlig kryptøyning er også beregnet. Dette er gjort ved å kjøre en krypanalyse av brua belastet med full forspenning (uten tap) og alle egenlaste, kombinert med et justert 50-års kryptall på 1,6. Deretter er det beregnet en gjennomsnittstøyning mellom elementene over støttene i FFB- delen. Mer om krypberegninger følger i Kapittel 7.5. Kryptøyningen i spennarmeringen blir da $\varepsilon_{kryp}=0,6 \text{ ‰}$. Dette tallet er nok godt på den konservative siden og inneholder usikkerhet. F.eks. overestimerer det spennkrafttapet tidlig i bruas liv, men blir mer riktig etterhvert som brua blir eldre.

Når forspenningslasten defineres gir NovaFrame valget mellom å beregne kabelspenningene fullt eller som såkalt parasitt [15]. Med andre ord kan det velges mellom hendholdsvis resulterende krefter og tvangskrefter. Tvangskrefter, også kjent som sekundærkrefter [6], er et begrep som her benyttes om kreftene som oppstår fordi systemet som spennes opp er statisk ubestemt. Da vil f.eks. en søyle forhindre brubjelken i å løfte seg/krumme og med det virke som en konsentrert kraft og gi tilhørende lastvirkning (et typisk trekantet momentdiagram). Primær- effekter er den direkte virkningen av forspenningen. Denne kan i et betraktet snitt deles opp i bidrag til M, N og V, som beregnes ut ifra spennkraften og dens eksentrisitet til nøytralaksen (omtales P-delta effekt) samt vinkel i forhold til N-og V-retning. Resulterende krefter er summen av primær- effekter og tvangskrefter. I denne oppgaven benyttes tvangskrefter ved kontroller i bruks-og bruddgrensetilstand ettersom dette er vanlig praksis. Resulterende krefter benyttes for å finne krypvirkninger. Dette er spesielt logisk når f.eks. krypdeformasjoner i byggetilstand skal beregnes ettersom FFB-delen da er statisk bestemt og dermed er fri for tvangskrefter.

7.4 Byggefaselaster

I byggetilstand er lastene på brua forskjellige fra de i ferdigtilstand. Byggefaselastene skal i denne oppgaven bare brukes til å finne kryp, dermed inkluderes kun laster som virker over en viss tid. Dette er laster fra spennarmering, egenvekt og forskalingsvogner. Lasten fra spennarmering inkluderer bidragene fra alle kablene som er spent opp i den aktuelle byggefasen og påføres som forklart i avsnittet om forspenningslast. Egenvekten settes til 25kN/m^3 for all betong i den aktuelle byggefasen og lasten fra denne beregnes automatisk i NovaFrame via volumet. Vekten av én forskalingsvogn settes til 500kN i henhold til arbeidstegningene og påføres som en punktlast ytterst på seksjonen støpt i forrige byggefase. En typisk lastkonfigurasjon i byggetilstand er vist i Figur 7.8. For hver av modellene i NovaFrame påføres aktuell last tilsvarende sin byggefase.

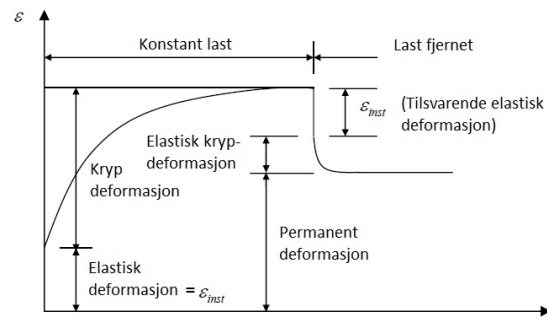


Figur 7.8: Lastkonfigurasjon i FFB-del, byggefase 4

7.5 Kryp

7.5.1 Grunnleggende teori

Kryp er et fenomen som oppstår når materialer med viskoelastiske egenskaper utsettes for spenning over tid. Av vanlige bygningsmaterialer er betong spesielt utsatt for dette grunnet dens molekyulære sammensetning. Når betongen er under konstant spenning vil tøyningen øke gradvis med tiden, noe som medfører tvangskrefter i statisk ubestemte systemer. Dette skyldes kryp, og tøyningutviklingen beskrives i Figur 7.9. Her ser vi i tillegg at deler av denne ekstra kryptøyningen er irreversibel og vil vedvare etter at lasten er fjernet. Som tidligere forklart vil kryptet også medføre en endring av lastvirkningene over tid, til tross for at lastintensiteten holdes konstant, en effekt som kalles krypomlagring.



Figur 7.9: Utvikling av tøyninger over tid

Det finnes flere modeller for å beregne kryptintensiteten. EK2 3.1.4 angir to stykker, hvorav en er linær og en er ikke-linær. Kryptet kan forenkles til linær oppførsel forutsatt at trykkspenningen i betongen ikke overskrider $0,45f_{ck}$ i det tidspunktet betongen blir belastet. Kryptet bestemmes gjennom et kryptall som er avhengig av tverrsnittsgeometri, last, luftfuktighet og betongens sammensetning. Kryptallet implementeres videre i et

uttrykk for elastisitetmodulen til betongen slik at stivheten korrigeres. EK2, Tillegg B angir ligninger for bestemmelse av kryptallet $\varphi(t, t_0)$:

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

$\beta_c(t, t_0)$ er en faktor som beskriver kryputviklingen med tanke på belastningstid og φ_0 er det normerte kryptallet som beregnes ut ifra:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$\beta(f_{cm})$ tar hensyn til betongens fasthet og $\beta(t_0)$ tar hensyn til betongens alder ved pålastning. φ_{RH} tar hensyn til luftfuktigheten i tillegg til tverrsnittsgeometri, gjennom en effektiv tverrsnittstykkelse, h_0 , som avhenger av tverrsnittets type og dimensjoner.

Et problem med kryp er usikkerheten i de modellene som benyttes. Disse er i stor grad empiriske formuleringer basert på eksperimentelle data [3]. Det faktum at forskjellige kryptmodeller kan gi betydelige forskjeller i resultat gjenspeiler at dette er et område preget av usikkerhet. Dette gjelder forøvrig også for modellering av svinn.

7.5.2 Kryp i Gisundbrua

At Gisundbrua er FFB kompliserer kryptmodelleringen. Det er fordi det må tas hensyn til både varierende tverrsnittsgeometri og at utstøpingen er stykket opp i byggefaser. Byggefasene fører til at man må regne med endringer i statisk system og last over tid. Selv om det ikke oppstår tvangskrefter i FFB- delen under bygging (pga statisk bestemt system) er det fortsatt viktig å få med kryptet her i beregningene av langtidseffekter. Det er for å oppnå større nøyaktighet, og for få med hele deformasjonsløpet slik at nedbøyninger kan kontrolleres mot prosjekterte overhøyder. Videre er det selvsagt viktig å ta med kryptet i brua fra og med den var ferdig bygd for å også få med effekten av tvangskrefter og kryptomlagring.

En utfordring når det kommer til modellering av kryp i denne brua er at forskjellige seksjoner vil få varierende kryptall og belastning etterhvert som byggefasene ferdigstilles. For å ta hensyn til dette er det nødvendig å finne en god metode som også lar seg implementere i NovaFrame. Kryptberegningene i byggetilstanden baserer seg på hvordan byggehistorikken blir antatt å være (beskrevet i Kapittel 3.5 Byggehistorikk). Det forutsettes altså at alle sidespenn, søyler, fundamenter, søylehoder og X01 er støpt samtidig og utgjør resultatet av byggefase 1. Etter dette tar det syv dager å bygge hver av de pålørende seksjoner på hver kragarm. Av disse syv dagene brukes de fire siste til å la betongen herde og oppnå tilstrekkelig fasthet (beskrevet i Figur 3.10). Videre tar en seksjon last for første gang i det byggingen av neste seksjon igangsettes. Fra og med dette tidspunktet vil kryptet i seksjonen starte.

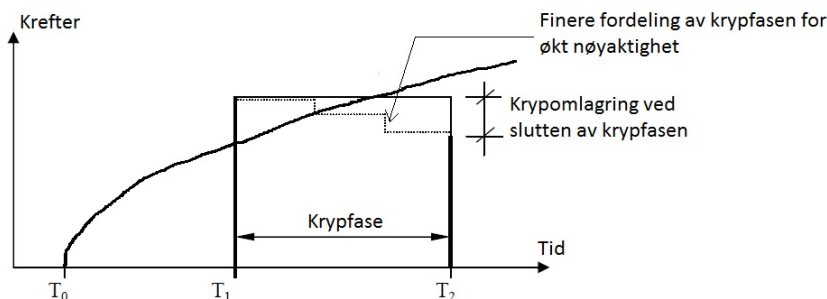
Tverrsnittsgeometrien ivaretas gjennom en effektiv høyde, h_0 . Denne beregnes som:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

der A_c er betongtverrsnittets areal og u er tørkeutsatt omkrets. Der hele tverrsnittet er i kontakt med luften rundt settes u til total omkrets, mens der brua har kassetverrsnitt settes u til: $u = u_{yt\text{re}} + 0.5 \cdot u_{ind\text{re}}$. Relativ luftfuktighet settes til 70% og 80% for henholdsvis overbygning og søyler i henhold til HB185, 5.3.3.2.2.

7.5.3 Krypmodellering i NovaFrame

Dette er utfordrende når konstruksjoner blir store og komplekse slik som Gisundbrua. Da er det mye som skal tas hensyn til når kryptet modelleres slik at det er viktig å forstå hvordan NovaFrame "tenker". NovaFrame gir mulighet til automatisk beregning av kryptomlagring og kryptdeformasjoner. Programmet tilbyr valget mellom å skrive inn kryptallene manuelt eller automatisk kryptallberegning i henhold til EK2. Til beregningene benytter NovaFrame en metode som heter Rate of creep. Her defineres kryptfaser, altså tidsperioder som kryptet beregnes i. Til hvert element i hver kryptfase tilegnes et kryptall og kreftene antas konstante gjennom hele fasen slik som illustrert i Figur 7.10. I slutten av hver kryptfase beregnes endringene i lastvirkning, altså kryptomlagringen, og desto finere inndeling av kryptfaser desto mer nøyaktige resultater oppnås. Akkurat hvordan NovaFrame bruker kryptallet til å beregne lastvirkningene er ikke beskrevet i manualen, men det er sannsynlig at det på en eller annen måte endrer stivheten i tverrsnittet ved å justere E-modulen.



Figur 7.10: Rate of creep

Krypinputen i NovaFrame gis i form av kryptkombinasjoner og kryplaster. I kryptkombinasjonene bestemmer man hvilke statiske laster som bidrar til krypt. Det lages en kombinasjon per byggefase og fire kombinasjoner i ferdigtilstand (ferdig bru, 1 år, 42 år og 100 år). For eksempel vil kryptkombinasjonen for byggefase 5 inneholde alle lastene som gir krypt i denne byggefasen, altså egenvekten fra alle ferdigstøpte seksjoner, last fra alle oppspente kabler og last fra forskalingsvognene. I kryplastene knyttes kryptkombinasjonene til elementer med tilhørende kryptall.

I denne oppgaven beregnes kryptallene for Gisundbrua manuelt for så å gis som input til NovaFrame. Dette gjøres først og fremst for å ha bedre kontroll på tildelingen av kryptall til elementer og byggefaser og fordi den implementerte kryptallkalkulatoren ikke håndterer mange elementer og byggefaser på en enkel måte. At det gjøres manuelt betyr at kryptfasene nå må implementeres på egenhånd. Altså må hvert element tildeles individuelt kryptall for hver fase.

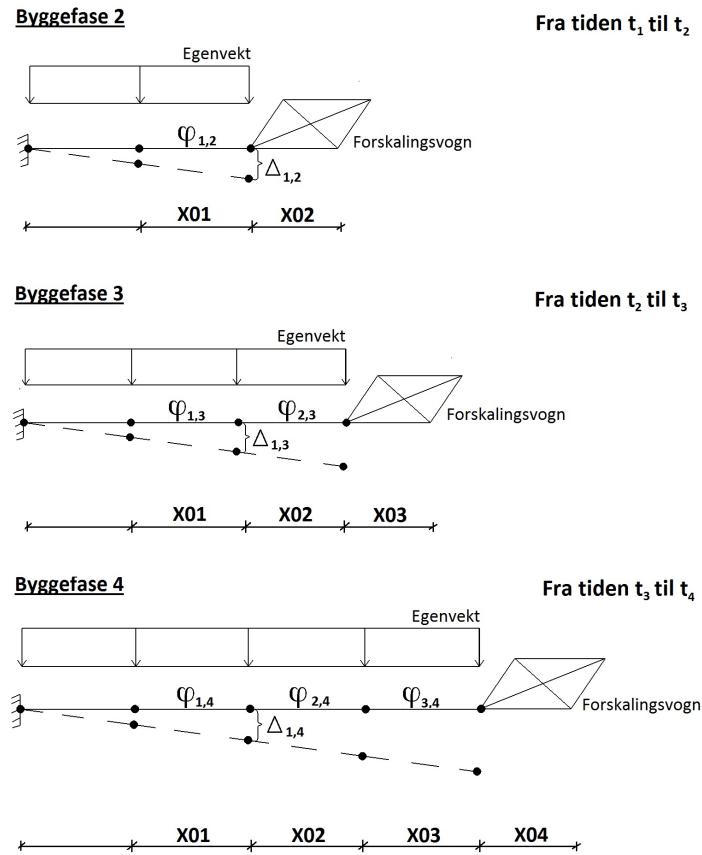
Poenget her er altså at kryptet deles opp fordi all lasten ikke påføres samtidig og fordi elementene har forskjellige kryptall på grunn av at de ikke er støpt samtidig. Kryptet som en tilfeldig seksjon, i , bidrar med gjennom hele livsløpet deles opp i mindre kryptorsjoner - én porsjon for hver 7 dager lange byggefase og senere også porsjoner for lengre perioder i ferdigtilstand. På den måten får man tatt hensyn til den varierende lasttilstanden forårsaket av stadig forlenging av kragarmene. Tanken er videre at kryptdeformasjonene fra alle periodene kan superponeres. Dette omtales som prinsippet om delkryp og kan forklares ved hjelp av et eksempel. Figur 7.11 viser en seksjonsvis FFB- utstøping. Hver fase har en gitt varighet og innebærer byggingen av en seksjon/element. Lastene som virker er egenvekt fra ferdigstøpte seksjoner og punktlast fra forskalingsvogn ytterst på seksjonen støpt i forrige byggefase. Hvert element, i , har sitt tilhørende delkryptall $\varphi_{i,j}$ for hver byggefase, j . Disse kryptallene er beregnet slik at de gjelder for tidsintervallet til den aktuelle byggefasen samtidig som de tar hensyn til at betongens alder i hver seksjon øker fra fase til fase. Både kryptall og last antas konstant gjennom hver byggefase og all last påføres samtidig i starten av fasen. Videre beregnes kryptdeformasjonen, $\Delta_{i,j}$, i en fase basert på lasten i akkurat denne fasen. Dermed kan kryptdeformasjonen betraktes isolert i hver byggefase. Til slutt kan deformasjonsbidragene fra hver fase legges sammen for å finne totale nedbøyninger i fase $j=4$:

$$\Delta_{1,tot} = \Delta_{1,2} + \Delta_{1,3} + \Delta_{1,4}$$

Når kryptallet skal endres for hvert element i hver periode/byggefase gjelder det altså å ta riktig hensyn til tiden. Dette gjøres ved riktig bruk av β -faktorene som inngår i kryptallberegningen. Disse faktorene er i EK2, tillegg B definert som:

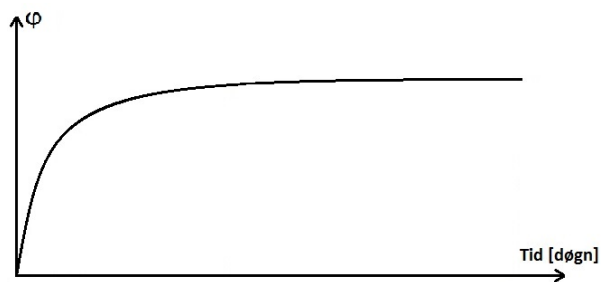
$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0,3} \quad \text{og} \quad \beta(t_0) = \frac{1}{(0, 1 + t_0^{0,20})}$$

Her er t betongens alder på det betraktete tidspunktet, t_0 er betongens alder ved belastning og $t-t_0$ er ikke-justert varighet av belastning, alle med [døgn] som benevnning. Når prinsippet om delkryp benyttes må altså $t-t_0$ justeres for å alltid ivareta delkryptets varighet, samtidig som at t_0 må representere belastningstidspunktet best mulig. I en lignende masteravhandling om Dolmsundbrua fra 2013 [16] ble dette løst ved å alltid øke t_0 for hver seksjon/element i hver fase, og samtidig justere $t-t_0$ til å tilsvare fasens varighet. Det betyr at en ny kryptkurve dannes for hvert element i hver fase, noe som sannsynligvis vil overestimere kryptet. Kryptkurven for et typisk betongtverrsnitt har kraftig stigning i starten (de første dagene) og flater veldig ut etterhvert (etter et par



Figur 7.11: Prinsippet om delkryp, eksempel

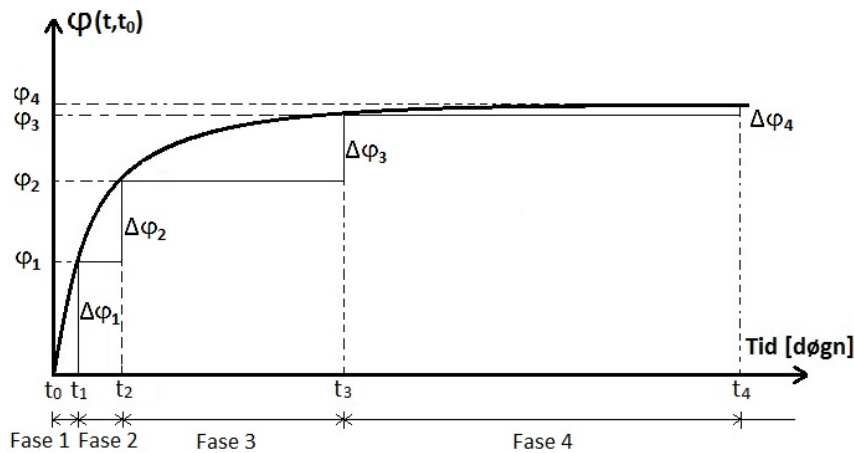
år), slik illustrert i Figur 7.12. Metoden det er snakk om her vil alltid få med den tidlige delen av kryptallkurven, til tross for at den betraktede seksjonen eldes. Dermed overestimeres delkryptallene og videre også krypeffekten. Å modellere kryp på denne måten ble også forsøkt i oppgaven her, og det viste seg da, som forventet, at kryptallutviklingen ble overdrevet store.



Figur 7.12: Kryptallutvikling

I denne oppgaven velges det heller å basere resultatene på "Rate of creep"- metoden der t_0 holdes konstant og $t-t_0$ justeres for å representere varigheten av hver fase. På den måten beholder hvert element sin tilhørende kryptkurve gjennom hele livsløpet. Dette er eksemplifisert i Figur 7.13 som viser kryptkurven til et element. For å evaluere kryptet i en fase, j , benyttes kryptallsendringen gjennom fasen (benevnt i grafen ved $\Delta\varphi_j$). For et tilfeldig element blir dermed formelen for beregning av delkryptallet i fase " j ":

$$\Delta\varphi_j = \varphi(t_j, t_0) - \varphi(t_{j-1}, t_0)$$



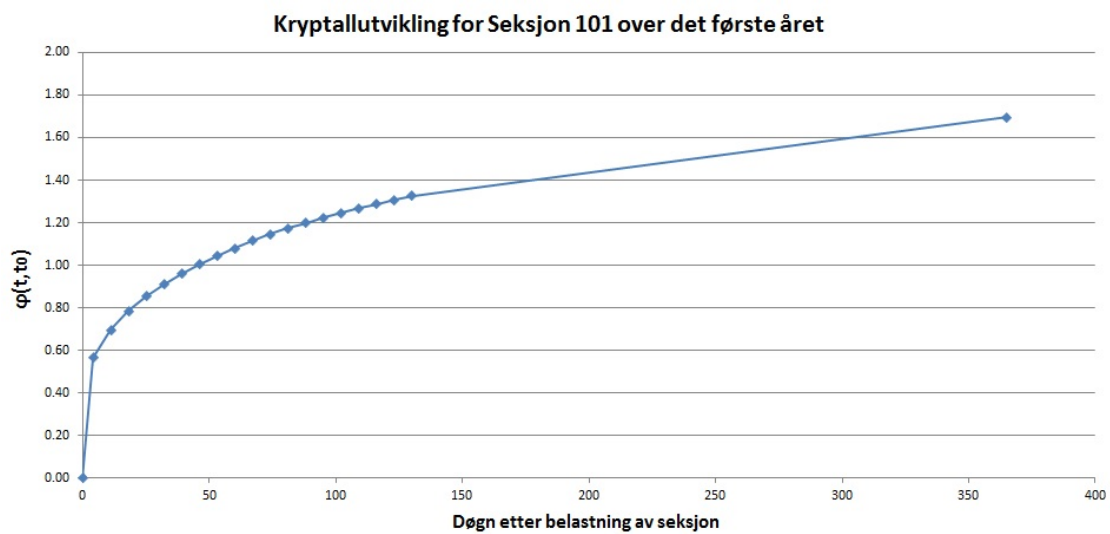
Figur 7.13: Kryptallutvikling

Tabell 7.2 inneholder verdier for kryptall og delkryptal for noen utvalgte seksjoner/elementer i Gisundbrua. Verdiene virker logiske ved at kryptallet øker for hver fase samtidig som at kryptallsendringen (stigningstallet til kryptkurven) avtar for hver fase. Videre, når lengden på kryptfasen er flere år, blir kryptallsendringen litt større igjen. Dette er også fremstilt grafisk i Figur 7.14. For perioden "ferdig bru- 1 år" er t satt til 365 døgn for alle elementer. Dette er en forenkling som medfører at alle elementene får lik $t-t_0$, men veies delvis opp mot at en del last (superegenvekt) legges på samtidig på alle elementer ved starten av bruas ferdigtilstand. Desto lenger tid det går, desto mindre er endringen i kryptall fra dag til dag, altså $\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{d\varphi}{dt} = 0$. Derfor er kryptet i perioden 42 år - 100 år nesten null og egentlig neglisjerbart, men medregnes likevel.

Alle kryptallene er beregnet i Microsoft Excel, disse regnearkene ligger vedlagt elektronisk på CD og USB i separat perm. I tillegg, for å vise den detaljerte beregningen, har der kryptall for et element i noen byggefaser blitt regnet ut i MathCad, se Vedlegg B.

Tabell 7.2: Betongens alder ved belastning t_0 , belastningsvarighet $t-t_0$ og delkryptall

Seksjon	Tidsperiode																								
	Byggefase 2				Byggefase 3				Byggefase 19				19 - Ferdig bru				Ferdig bru - 1 år				1 år - 42 år				
	t_0	$t-t_0$	φ	$\Delta\varphi$	t_0	$t-t_0$	φ	$\Delta\varphi$...	t_0	$t-t_0$	φ	$\Delta\varphi$	t_0	$t-t_0$	φ	$\Delta\varphi$	t_0	$t-t_0$	φ	$\Delta\varphi$	t_0	$t-t_0$	φ	$\Delta\varphi$
X01	4	7	0,57	0,57	4	14	0,70	0,13	...	4	127	1,31	0,02	4	134	1,33	0,02	4	361	1,70	0,37	4	14965	2,50	0,81
X02					4	7	0,60	0,60	...	4	120	1,35	0,02	4	127	1,37	0,02	4	361	1,77	0,40	4	14965	2,55	0,78
.
X18									...	4	7	0,70	0,70	4	14	0,86	0,16	4	361	2,01	1,15	4	14965	2,70	0,69
X19									...					4	7	0,71	0,71	4	361	2,02	1,31	4	14965	2,70	0,68



Figur 7.14: Utvikling av kryptall for seksjon 101 over det første året i dets levetid

7.6 Svinn

7.6.1 Teoretisk grunnlag

Ulike forhold kan føre til volumendring av konstruksjonsdelene. Svinn er et tilfelle av dette der uttørking gjør at betongen krymper. Det motsatte, at volumet øker, kalles svelling. I statisk ubestemte systemer vil svinn skape tvangskrefter og går med det under betegnelsen deformasjonslast. Ulikt kryp er svinn uavhengig av ytre last, ellers er de medvikende faktorene like.

Beregningsmodellen i EK2, 3.1.4 beskriver den totale, frie svinntøyningen, ε_{cs} , som summen av uttørkingssvinn, ε_{cd} , og autogent svinn, ε_{ca} , i form av tøyninger:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

At tøyningen er fri vil si at den gjelder for uarmert betong [6]. Uttørkningssvinnet utvikler seg sakte, mens det autogene svinnet utvikles i takt med betongens fasthetsutvikling. Derfor er mesteparten av det totale svinnet utviklet relativt kort etter støping.

Uttrykket for uttørkningssvinn er gitt som:

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

der $\beta_{ds}(t, t_s)$ tar hensyn til betongens alder ved betraktningstidspunkt, t , og betongens alder ved start av uttørkningssvinnet, t_s . k_h er en faktor som bestemmes ut ifra tverrsnittets effektive høyde, h_0 , mens $\varepsilon_{cd,0}$ er nominell verdi for uhindret kryptøyning og ivaretar luftfuktighet, sementtype og betongfasthet.

Autogen svintøyning er uavhengig av tverrsnitt og beregnes som:

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

der $\varepsilon_{ca}(\infty)$ tar hensyn til betongfasthet og $\beta_{as}(t)$ tar hensyn til betongens alder.

7.6.2 Svinn i Gisundbrua

Svinn er en medvirkende faktor for deformasjonene i brua. Det er logisk å forvente at en reduksjon av betongvolumet vil medføre en sammentrekning av overbygningen i FFB-delen, fordi den ikke blir fastholdt mot dette i akse 9 og 13. Søylen i akse 10 og 12 vil trekkes inn mot akse 11 hvor symmetri "låser" denne mot forskyvning i lengderetning. Dette kan bidra til å lukke fugene i begge pendelledd.

De mange byggefasene vil ha en betydelig påvirkning på svinnutviklingen, og dermed også lastvirkningene og deformasjonene i ferdigtilstand. F.eks. vil de første FFB-seksjonene ha utviklet mye av svinnet ved sammenkobling av kragarmer, og da inntatt et mer permanent volum. Dette vil gi mindre tvangskrefter enn om systemet ble statsik ubestemt kort tid etter støping.

For tverrsnittene i brua er det brukt samme verdier for effektiv høyde, h_0 som i kryptberegningene. Det samme gjelder verdiene for relativ luftfuktighet som er satt til 70% og 80% for henholdsvis over- og underbygning.

7.6.3 Svinmodellering i NovaFrame

NovaFrame har en forhåndsdefinert funksjon for beregning av svinlast. Svinntøyningen (negativt fortegn) beregnes manuelt og legges direkte inn som et eget lasttilfelle.

Som diskutert i avsnittet over vil det gi nøyaktigere resultater dersom også byggefasessvinn modelleres, for å ivareta endringene i $\beta_{ds}(t, t_s)$. Dette kunne nok i prinsippet blitt gjort på samme måte som kryptet, gjennom å dele det inn i faser, men i denne oppgaven er det valgt en langt enklere og mindre nøyaktig måte å modellere svinn på. Det er kun

beregnet svinntøyning etter 100 år og starten av uttørkningssvinnet settes til 4 dager for alle elementer. Altså $t=36500$ og $t_s=4$. Dette er en forenkling som nødvendigvis er feil fordi alt ikke er støpt samtidig. Hvert element blir tildelt sin individuelle 100-års svinntøyning. Til tross for at dette ikke gir nøyaktige verdier vil det være konservativt. Det vil oppstå mer tvangskrefter enn om deler av svinnet hadde utviklet seg før sammenkobling, dessuten er det konservativt å bruke $t=100$ år for alle analyser bortsett fra 100-års analysen.

Alle svinntøyningene er beregnet i Microsoft Excel. Regnearkene er lagt ved på CD og USB i separat vedleggsperm. I tillegg, for å vise den detaljerte beregningsgangen, er fullstendig utregning av 100-års svinntøyning for element 3381 (rett ved pendelledd mellom akse 10 og 11) vedlagt, se VEDLEGG C.

8 Lastkombinering

HB238 3.3 angir hvordan lastene skal kombineres i de forskjellige grensetilstander for å finne dimensjonerende lastvirkninger. Der det i HB185 er gitt regler utover HB238 benyttes disse. I lastkombineringen brukes lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer, henholdsvis γ og ψ . Verdien på ψ -faktorene kommer fra HB238 Tabell 3.3-3, mens γ -faktorene kommer fra Tabell 3.3.1. Det skilles mellom gunstige og ugunstige tilfeller etter om lasten medfører fordeler eller ulemper for den totale lastvirkningen i snittet som betraktes. I denne oppgaven er det bare bruddgrensetilstand (ULS). Her antas trafikklast å være dominerende variabel last. Ulykkestilstand, utmattelsestilstand og oppspenningstilstand kontrolleres ikke.

8.1 Bruddgrensetilstand

Tabell 8.1 viser hvordan lastene kombineres i bruddgrensetilstand i henhold til tabell 3.3-1 i HB238. Som man kan se er det gitt to forskjellige ligninger (a og b). Den av dem som gir verst lastvirkning blir dimensjonerende. Egenvekt (inkludert superegenvekt) og irreversible deformasjonslaster (kryp og svinn) regnes som permanente laster i bruddgrensetilstand lastkombineringen. Trafikklasten er dominerende variabel last og lastfaktoren bestemmes ut ifra hvilken type trafikklast det regnes med. Her får lastfaktoren verdien 1,4 ettersom den er av typen brukslast.

Tabell 8.1: Lastkombinering i bruddgrensetilstand

Kombinasjon	Permanente laster, P				Def.last., D		Variable laster, Q	
	Egenvekt		kryp/svinn		Forspenning			
	1(*)	2(*)	1(*)	2(*)	Gunstig	Ugunstig	Trafikk, Q_1	Temp., Q_2
a	1,15	1,0	1,15	1,0	0,9	1,1	1,4	0,0
b	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2	0,8

(*)Den av kolonne "1" og "2" som bidrar til ugunstigest lastvirkning skal benyttes

8.2 Lastkombinering i NovaFrame

Lastkombinering gjøres som en del av "postprocessing" og NovaFrame tilbyr en rekke funksjoner for å bygge opp kombinasjoner slik man ønsker (Kilde til manual og til VegDir manual). I denne oppgaven har først funksjonen "Ordinary load combinations" blitt brukt til å samle forskjellige lasttilfeller, f.eks. samle all egenvekt og superegenvekt i en felles linje, noe som er praktisk fordi det gir mindre fremtidig input.

Videre benyttes funksjonen "Sort combination" til å faktorisere lastene og sette sammen aktuelle kombinasjoner. Her bidrar NovaFrame med metoder som f.eks. finner gunstige/ugunstige tilfeller, slik at det blir mer automatikk i lastkombineringen. Lasttilfellene i denne oppgaven er samlet i tre forskjellige kombinasjoner - ULS kominasjon a, ULS kombinasjon b og SLS kombinasjon b. Disse er i hendhold til Tabell 8.1 og Tabell ???. Grunnen til at SLS ble tatt med som en kombinasjon var i tilfelle det var nok tid til å utføre risskontroller.

Funksjonen "Sort combination line" brukes til slutt for å finne de verste lastkombinasjonene for hvert element. Her kan man velge hvilke av de til sammen 12 snittkreftene (translasjon og rotasjon om 3 akser i begge elementene) det skal tas hensyn til. I denne oppgaven er det mest aktuelt å sortere ut verste lastkombinasjoner med hensyn på moment om tverraksen for elementene langs FFB-delen.

9 Resultater fra numerisk analyse

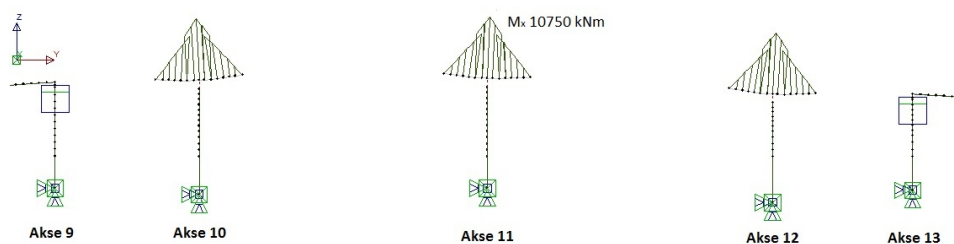
Her presenteres analyseresultatene fra NovaFrame. Det fokuseres på overbygningen i FFB- delen av brua og hvordan situasjonen er i dag. Resultatene vil hovedsakelig fremlegges i form av momentdiagrammer og deformasjoner.

9.1 Lastvirkninger

Selv om denne oppgaven i hovedsak omhandler deformasjoner, er det i tillegg valgt legge frem lastvirkninger i form av momenter. Momentdiagrammer sier mye om hvordan konstruksjonen oppfører seg og kan brukes til å se at modellen virker som den skal og at de beregnede nedøyningene virker fornuftige. Det skilles her mellom byggetilstand og ferdigtilstand. Dette er for å vise endringen av lastvirkninger gjennom bruas levetid og samtidig vise at modellen har håndtert byggefasene riktig.

9.1.1 Byggetilstand

Figur 9.1 viser bøyemomentene fra forskalingsvognene under bygging. De oppfører seg som punktlaster og gir dermed tilnærmet lineære momentdiagrammer.

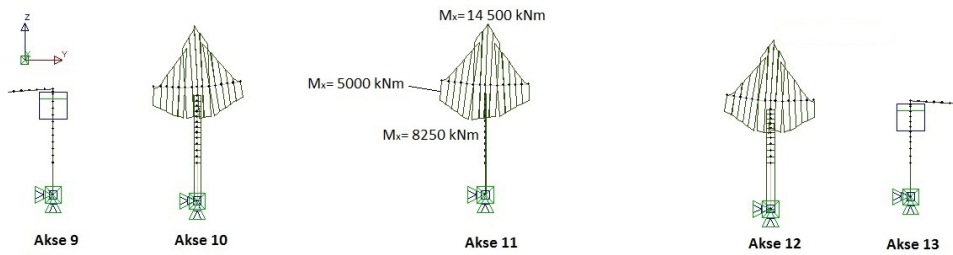


Figur 9.1: Moment fra forskalingsvogner i byggefase 7, strekk i overkant

Momentene fra forspenning og kragarmenes egenvekt vises i Figur 9.2. Her fremgår tydelig "Delta- P"- effekten, i form av et endemoment på 5000 kNm, som oppstår fordi spennkablene ligger helt i toppen av tverrsnittet. Sammenlignet med momentet fra forskalingsvognene er ikke egenvektsmomentet dominerende. Dette demonstrerer en av grunnene til at det er viktig med et høye tverrsnitt inn mot søylene.

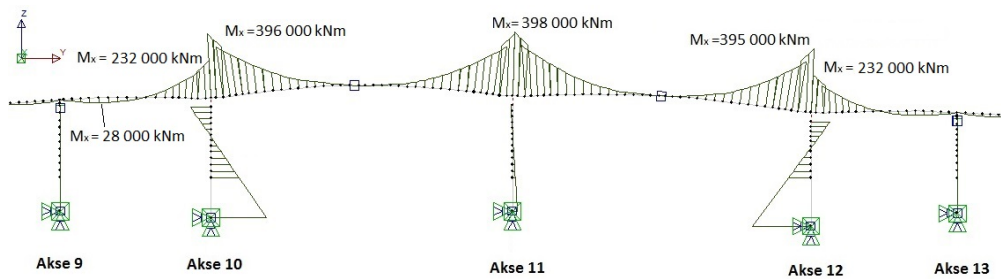
9.1.2 Ferdigtilstand

Her har FFB- delen blitt statisk ubestemt og det påføres flere laster. Figur 9.3a - Figur 9.3c viser momentdiagrammer for alle egenvekter og forspenning, både for resulterende krfter og tvangskrfter. Verdi og form på diagrammene virker fornuftig, både i seg selv og sammenlignet med hverandre. Momentet er null i alle ledd og det er tydelig

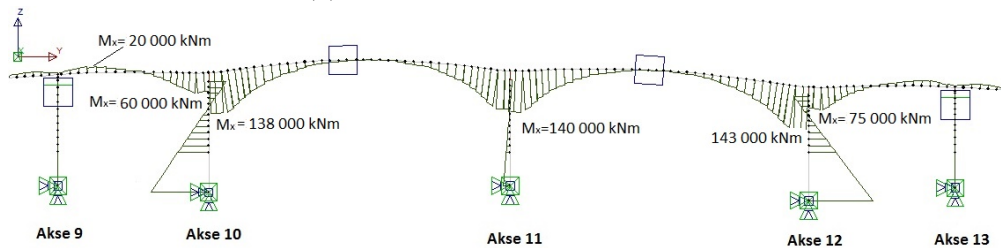


Figur 9.2: Moment fra egenvekt og spennarmering i byggefase 7, diagram på strekksiden

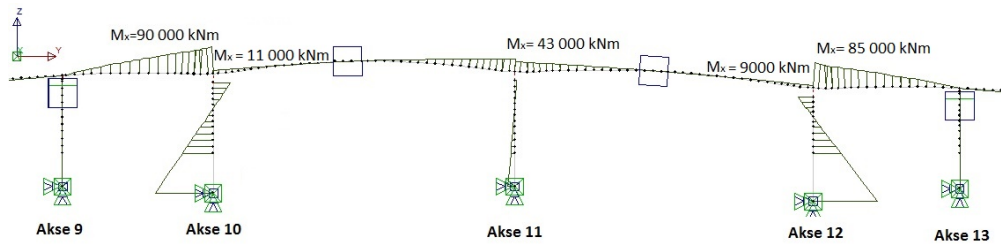
at forspenningen motvirker egenlasten. Diagrammet for tvangsmomentene fra forspenning er logisk. Støtten i akse 11 movirker at overbygningen får krumme fritt nedover, mens støtte 9 og 13 holder den på plass vertikalt i motsetning til forskyvningsfriheten i hovedspennsleddne.



(a) Bøyemoment fra alle egenlaster



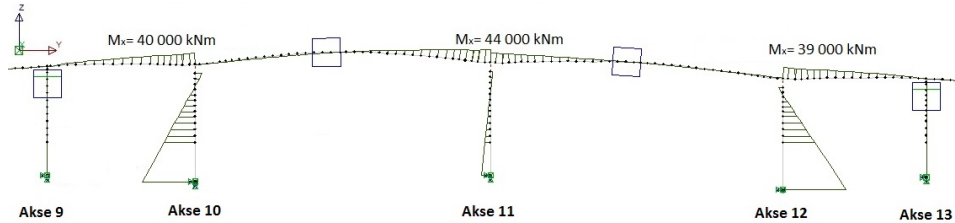
(b) Bøyemoment fra resulterende forspenningskrefter



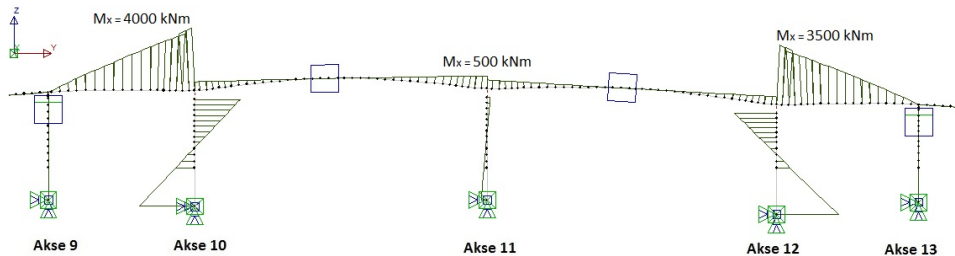
(c) Bøyemomenter fra tvangskreftene fra spennarmering

Figur 9.3: Momentdiagrammer for egenlaster og spennarmering i ferdig tilstand, blå firkant representerer ledd, diagram på strekksiden

Figur 9.4 og Figur 9.5 viser momentene fra henholdsvis svinn og kryp. Disse skyldes tvangskreftene som oppstår når betongen deformeres i det statisk ubestemte systemet. Det bemerkes her er at krypmomentene er forholdsvis små, noe som sansynligvis har sammenheng med leddene i felt.

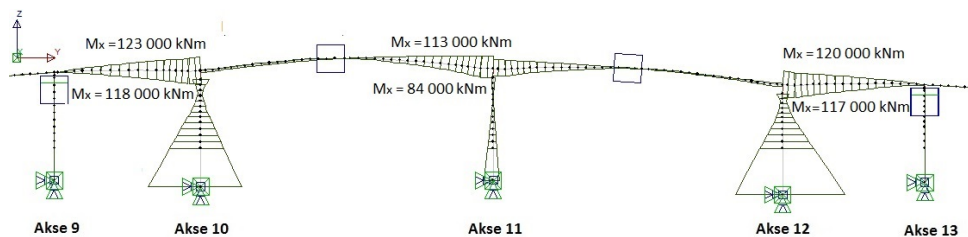


Figur 9.4: Bøyemomenter fra 100-års svinntøyning, diagram tegnet på strekksiden



Figur 9.5: Bøyemomenter fra kryp i perioden ferdig bru - 42 år, diagram på strekksiden

Som tidligere forklart er temperaturlasten påført som 8 forskjellige lasttilfeller som hver representerer en kombinasjon av temperatureffekter. De største momentene dette kan medføre er vist i Figur 9.6. Her er det maksimale momentverdier både for strekk i underkant og for strekk i overkant.

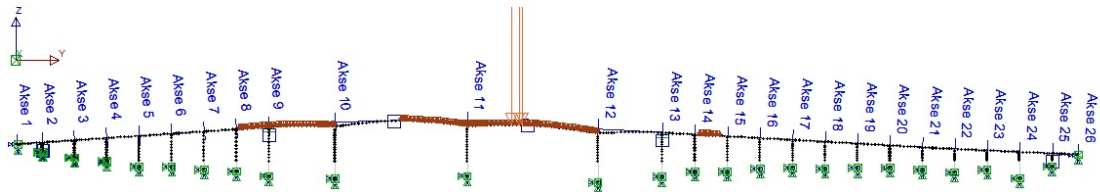


Figur 9.6: Største momenter fra de 8 temperaturkombinasjonene, diagrammer tegnet på strekksiden

9.1.3 Trafikk

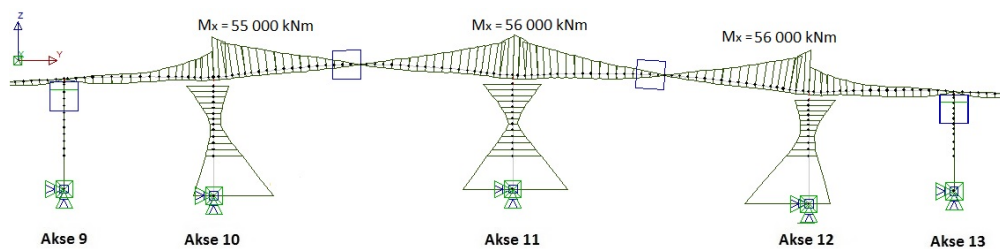
NovaFrame har en funksjon som automatisk finner og plotter verste plassering av trafikklast for ønsket element, med hensyn på en valgt lastvirkning. For eksempel vil verste

trafikklaster for element 3581 (over støtte 11), med hensyn på bøyemoment med strekk i overkant, være som vist i Figur 9.7. Momentet har da verdien 56 000 kNm og består av bidrag fra lasttog i begge kjøreretninger. Lasttogene ligger som linjelaster i hvert sitt kjørefelt, men har helt lik plassering i lengderetning, derfor syns bare en konfigurasjon i figuren.



Figur 9.7: verste plassering av trafikklaster med hensyn på bøyemoment om tverraksen over støtte 11

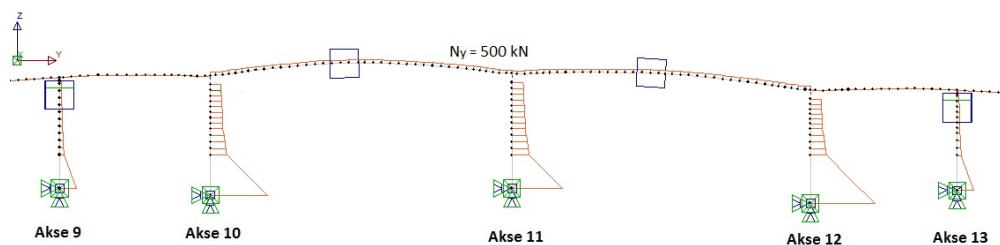
Alle de største momentverdiene trafikklaster kan bidra med vises i Figur 9.8. Her vises de største momentene på begge sider av hvert element som kan oppstå av den definerte trafikklaster.



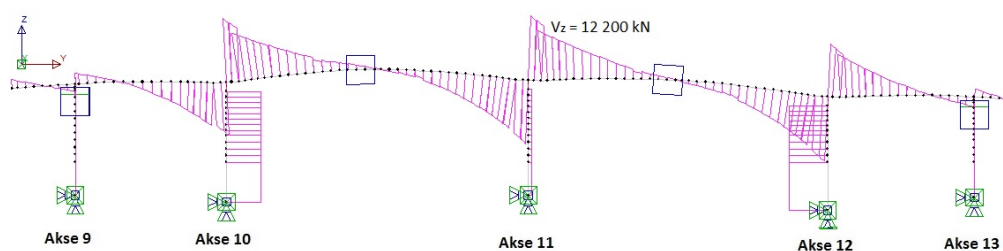
Figur 9.8: Største momenter fra trafikklaster i begge kjøreretninger, diagram er tegnet på strekksiden

9.1.4 Skjær- og aksialkraft

Figur 9.9 og Figur 9.10 viser lastvirkningene fra egenvekt i form av henholdsvis aksialkraft og skjærkraft.



Figur 9.9: Aksialkraftdiagram fra egenvekt



Figur 9.10: Skjærkraftdiagram fra egenvekt

Hittil har bare momentdiagrammer blitt brukt for å beskrive bruas respons, men her fremlegges også N- og V-diagrammer. Disse er, sammen med momentdiagrammet, forklarende for bruas virkemåte og er med på å verifisere modellen ettersom de oppfører seg som forventet.

9.2 Deformasjoner

Her fremlegges de beregnede deformasjonene fra NovaFrame. Disse vil stort sett presenteres som grafer, med forskyvning som funksjon av nodenummer langs FFB- delen. Tabell 9.1 inneholder noder det er verdt å bemerke seg plasseringen av. Igjen nevnes det at NovaFrame's metode for å beregne forskyvninger ikke er kjent, men så lenge resultatene virker fornuftige antas de å være riktige. I dette kapittelet vil resultatene beskrives og tolkes til en viss grad, mens en dypere diskusjon følger i Kapittel 12.

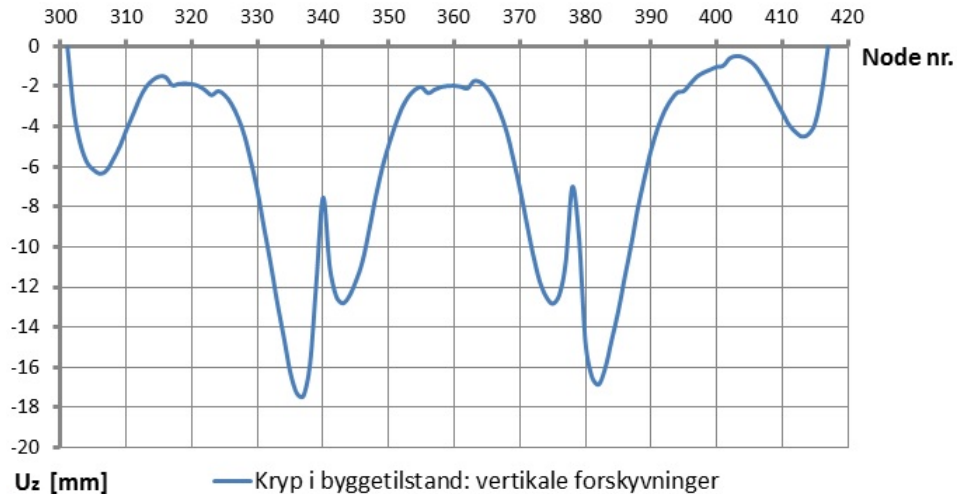
Det fokuseres på de vertikale deformasjonene i perioden "ferdig bru" - "42 år", altså fra bruas åpning frem til i dag. Da er det mest aktuelt å trekke frem nedbøyninger fra kryp, svinn og spennkrafttap. Effekten av temperatur vil også presenteres for å påvise at denne har potensiale til å være av stor betydning for deformasjonene. Elastiske, momentane deformasjoner, f.eks. egenvekter, blir ikke tatt med i beregningene fordi disse i prinsippet allerede er bygget inn i konstruksjonen og påvirker ikke langtidsnedbøyningene.

Tabell 9.1: Nodeplasseringer

Node nr.	Plassering langs FFB-delen
301	Enden av kragarmen som er lagt opp på støtte 9
320	Rett over støtte 10
339	Ledd midt i felt 10-11
359	Rett over støtte 11
379	Ledd midt i felt 11-12
398	Rett over støtte 12
417	Enden av kragarmen som er lagt opp på støtte 13

9.2.1 Kryp

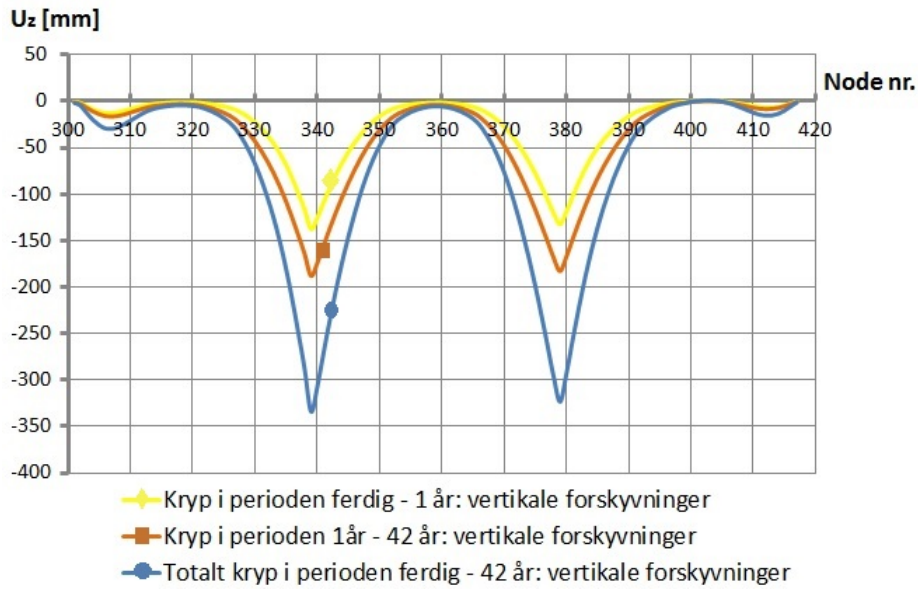
Figur 9.11 viser nedbøyningene langs FFB-delen fra kryp gjennom alle byggefasene. Dette krypt skyldes forspenning, betongens egenvekt og forskalingsvognene. I seg selv er disse nedbøyningene av mindre betydning fordi de bygges inn i den ferdige brua, men nøyaktig modellering av byggefasekryp er viktig for at kryptberegningene over lange perioder i ferdig utbygd bru skal bli korrekte. Formen på grafen (Figur 9.11) virker logisk, noe som tyder på at kryptet har blitt beregnet riktig.



Figur 9.11: Nedbøyninger fra krypt i byggetilstand

Som forventet fører krypt til store nedbøyninger i felt over tid. Figur 9.12 viser beregnede vertikale kryptdeformasjoner fra tiden da brua var ferdig og frem til i dag. De totale kryptnedbøyningene er sammensatt av bidragene fra to kortere perioder: "ferdig bru - 1 år" og "1 år - 42 år". Bidraget fra det første året er nesten like stort som bidraget fra de 41 påfølgende årene, noe som understreker at kryptintensiteten avtar kraftig med tiden, slik som diskutert i Kapittel 7.5.

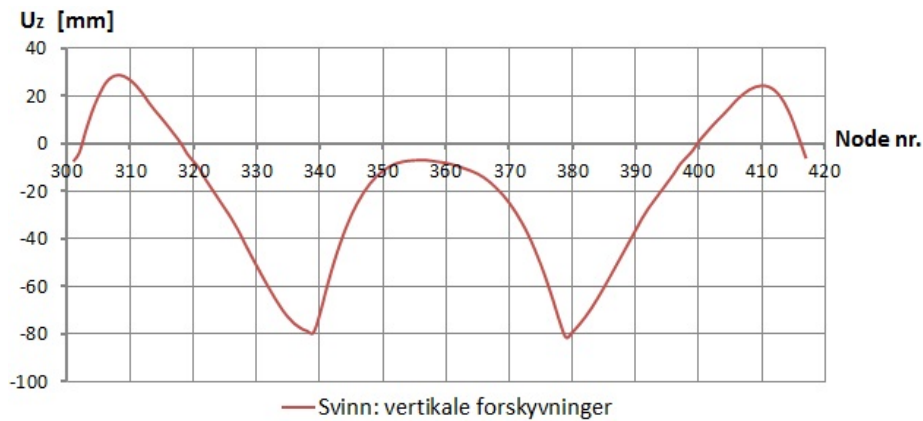
Det er tydelig at de største nedbøyningene oppstår inn mot leddene i felt 10-11 og 11-12 (node nr. 339 og 379), hvor verdiene ligger på rundt 330 mm. Her fremkommer også deformasjonsformen med markant knekk midt i spennene.



Figur 9.12: Nedbøyninger krep i ferdigtilstand

9.2.2 Svinn

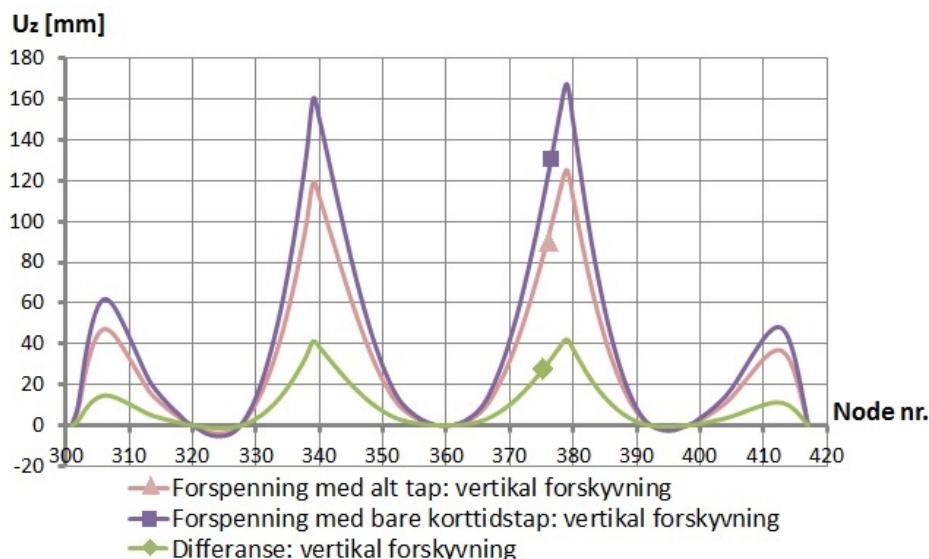
Figur 9.13 viser deformasjoner i FFB- delen fra svinntøyning. Også her oppstår det en knekk inn mot pendelleddene hvor maksimal nedbøyning er på rundt 80 mm. Det presiseres at effekten som vises her er fra 100- års svinntøyning og dermed er noe overestimert, men det er såpass liten forskjell i 40- års svinn og 100- års svinn at dette egentlig er uten betydning.



Figur 9.13: Nedbøyninger fra 100-års svinn

9.2.3 Forspenning

Spennkablene gir generelt en gunstig deformasjonseffekt som motvirker egenlastene. F.eks. vil forspenning bidra til å løfte overbygningen midt i hovedspennet. Som diskutert i Kapittel 7.3.2 vil forspenningslasten avta med tiden og dermed reduseres den gunstige oppbøyningen. Denne reduksjonen betraktes som en nedbøyning som utvikler seg med tiden. For å finne verdien på denne er det kjørt to analyser i NovaFrame. Den ene beregner deformasjonene som forspenningen påfører brua etter 42 år, med alle spennkrafttap inkludert. Den andre beregner tilsvarende deformasjoner, men uten tidsavhengige tap av spennkraft, altså bare inkludert låse- og friksjonstap. Differansen mellom dem representerer de nedbøyningene som skyldes langtidstap av spennkraft. Resultatene fra de to analysene, samt differansen mellom dem, vises av grafene i Figur 9.14. Differansen vil totalt sett bidra som en nedbøyning og dermed få negativt fortegn. Det fremgår at nedbøyningene i pendelleddene (node nr. 339 og node nr. 379) er på rundt 40 mm og har en tydelig knekkform inn mot disse.

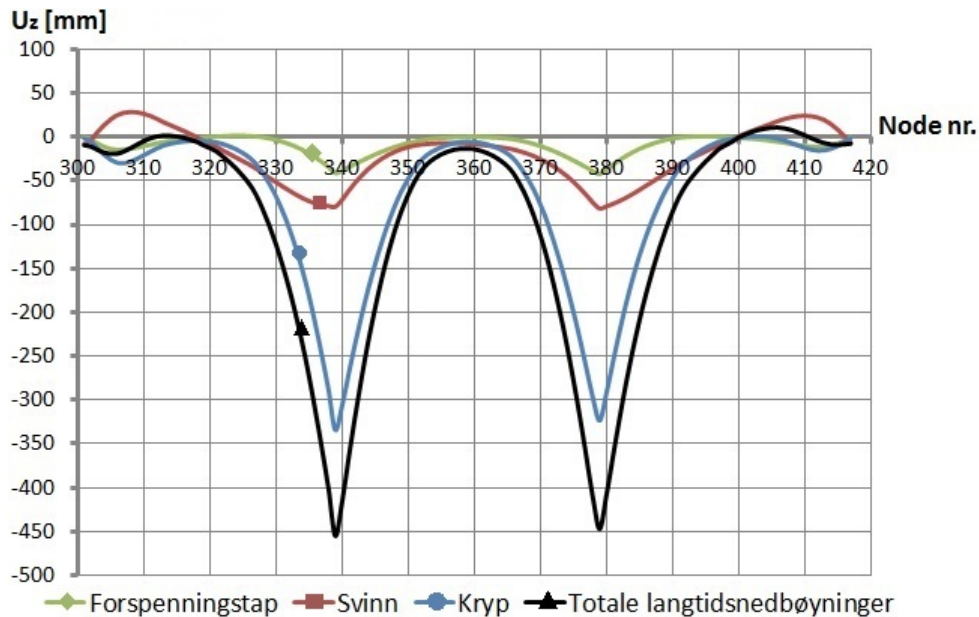


Figur 9.14: Forspenning

9.2.4 Totale tidsutviklede deformasjoner

Her superponeres de aktuelle deformasjonene, som vist i Figur 9.15. Felt 10-11 har en maksimal nedbøyning på ca 460 mm i node nr. 339 (ledd), mens felt 11-12 har en maksimal nedbøyning på rundt 450 mm i node 379 (ledd). Deformasjonsformen viser en tydelig knekk inn mot midten av begge hovedspennene, noe som gjenspeiler bruas virkelige form.

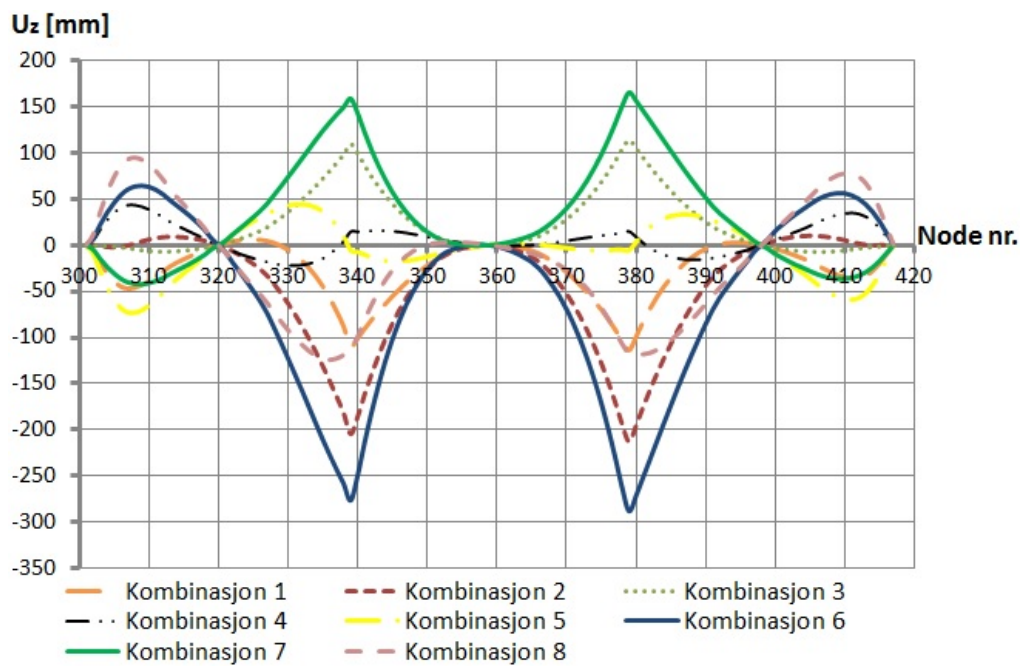
Sammenlignet med målte nedbøyninger i samme periode (Kapittel 4) er resultatene fra denne analysen ganske gode. I felt 10-11 er avvikene meget små, mens de i felt 11-12 er ganske store. Her har beregnet nedbøyning et avvik på omtrent 150 mm fra målingen. Dette har sammenheng med den ekstra asfalten som ble lagt i dette spennet, og på bakgrunn av det var det forventet at resultatene ikke ville matche med målingene akkurat her. Effekten av ekstra asfalt blir analysert nærmere i Kapittel 11.



Figur 9.15: Totale vertikale forskyvninger i perioden ferdig bru - 42 år

9.2.5 Temperatur

Temperatureffekter kan potensielt gi store deformasjoner i brua. I Figur 9.16 er nedbøyningene i FFB-delen plottet for hver temperaturkombinasjon (temperaturkombinasjoner i samsvar med Kapittel 7.2.4). Figuren ser litt uryddig ut, men det viktigste her er å se ekstremallinjene som avgrensner området for temperaturdeformasjoner. I aller verste fall kan nedbøyningene bli i overkant av 250 mm midt i felt 10-11 og 11-12, og dermed gjøre skadene betydelig verre.



Figur 9.16: Vertikale forskyvninger for de forskjellige temperaturkombinasjonene

10.0.7 Momentkapasitet

Tverrsnittets kapasitet for bøyning om bruas tverrakse beregnes etter metoder fra Sørensen's bok om betongkonstruksjoner [6]. Vedlegg D inneholder den detaljerte beregningsgangen, mens metode og de viktigste verdiene presenteres her. I beregningene blir forspenningskraften betraktet som en indre motstand og det antas et spennkrafttap på 25%. Forutsetningene i EK2, 6.1.(2) benyttes, og det antas også at hele flensbredden er effektiv. Slakkarmeringens bidrag neglisjeres, men dersom kapasiteten viser seg å være for lav vil slakkarmering måtte medregnes.

Først må tverrsnittet klassifiseres som underarmert eller overarmert, altså om stålet flyter før betongen knuses, eller ikke. Dette gjøres ved å finne teoretisk balanserende armeringsmengde til sammenligning med faktisk armeringsmengde i tverrsnittet. Faktor for balansert trykksehøyde beregnes som:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \Delta\varepsilon_p} = 0,697$$

der ε_{cu} er tøyning ved knusing av betongen og $\Delta\varepsilon_p$ er tøyningdifferansen mellom initiell forspenningstøyning og flyttøyning i stålet. Videre beregnes balansert spennarmeringsareal ved kraftlikevekt i tverrsnittet:

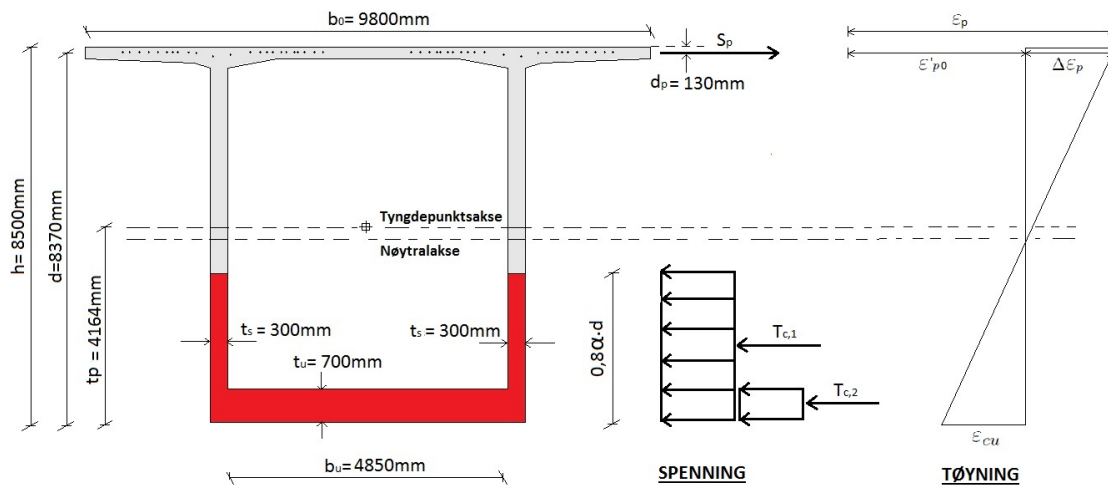
$$A_{pb} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot (0,8\alpha_b t_s d + b_u t_u) = 72000 \text{ mm}^2$$

der dimensjonene fremgår av Figur 10.2. Fordi armeringsmengden her er mindre enn balansert armeringsmengde er tverrsnittet underarmert og dermed vil stålet flyte før betongen knuses. Videre beregnes trykksehøyden for tverrsnittet gjennom kraftlikevekt:

$$\begin{aligned} 0,8\alpha_b f_{cd} t_s d + b_u t_u f_{cd} &= A_p f_{pd} \\ \Rightarrow \alpha &= \frac{(A_p f_{pd}) - (b_u t_u f_{cd})}{0,8 f_{cd} t_s d} = 0,376 \end{aligned}$$

Momentkapasiteten blir dermed:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= T_{c,1} \cdot \left(t_p - \frac{0,8\alpha_b f_{cd}}{2} \right) + T_{c,2} \cdot \left(t_p - \frac{t_u}{2} \right) + S_p \cdot (d - t_p) \\ M_{Rd} &= 626000 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Figur 10.2: Spennings- og tøyningstilstand i tverrsnitt over støtte 10,11 og 12 i ULS (underarmert). Rødt område markerer trykksone til betongen.

10.0.8 Utnyttelsesgrad

Tabell 10.2 inneholder utnyttelsesgraden i snitt A-F med henysn på momentkapasitet i ULS. Det fremgår at største utnyttelsesgrad er 93% i snitt C. Ingen snitt overskirder 100% utnyttelsesgrad og dermed er det kun nødvendig med minimum slakkarmeringsmengde. Dette antas å være tilfredsstillt og blir ikke kontrollert.

Tabell 10.2: Utnyttelsesgrad av momentkapasitet i snitt A - F

Lastkombinasjon	Snitt A (3171)	Snitt B (3201)	Snitt C (3561)	Snitt D (3591)	Snitt E (3951)	Snitt F (3981)
ULS komb. a.	67%	80%	90%	90%	80%	65%
ULS komb. b.	74%	70%	93%	89%	71%	72%

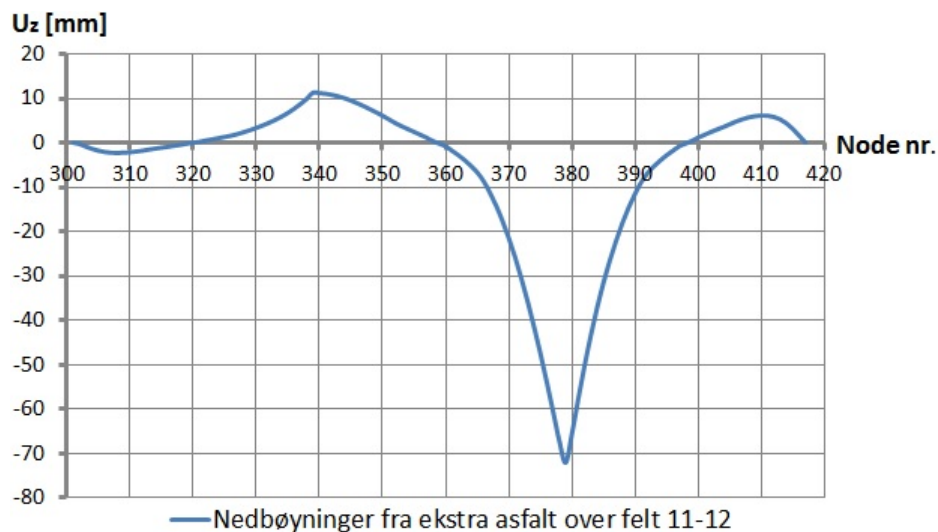
11 Ytterligere analyser av årsak og reparasjon

Her presenteres undersøkelser som er gjort utover hovedanalysen. Dette er gjort med intensjon om å få en grundigere kartlegging av skadeårsak og reparasjonsmetode.

11.1 Deformasjonsårsak

Som diskutert i Kapittel 5.1 har det blitt lagt ekstra slitelag i felt 11-12, med en tykkelse på ca 5-6 cm, for å jevne ut formfeil fra byggingen. Det er nærliggende å undersøke hvordan effekten av dette har påvirket nedbøyningene i brua. Dette gjøres ved å lage et nytt lasttilfelle i NovaFrame som representerer den ekstra lasten, samt et lasttilfelle som beregner denne lastens krypbidrag. Slitelaget antas å være jevnt fordelt utover i kjørebanelen mellom akse 11 og akse 12. For asfalt settes tyngdetettheten til 25kN/m^3 i henhold til EK1, Tabell A.6. Dette gir, for en føringsbredde på 7 meter og 6 cm tykt asfaltbelegg, en linjelast på 11kN/m .

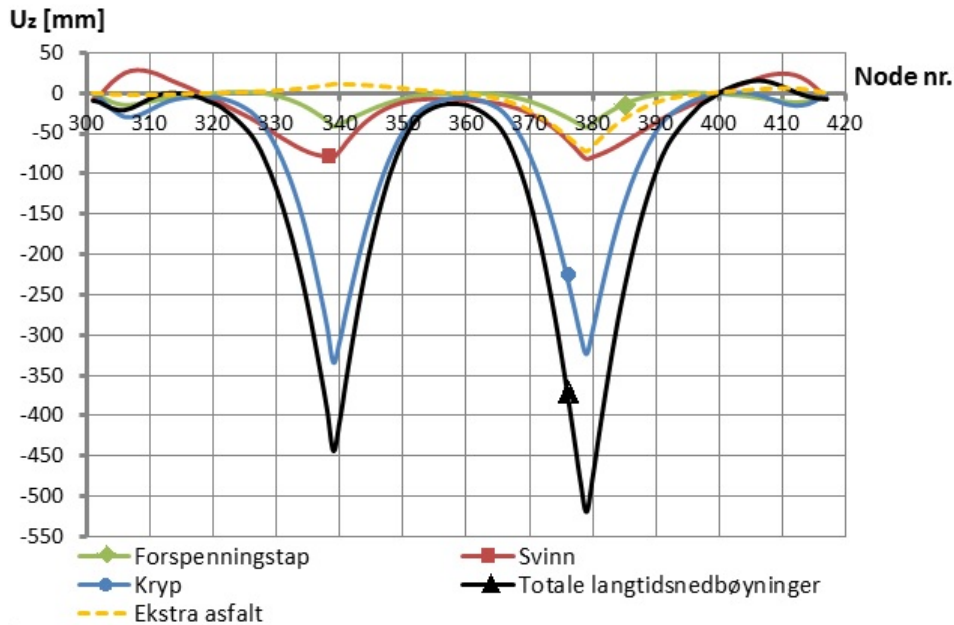
Figur 11.1 viser virkningen av den ekstra linjelasten i form av nedbøyninger. Her kommer det tydelig frem hvorfor deformasjonene er større i felt 11-12 enn i felt 10-11. I node 379 (ledd) utvikles det en nedbøyning på over 70 mm over perioden fra brua var ferdig frem til i dag. Samtidig løftes det andre hovedspennet med en verdi på 10 mm i node 339 (Ledd). Mesteparten av nedbøyningene skyldes kryp, men det bemerkes at også elastisk deformasjon fra selve slitelaget er involvert i verdiene og utgjør rundt 30-40%.



Figur 11.1: Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krypdeformasjon

Inkluderes nedbøyningene fra det ekstra slitelaget i de totalte, beregnede langtidsnedbøyningene over FFB- delen, blir det til sammen slik som vist i Figur 11.2. Her fremkommer

en tydelig differanse mellom nedøyningene i hvert pendelledd (node nr. 339 og 379), på rundt 80 mm. Dette gjenspeiler godt hvordan situasjonen i realiteten er i dag, noe som tyder på at dette har en klar sammenheng med hvorfor deformasjonene er som de er.



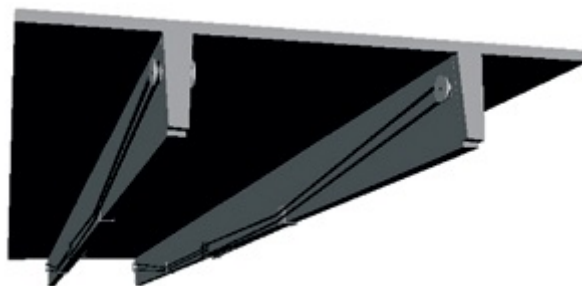
Figur 11.2: Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krepdeforrasjon

11.2 Reparasjon ved ekstern forspenning

Det har blitt utført analyser i NovaFrame for å undersøke om ekstern forspenning kan løfte spenn 11-12 og med det snu rotasjonen i leddet og åpne fugen. Dette har vist seg å være mer komplisert enn først antatt og det har ikke blitt funnet noen gode løsninger som kan presenteres her, dog har det blitt kartlagt hva som ikke fungerer. Dermed er det begrenset hvor mye denne oppgaven kan bidra til å velge reparasjonsmetode.

For å undersøke ekstern forspenning som reparasjonsmetode er det tatt utgangspunkt i Gaute Enger Hellenes sin masteroppgave fra 2008 [11]. Denne omhandler blandt annet en del forskjellige løsninger knyttet til plassering av kablene og modellering i NovaFrame. En typisk eksternt forspent brubjelke er vist i Figur 11.3.

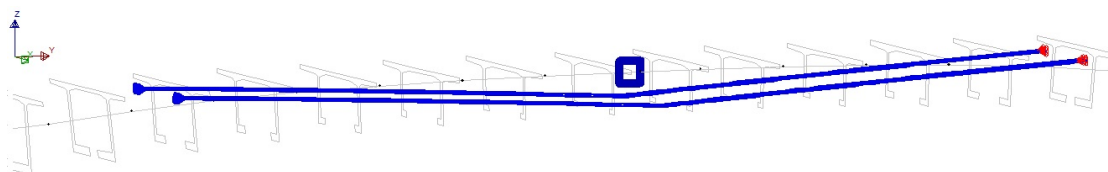
I denne oppgaven har det blitt eksperimentert med en del forskjellige typer kabelgeometrier i NovaFrame, for å identifisere gode løsninger. NovaFrame behandler kabler likt uansett om de ligger utenfor eller inni tverrsnittet, så spesielle behov må ivaretas av brukeren. Spesielt for eksterne kabler er at geometrien bare kan settes sammen av



Figur 11.3: Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krypdeformasjon

rette linjer, samtidig som at heft mellom betong og stål ikke inntreffer. Dette, kombinert med målet om å løfte brua lokalt og motvirke ”knekk”, har gjort at de utprøvde kabelgeometriene hovedsakelig har vært med tilsvarende knekk, slik som vist i Figur 11.4. Tanken bak dette er å simulere en punktlast under leddet gjennom stor vinkelendring i spennkablene.

Til tross for mange forskjellige forsøk har det ikke blitt funnet noen løsning som gir oppbøyning av noden hvor leddet befinner seg. Tvert imot har den eksterne forspenningen heller bidratt til små nedbøyninger. Det vil si at det ikke har blitt funnet en kabelgeometri som gir ønskelig virkning. Grunnen til dette ligger muligens i at brua har vertikal krumning av brubanen, samtidig som at den varierende tverrsnittshøyden skaper en enda større krumning i underkant av overbygningen. På grunn av tidsbegrensninger har det ikke blitt foretatt noen grundigere undersøkelser av dette.



Figur 11.4: Virkningen av ekstra last i felt 11-12, både direkte elastisk deformasjon og krypdeformasjon

12 Diskusjon og konklusjon

Nivelleringer av Gisundbrua viser at en nedbøyning på 590 mm har oppstått midt i det ene hovedspennet (akse 11- 12), over en periode på rundt 40 år. Dette er 150 mm mer enn nedbøyningen i det andre hovedspennet (akse 10- 11), noe som er spesielt fordi de har samme spennvidde. Begge har ledd på midten som gjør at de møtende kragarmene kan rotere uavhengig av hverandre. Med de store nedbøyningene har rotasjonen blitt stor nok til at fugen trykkes sammen, dette er spesielt tilfellet i det hovedspennet med størst nedbøyning. Perioden som deformasjonsmålingene er gjort over, startet rett etter at brua var ferdig bygd og påført all permanent last. Dermed burde årsaken til deformasjonene være tidsavhenige laster som kryp, svinn og forspenningstap, forutsatt at temperaturen var lignende ved nivelleringsdatoene.

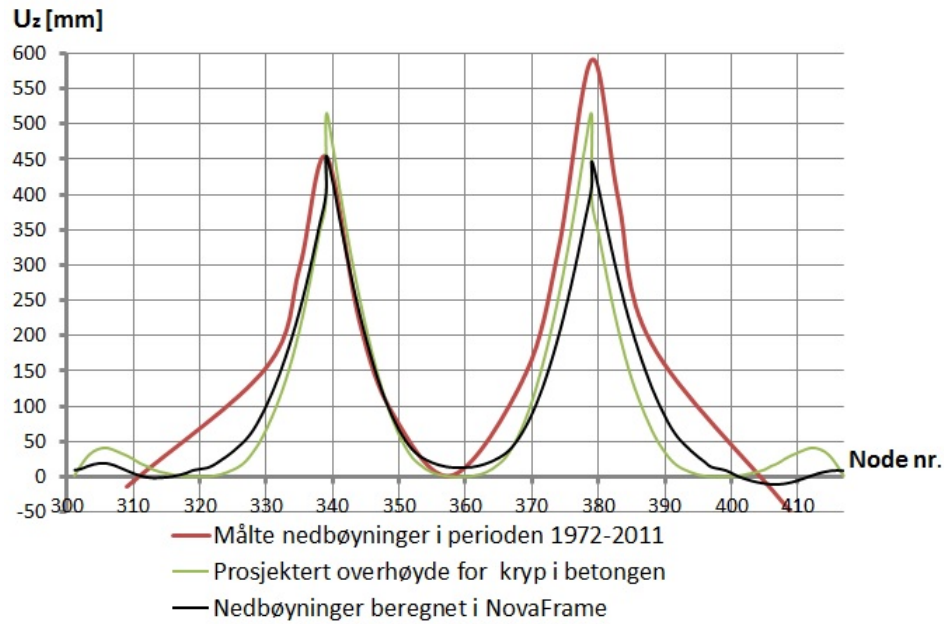
I arbeidstegningene over brua er det gitt verdier på overhøydene som ble brukt under bygging. Disse er beregnet for at brua skal ha tilfredsstillende vertikalgeometri utover i sin levetid. Overhøydene inneholder bidrag fra kryp over lang tid og burde dermed i teorien ha forhindret de store nedbøyningene. Dette er med forutsetning om at ikke noe uventet har skjedd, noe det i realiteten har (ekstra asfaltbelegg), men det diskuteres senere i dette kapitlet.

Til sammenligning med prosjekterte overhøyder og målte verider har det i denne oppgaven blitt foretatt omfattende analyser av Gisundbrua i NovaFrame. Her har nedbøyningene langs fritt- frambygd delen av brua blitt beregnet. Deformasjonsbidrag fra kryp, svinn og spennkrafttap har blitt lagt sammen for å finne effekten over lang tid.

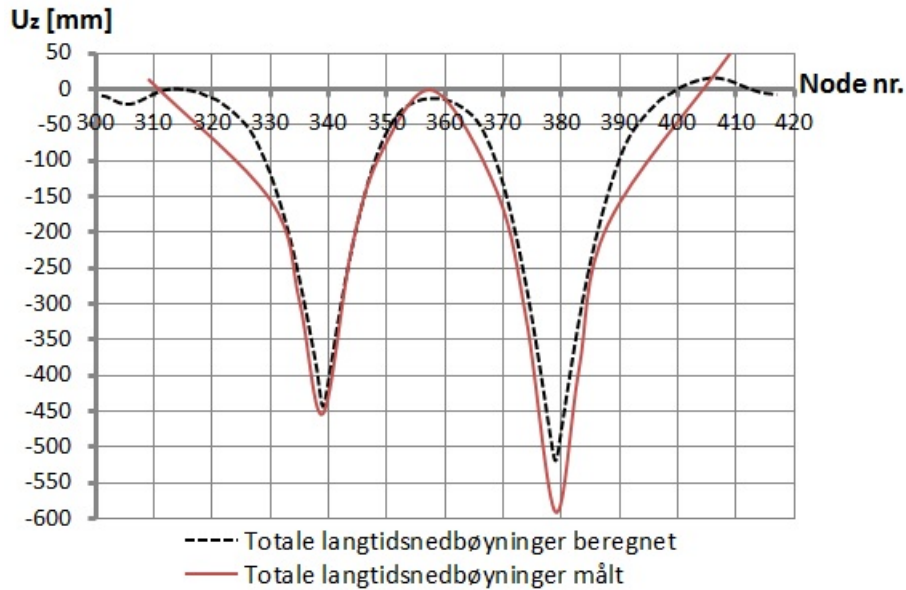
Figur 12.1 viser nedbøyningene beregnet i NovaFrame sammen med prosjekterte overhøyder og de faktiske, målte nedbøyningene. Det spesifiseres at dette er verdiene fra NovaFrame- analysen av brua slik den er i tegningene, altså uten last fra ekstra asfaltbelegg. Det fremgår at både beregningene fra NovaFrame og fra prosjekteringen underestimerer nedbøyningene i felt 11- 12 der de målte verdiene er størst. I det andre hovedspennet stemmer NovaFrame- verdiene meget godt overens med virkeligheten, mens prosjekterte overhøyder er overestimerte i forhold. Det tyder på at bergeningene foretatt i denne oppgaven gir generelt mindre nedbøyninger enn de som ble beregnet under prosjektering.

Videre har effekten av ekstra asfaltbelegg mellom akse 11 og akse 12 blitt undersøkt. Dette ble gjort som en egen analyse i NovaFrame og resultatene viser tydelig hvorfor nedbøyningene er større i felt 11- 12 enn i felt 10- 11. Figur 12.2 viser målte nedbøyninger langs FFB-delen plottet sammen med beregnede nedbøyninger som inkluderer effekten av ekstra asfalt. Da fremkommer en betydelig differanse mellom beregnede nedbøyninger i node 339 (ledd) og node 379 (ledd) på rundt 80 mm. Samtidig inntar den beregnede kurven en form som ligner veldig på den målte kurven. Det betyr at verdiene som er regnet ut i NovaFrame nå gjenspeiler virkeligheten ganske godt. Basert på dette er det rimelig å fastslå at ekstra last i felt 11- 12 har vært avgjørende for de utilsiktede deformasjonene der. Som nevnt i Kapittel 5.1 ble den ekstra asfalten lagt for å jevne over

byggefeil. Dette var da ukjent under prosjektering slik at overhøydene ikke nødvendigvis er feil selv om de avviker fra målingene i dag. Videre kan det stilles spørsmål rundt hvem som har skyld i byggefeilen og så videre, men det ligger utenfor denne oppgaven.



Figur 12.1: Sammenligning av målte nedbøyninger, prosjekterte overhøyder og nedbøyninger beregnet i NovaFrame. Alle verdier er absoluttverdier.

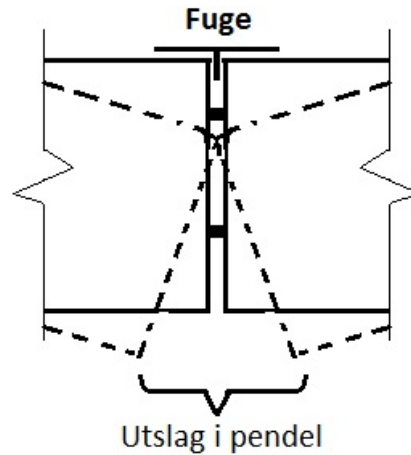


Figur 12.2: deformasjoner

Nedbøyningene beregnet i NovaFrame stemmer godt overens med målte nedbøyninger, men det er fortsatt avvik. Midt i spenn 11- 12 er avviket på 70mm, noe som er relativt betydelig. Dette kan skyldes flere forhold. Et av dem er muligheten for at det ekstra asfaltbelegget er større enn antatt i denne oppgaven. Det kan også tenkes at plasseringen av den er anderledes med et tykkere belegg inn mot midten av spennet. Dette vil isåfall medføre ytterlige nedbøyninger. En annen grunn kan være at betongen har risset opp og mistet sine lineære egenskaper. Dette vil ikke NovaFrame ta hensyn til ettersom det forsetter stadium 1. Temperatureffekter kan også være en årsak til at det er avvik mellom målte og beregnede nedbøyninger. Som vist i Kapittel 9.2.5 kan temperatur bidra med betydelige deformasjoner, som kan ha vært inntredende under nivelleringsstidspunktet.

Det er selvsagt også en mulighet for at analysen utført i oppgaven er unøyaktig. Sammenlignet med overhøydene som er prosjektert for langtidskryp er de nedbøyningene som er beregnet i NovaFrame ganske små. Det fremgår fra grafene i Figur 12.1. Det vil si at enten så er kryp overestimert under prosjektering eller så er de underestimert i analysen i NovaFrame. Beregningsmetodene for kryp har blitt mer nøyaktig med årene. Da brua ble prosjektert tidlig på 1970- tallet var det ikke like gode muligheter for å kjøre store numeriske analyser som idag, i mangel på datakraft. Dermed er det rimelig å anta at, for å være på den sikre siden, ble heller kryptet overestimert under prosjektering. Krypanalysen som er kjørt i NovaFrame burde gi nøyaktige resultater fordi ønsket metode er brukt og input er kontrollert flere ganger. Derfor trekkes slutningen at kryptet ble overestimert i prosjekteringen fremfor at det ble underestimert i denne oppgaven.

At hovedspennene er leddet må trekkes frem som en medvirkende årsak til skadeproblemene i brua. Når nedbøyningen oppstår vil begge kragarmene rotere nedover og fugen trykkes sammen, slik som illustrert i Figur 12.3. Da vil betongen i overkant av tverrsnittet, fugebeslaget og tilslutningene inn mot fugene få store trykkpåkjenninger og ødelegges slik som observert på Gisundbrua.



Figur 12.3: Fuge utslag

Nå som skadene har oppstått foreligger det et behov for reparasjon. Dette burde gjøres både i form av lokale reparasjoner/oppryddinger rundt fugene og en mer omfattende løfting av hovedspennene for å oppnå tilnærmet teoretisk veglinje. Det sistnevnte kan muligens gjøres ved hjelp av ekstern forspenning eller ved å etablere full kontinuitet. Bruk av ekstern forspenning til denne typen reparasjoner virker i utgangspunktet som det mest praktiske alternativet, men det kan være vanskelig å oppnå like god effekt som det kontinuitet trolig vil medføre. Dette er en diskusjon hvor også økonomiske perspektiver må trekkes inn, men det ligger utenfor omfanget av denne oppgaven.

Det har blitt foretatt klassifisering av brua, hvor det ble fastslått at den tåler Bk10/50t. Dette var fort gjort ettersom alle bruer prosjektert etter lastforeskrift fra 1969 tåler denne trafikklasten. For å påvise kapasiteten til brua ble det foretatt kontroll av momentkapasitet i bruddgrensetlstand, i de mest påkjente snittene. Her ble det funnet en maksimal utnyttelsesgrad på 93%.

12.1 Konklusjon og videre arbeid

Gisundbrua har med tiden utviklet betydelige deformasjoner som har medført skader og svekket bruas funksjonalitet. Hovedmålene i denne oppgaven var å kartlegge skadeområdet på brua, finne ut hva disse skyldes og undersøke mulige reparasjoner. I tillegg har målene vært å klassifisere brua og kontrollere momentkapasitet.

De største skadene finnes i midten av begge hovedspennene, spesielt ille er det i spenn 11-12. Store nedbøyninger har ført til en markant knekk i vegens profillinje som går utover bruas funksjonalitet og estetikk. I tillegg har fugen blitt sammentrykt, som konsekvens av knekken, noe som videre har medført lokale skader på betongen og tilslutningen rundt.

Det konkluderes med at kryp, svinn og forspenningstap i brua slik den var planlagt har medført store deformasjoner i FFB- delen. Men ved å studere de prosjekterte overhøydene fremgår det at deformasjonene har vært mer eller mindre forventet. Det som har vært skadeutløsende er, ifølge analysene utført i denne oppgaven, et ekstra asfaltbelegg i felt 11- 12 som gir betydelig økning av nedbøyningene. I tillegg må leddene i hvert hovedspenn trekkes frem som skadeårsaker i seg selv. Disse tillater rotasjon som fører til den tydelige knekken og dermed også sammentrykning av fugen.

Basert på sammenligninger mellom deformasjonsresultater fra NovaFrame og prosjekterte overhøyder, konkluderes det også med at dagens metoder for å beregne kryp er mer nøyaktige enn de som ble benyttet under prosjektering.

I felt 11- 12 er de målte nedbøyningene større enn de som finnes med NovaFrame, til tross for at last fra ekstra asfalt har blitt medregnet. Hva dette skyldes er det foreløpig ingen god forklaring på. En mulighet er at størrelsen av det ekstra asfaltbelegget har blitt underestimert, en annen er at eventuell opprissing av betongen kan ha endret dens egenskaper og medført større nedbøyninger. Videre arbeid kan f.eks. omhandle ikke-linære analyser for å se hvordan brua da responderer.

En reparasjon av brua burde gjennomføres for å løfte hovedspennene og flate ut knekken. Om dette kan gjøres ved hjelp av ekstern forspenning er fortsatt usikkert etter analysene som er gjort i denne oppgaven. Det viste seg å være problematisk å få optimalisert kabelgeometrien for å skape løft på ønsket sted. Reparasjon av bruer med ekstern forspenning er et interessant tema som det kan arbeides videre med. Det kan da muligens tas utgangspunkt i Gisundbrua. Dette kan for eksempel sammenlignes med etablering av kontinuitet.

Det kan konkluderes med at brua har tilstrekkelig momentkapasitet til å tåle BK10/50t i bruddgrensetilstand med lastkombinering etter Håndbok 238. Da vil største utnyttelsesgrad være på 93% i det mest påkjente snittet over støtte 11.

Referanser

- [1] Statens Vegvesen. *Bruplanlegging for vegplanleggere*. Statens Vegvesen, 2005. 2. utg.
- [2] Sturla Rambjør. *Fritt frambyggbruer*. Aas-Jakobsen AS, 2009.
- [3] Peter F. Takács. *Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling*. PhD thesis, The Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering, 2002.
- [4] Statens Vegvesen. *Håndbok 238, Bruprosjektering: Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaiar i det offentlige vegnett*, 2003 edition.
- [5] Standard Norge. *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler*, ns3473:2003 edition.
- [6] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Tapir, 2010.
- [7] Johs Holt. *Tilstandsrapport etter befaring av Gisundbrua*. Johs Holt AS, 2011.
- [8] Ingvar Karemyr. *Gisundbron, Långtidsdeformationer Delrapport 1: Horisontalrørsler*. Scandiaconsult, 1981.
- [9] Ingvar Karemyr. *Gisundbron, Långtidsdeformationer Delrapport 2: Vertikalrørsler*. Scandiaconsult, 1981.
- [10] Jesus Reignard Medel Tan. *Utilsiktede deformasjoner og skjærriss i fritt frambyggbruer*. Master's thesis, Universitetet i Oslo, Det matematisk- naturvitenskapelige fakultet, 2013.
- [11] Gaute E. Hellenes. *Ekstern forspenning i kassebruer av betong - dimensjoneringsmetoder og praktisk tillempling samt sammenligning med intern forspenning*. Master's thesis, The Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering, 2008.
- [12] Statens Vegvesen. *Håndbok 185, Bruprosjektering Eurokodeutgave*, 2011 edition.
- [13] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner del 1-5, allmenne laster: Termiske påvirkninger*, ns-en 1991-1-5:2003+na:2008 edition.
- [14] Håvard Johansen. *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. Statens Vegvesen, 2013.
- [15] Aas Jakobsen. *User's guide, NovaFrame*, 5 edition.
- [16] Jørn Lefstad og Ola Storm Myrmæl. *Modellering og analyse av dolmsundbrua i novaframe*. Master's thesis, The Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering, 2013.

Vedlegg

Vedlegg A: Temperatur

Vedlegg B: Kryptall

Vedlegg C: Svinntøyning

Vedlegg D: Momentkapasitet

Vedlegg E: Nodenummerering

Vedlegg F: Elementnummerering

Vedlegg G: Kabelnummerering

Vedlegg H: lastkombinasjon splittet ned til lasttilfeller

Vedlegg A: Temperatur

Beregning av temperaturparametere på tilfeldig valgt element, EK-1-1-5

Velger element nr 3121, dette ligger inn mot søyle 10

Høyde av element 3121: $h := 5.535 \text{ m}$

Faktorer for kombinerings: $\omega_N := 0.35$ $\omega_M := 0.75$

Temperaturkontraksjon: $\Delta T_{N.con} := -37 \text{ } ^\circ\text{C}$

Temperaturrekspansjon: $\Delta T_{N.exp} := 23 \text{ } ^\circ\text{C}$

Overside varmest: $\Delta T_{M.heat} := 10 \text{ } ^\circ\text{C}$ \rightarrow Gradient: $\frac{\Delta T_{M.heat}}{h} = 1.81 \frac{^\circ\text{C}}{\text{m}}$

Underside varmest: $\Delta T_{M.cool} := 5 \text{ } ^\circ\text{C}$ \rightarrow Gradient: $\frac{\Delta T_{M.cool}}{h} = 0.9 \frac{^\circ\text{C}}{\text{m}}$

Hvilke temperaturkomponenter som inngår i NovaFrame lasttilfellene

I kombinasjon/lasttilfelle 1 inngår: $\frac{\Delta T_{M.heat}}{h} = 1.81$ **og** $\omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} = 8.05$

I kombinasjon/lasttilfelle 2 inngår: $\frac{\Delta T_{M.heat}}{h} = 1.81$ **og** $\Delta T_{N.con} = -37$

I kombinasjon/lasttilfelle 3 inngår: $\frac{\Delta T_{M.cool}}{h} = 0.9$ **og** $\omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} = 8.05$

I kombinasjon/lasttilfelle 4 inngår: $\frac{\Delta T_{M.cool}}{h} = 0.9$ **og** $\Delta T_{N.con} = -37$

I kombinasjon/lasttilfelle 5 inngår: $\omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M.heat}}{h} = 1.36$ **og** $\Delta T_{N.exp} = 23$

I kombinasjon/lasttilfelle 6 inngår: $\omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M.heat}}{h} = 1.36$ **og** $\Delta T_{N.con} = -37$

I kombinasjon/lasttilfelle 7 inngår: $\frac{\Delta T_{M.cool}}{h} = 0.9$ **og** $\Delta T_{N.exp} = 23$

I kombinasjon/lasttilfelle 8 inngår: $\frac{\Delta T_{M.cool}}{h} = 0.9$ **og** $\Delta T_{N.con} = -37$

Vedlegg B: Kryptall

Beregning av kryptall ihht. Eurokode 2, tillegg B1

Input for element 3511, dette elementet støpes i byggefase 6:

Betong: $f_{ck} := 30 \text{ MPa}$ $f_{cm} := 38 \text{ MPa}$

Tverrsnitt: $A_c := 8.288 \text{ m}^2$ $u_{indre} := 19.02 \text{ m}$ $u_{ytre} := 30.38 \text{ m}$

$u := u_{ytre} + \frac{u_{indre}}{2} = 39.89 \text{ m}$ (For kassetverrsnitt)

$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 416 \text{ mm}$

Luftfuktighet: $RH := 70\%$ (For overbygning)

Generelle beregninger for element 3511:

Alfa-koeffisientene: $\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.7} = 0.944$ $\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.2} = 0.984$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.5} = 0.96$$

Beta-faktorer: $\beta_H := 1.5 \left(1 + (0.012 RH)^{18} \right) \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right) + 250 \cdot \alpha_3 = 890$, $\beta_H < 1500$ α_3

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}}} = 2.725$$

BYGGEFASE 7 - Tidsavhengige beregninger for element 3511 :

Tidsbetraktning: $t_0 := 4$ døgn $t := 11$ døgn

Tidsavhengige Beta-faktorene: $\beta_{c,t,t_0} := \left(\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right)^{0.3} = 0.233$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.704$$

Normert kryptall: $\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \text{mm}^{-1}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.357$

Vedlegg B: Kryptall

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.605$$

Kryptall i byggefase 7:

$$\varphi_{t.t0.7} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t0} = 0.607$$

Delkryptall i byggefase 7:

$$\Delta\varphi_{t.t0.7} := \varphi_{t.t0.7} = 0.607$$

BYGGEFASE 8 - Tidsavhengige beregninger for element 3511 :

Tidsbetraktning:

$$t_0 := 4 \quad \text{døgn} \quad t := 18 \quad \text{døgn}$$

Tidsavhengige Beta-faktorene:

$$\beta_{c.t.t0} := \left(\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right)^{0.3} = 0.286$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.704$$

Normert kryptall:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \text{mm}^{-1}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.357$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.605$$

Kryptall i byggefase 8:

$$\varphi_{t.t0.8} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t0} = 0.746$$

Delkryptall i byggefase 8:

$$\Delta\varphi_{t.t0.8} := \varphi_{t.t0.8} - \varphi_{t.t0.7} = 0.139$$

BYGGEFASE 9 - Tidsavhengige beregninger for element 3511 :

Tidsbetraktning:

$$t_0 := 4 \quad \text{døgn} \quad t := 25 \quad \text{døgn}$$

Tidsavhengige Beta-faktorene:

$$\beta_{c.t.t0} := \left(\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right)^{0.3} = 0.323$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.704$$

Normert kryptall:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \text{mm}^{-1}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.357$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.605$$

Vedlegg B: Kryptall

Kryptall i byggefase 9:

$$\varphi_{t.t0.9} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t0} = 0.841$$

Delkryptall i byggefase 9:

$$\Delta\varphi_{t.t0.9} := \varphi_{t.t0.9} - \varphi_{t.t0.8} = 0.095$$

Vedlegg C: Svinntøyning

Beregning av 100-års svinntøyning ihht. Eurokode 2, 3.1.4 og tillegg B

Input for element 3381 (midt i spenn 10-11):

Betong: $f_{ck} := 30 \text{ MPa}$ $f_{cm} := 38 \text{ MPa}$ $f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$

Sement (klasse N): $\alpha_{ds1} := 4$ $\alpha_{ds2} := 0.12$

Tverrsnitt: $h_0 := 251 \cdot \text{mm}$ $k_h := 0.80$ Tabell (3.3)

Tidsbetraktning: $t_s := 7 \text{ d\o{g}n}$ $t := 36500 \text{ d\o{g}n}$

Luftfuktighet: $RH := 70$ $RH_0 := 100$

Utregninger for element 3381:

Beta-koeffisientene: $\beta_{as} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 1.000$

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3 \cdot (\text{mm}^{-1})^3}} = 0.996$$

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

Endelig autogen svinntøyning: $\epsilon_{ca.uendelig} := 2.5 \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1} - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$

Autogen svinntøyning: $\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca.uendelig} = 5 \cdot 10^{-5}$

Nominell svinntøyning: $\epsilon_{cd.0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.6 \cdot 10^{-4}$

Svinntøy. ved uttørking: $\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd.0} = 2.884 \cdot 10^{-4}$

Total svinntøyning: $\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 3.38 \cdot 10^{-4}$

Vedlegg D: Momentkapasitet

Beregning av momentkapasitet over støtte 10,11 og 12

Spennarmering:

E-modul: $E_p := 195000 \text{ MPa}$

Dimensjonerende flytespenning: $f_{pd} := 1200 \text{ MPa}$

Areal av alle kabler i bruplata: $A_p := 62250 \text{ mm}^2$

Total oppspenningskraft i bruplata: $P_{tot} := 75000 \text{ kN}$

Effektiv spennkraft: $P_{eff} := P_{tot} \cdot 0.75 = (5.625 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Tøyning i spennarmeringen: $\varepsilon'_{p0} := \frac{P_{eff}}{E_p \cdot A_p} = 0.005$

Flyttøyning i spennarmeringen: $\varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.006$

Tøyningsdifferanse: $\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_p - \varepsilon'_{p0} = 0.002$

Betong:

Tøyning ved knusing av betongen: $\varepsilon_{cu} := 0.0035$

Dimensjonerende betongfasthet $f_{cd} := 18 \text{ MPa}$

Tverrsnittsdimensjoner:

Effektiv tverrsnittshøyde: $d := 8370 \text{ mm}$

Tykkelsen av stegene: $t_s := 300 \text{ mm}$

Tykkelsen av undergurt: $t_u := 700 \text{ mm}$

Undergurtens bredde: $b_u := 4850 \text{ mm}$

Tyngdepunktsaksen fra bunn: $tp := 4164 \text{ mm}$

Balansert tverrsnitt:

Faktor for balansert trykksonehøyde: $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \Delta\varepsilon_p} = 0.697$

Balansert spennarmeringsareal: $A_{pb} := \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot (0.8 \cdot \alpha_b \cdot d \cdot t_s + b_u \cdot t_u) = 71934 \text{ mm}^2$

$A_{pb} > A_p \quad \text{---> Underarmert tverrsnitt!}$

Vedlegg D: Momentkapasitet

Momentkapasitet:

Trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p - f_{cd} \cdot b_u \cdot t_u}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot t_s \cdot d} = 0.376$$

Trykkresultant i betongsteg:
$$T_{c.1} := 2 \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_s \cdot f_{cd} = 27180 \text{ kN}$$

Trykkresultant i undergurt:
$$T_{c.2} := t_u \cdot b_u \cdot f_{cd} = 61110 \text{ kN}$$

Kraftresultant i spennarmering:
$$S_p := A_p \cdot f_{pd} = 74700 \text{ kN}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := T_{c.1} \cdot \left(tp - \frac{0.8 \cdot \alpha \cdot d}{2} \right) + T_{c.2} \cdot \left(tp - \frac{t_u}{2} \right) + S_p \cdot (d - tp) = 626238 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg E

-----FORKLARING NODENUMMERERING-----

____LANGS VEGLINJA____:

- Node 1-81, incr. 1:
- Intervall 1-100
 - Sidespenn mellom akse 1 og akse 9.
 - ca 10 elementer per spenn
 - Node over hver støtte og i hver støpeskjøt
- Node 101-231, incr. 1:
- Intervall 101-300
 - Sidespenn mellom akse 13 og akse 26.
 - ca 10 elementer per spenn
 - Node over hver støtte og i hver støpeskjøt
- Node 301-417, incr. 1:
- Intervall 301-500
 - Hovedspenn mellom akse 9 og akse 13.
 - Node mellom hver støpeseksjon og over hver støtte
 - Ledd i node 339 og 379!
 - Fritt opplegg der sidespenn og hovedspenn møtes i akse 9 og 13

____LANGS SØYLENE____:

- Node 501-880, incr. 1:
- Intervall 501 - 1000
 - Node 901-939 er for tverrbærerene
 - Søyler i akse 2-8 og 14-25
 - ca 10 Noder per søyle (inkludert fundament)
 - To noder avgrenser fundament i topp og bunn
 - Nederste node i UK fundament
 - Øverste node i UK tverrsnitt
- Node 1001-1013, incr. 1:
- Intervall 1001 - 1020
 - Søylen i akse 9
 - To noder avgrenser fundament i topp og bunn
 - Nederste node i UK fundament
 - Øverste node i UK tverrsnitt
 - Node hvert sted det skjer endring i tverrsnitt
- Node 1021-1013, incr. 1:
- Intervall 1021 - 1040
 - Søylen i akse 10
 - To noder avgrenser fundament i topp og bunn
 - Nederste node i UK fundament
 - Øverste node i UK tverrsnitt
 - Node hvert sted det skjer endring i tverrsnitt
- Node 1041-1054, incr. 1:
- Intervall 1041 - 1060
 - Søylen i akse 11
 - To noder avgrenser fundament i topp og bunn

Vedlegg E

- Nederste node i UK fundament
- Øverste node i UK tverrsnitt
- Node hvert sted det skjer endring i tverrsnitt

Node 1061-1072, incr. 1:

- Intervall 1061 - 1080
- Søylen i akse 12
- To noder avgrenser fundament i topp og bunn
- Nederste node i UK fundament
- Øverste node i UK tverrsnitt
- Node hvert sted det skjer endring i tverrsnitt

Node 1081-1093, incr. 1:

- Intervall 1081 - 1100
- Søylen i akse 13
- To noder avgrenser fundament i topp og bunn
- Nederste node i UK fundament
- Øverste node i UK tverrsnitt
- Node hvert sted det skjer endring i tverrsnitt

Vedlegg F

-----FORKLARING ELEMENTNUMMERERING-----

___LANGS VEGLINJA___:

- Elem. 1-791, incr. 10: - Intervall 1-1000
- Sidespenn mellom akse 1 og akse 9.
- Inkrement 10 er brukt for enkelere å skille noder og elementer
- Elem. 1001-2291, incr. 10: - Intervall 1001-3000
- Sidespenn mellom akse 13 og akse 25.
- Inkrement 10 er brukt for enkelere å skille noder og elementer
- Elem. 3001-4151, incr. 10: - Intervall 3001-4200
- Hovedspenn mellom akse 9 og akse 13.
- Inkrement 10 er brukt for enkelere å skille noder og elementer
- Ett element per støpeseksjon i kragarmene
- To elementer per søylehode

___LANGS SØYLENE___:

- Elem. 4201-4381, incr. 10: - Intervall 4201-5000
- Tverrstivere mellom søylepar, ett element per
- Elem. 5001-8781, incr. 10: - Intervall 5001-9000
- Søyleelementer akse 2-8 og 14-25
- ca 9 Elementer per søyle
- 1 element per fundament
- Elem. 9001-9911, incr. 10: - Intervall 9001-10000
- Søyleelementer akse 9-13
- 10-15 elemnter per søyle
- 1 element per fundament
- Elem 9121-9181, incr. 10: - "tverrsnittsløse" elem. til lager i akse 9
og 9921-9981, incr. 10: - "tverrsnittsløse" elem. til lager i akse 13

Vedlegg G

-----FORKLARING AV SPENNKABELNUMMERERING-----

_____AKSE 1-9 SIDESPENN_____:

- Tendon 1001-1008: Gjennomgående kabler i steg med skjøtekoblinger i støpeskjøt
- Tendon 1009-1048: Ekstra kabler over støtte 3,4,5,6,7 og 8
- Tendon 1049-1052: Ekstra kabler i felt 8-9
- Tendon 1053-1058: Kabler over støtte 2

_____AKSE 9-13 FFB-DEL_____:

- Tendon 31-38: Del 2 vest, kabler i undergurt
- Tendon 41-48: Del 4 øst, kabler i undergurt
- Tendon 101-125: Del 2, kabler i venstre kragplate sett mot Finnsnes
- Tendon 201-225: Del 2, kabler i høyre kragplate sett mot Finnsnes
- Tendon 301-325: Del 4, kabler i venstre kragplate sett mot Finnsnes
- Tendon 401-425: Del 4, kabler i høyre kragplate sett mot Finnsnes
- Tendon 501-528: Del 3, kabler i venstre kragplate sett mot Finnsnes
- Tendon 601-628: Del 3, kabler i høyre kragplate sett mot Finnsnes

_____AKSE 13-26 SIDESPENN_____:

- Tendon 1101-1108: Gjennomgående kabler i steg med skjøtekoblinger i støpeskjøt
- Tendon 1109-1112: Ekstra kabler i felt 13-14
- Tendon 1113-1188: Ekstra kabler over støtte 14 - 25

COMBINATION TRACER:
 Sorted combination line:
 No. : 3
 Name : ULS komb. b (Bare bøyning)
 Element : 3561
 (X/L) : 1.000
 Comp : Min-ML
 Governing sort. comb. no. : 1102
 Governing sort. comb. name : ULS komb. b

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM
201	Egenvekt Ferdig ALLE elementer	1.000	0.0	-6984.7	11157.4	-274340.0	0.7
202	Superegenvekt - Rekkverk	1.000	-0.0	-120.9	131.9	-4016.1	0.0
203	Superegenvekt - Kantbjelker	1.000	-0.0	-689.2	752.1	-22891.9	0.1
204	Tverrskott og Søylehode	1.000	-0.0	-368.8	98.1	-5898.2	0.3
205	Superegenvekt - Slitelag	1.000	-0.0	-1269.6	1385.4	-42169.2	0.2
2015	Spennarmering Tvang	1.000	3.4	4865.3	409.9	-41325.4	-16.6
2013	Temp. kombinasjon 8	0.800	-0.1	8349.1	946.7	-87954.8	0.7
2016	Svinn 100 år	1.000	-0.3	3891.1	469.3	-42956.9	15.6

Vedlegg H

25 Kryp	2	1.000	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
35 Kryp	3	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
45 Kryp	4	1.000	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0
55 Kryp	5	1.000	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0
65 Kryp	6	1.000	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0
75 Kryp	7	1.000	-0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
85 Kryp	8	1.000	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	-0.0
95 Kryp	9	1.000	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0
105 Kryp	10	1.000	-0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0
115 Kryp	11	1.000	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
125 Kryp	12	1.000	-0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
135 Kryp	13	1.000	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
145 Kryp	14	1.000	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
155 Kryp	15	1.000	-0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
165 Kryp	16	1.000	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
175 Kryp	17	1.000	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
185 Kryp	18	1.000	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0
195 Kryp	19	1.000	-0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0

				Vedlegg H					
2020 Kryp	ferdig	1.000		-0.0	36.3	2.9	-296.7	1.4	2.8
2021 Kryp	1 år	1.000		-0.3	127.1	6.6	-794.5	6.9	1.5
2022 Kryp	42 år	1.000		-0.0	-50.9	-3.5	377.8	0.5	-2.0
10010 ML-Min Trafikklast Silsans-Finnsnes		1.200		-3.4	-958.7	846.1	-29894.5	2592.5	-307.3
20010 ML-Min Trafikklast Finnsnes-Silsand		1.200		-1.1	-958.7	846.1	-29894.3	-167.6	-83.5

 Calc. sum : -1.9 5867.4 17049.0 -582054.5 2434.8

-249.1

DB. sum : -1.9 5867.4 17049.0 -582054.5 2434.8

-249.1
