

Analyse og kapasitetskontroll av skadd fritt-frambygg bru

Herøybrua

Andreas Fjell
Emil Wirgenes

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2016
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10. juni 2016	ANTALL SIDER: 160 + 12 vedlegg
------------------------------------	------------------------	-----------------------------------

TITTEL: Analyse og kapasitetskontroll av skadd Fritt-frambygg bru - Herøybrua

UTFØRT AV:

Andreas Fjell
Emil Wirgenes



SAMMENDRAG:

Denne masteroppgaven omhandler Herøybrua, som er en fritt-frambygg bru, med betydelige skader. Den tar for seg skadekartlegging, analyse og kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand for hovedsøylene og andre kritiske snitt i brubjelken. Samt risseviddekontroll i bruksgrensetilstanden.

Herøybrua er en fritt-frambygg bru bygget i 1976 med skader i nedre del av hovedsøylene. Brua har en total lengde på 543 meter, med hovedspenn på 170 meter. Det fremkommer av skaderapportene at skadene skyldes i hovedsak armeringskorrosjon på grunn av klorider fra sjøsprøyt.

Karakteristiske laster og dimensjonerende lastkombinasjoner er bestemt i henhold til Statens vegvesens håndbok R412 – Bruklassifisering. NS3473 ligger til grunn for kapasitetsberegningene. Rammeprogrammet NovaFrame er benyttet for å hente ut kritiske karakteristiske krefter og kjøre ulike analyser. Det er blitt fokusert på å bygge en nøyaktig modell og nærliggende virkeligheten for at resultatene skal samsvare virkningen av de dimensjonerende lastene.

Resultatet fra kapasitetskontrollen i bruddgrensetilstand viser at kapasiteten til brubjelken og søylene har tilstrekkelig kapasitet for lasttilfellene. Ved redusert søyle tverrsnitt er det kritiske punktet ved 80 % resterende armering på begge sider av søyle. Ved tap av overdekning og/eller større tap av armering vil ikke søylekapasiteten være tilstrekkelig.

Det konkluderes med at brua slik den er i dag, tåler belastningen fra Bruksklasse 10/50t og lastkombinasjonene gitt av håndbok R412. Det anbefales å gjøre reparasjoner av søylene for å øke bestandigheten og opprettholde søylekapasiteten

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad (NTNU), Håvard Johansen og Thomas Reed (Statens Vegvesen)

UTFØRT VED: Instituttet for Konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Forord

Denne rapporten er resultatet av masteroppgaven våren 2016 utført ved Norges tekniske og naturvitenskapelig universitet (NTNU) ved instituttet for konstruksjonsteknikk. Rapporten er et samarbeid mellom studentene Andreas Fjell og Emil Wirgenes. Oppgaven er avsluttende arbeid for sivilingeniørutdanningen og er utført for NTNU i samarbeid med Statens Vegvesen, med professor Terje Kanstad som intern veileder og Håvard Johansen og Thomas Reed fra Vegdirektoratet avdeling Trondheim som eksterne veiledere.

Gjennom arbeidet med denne oppgaven har vi tilegnet oss god kunnskap om bruprosjektering, og hvordan analysere eksisterende bruer ved hjelp av elementprogrammet NovaFrame. Vi har også opparbeidet oss en bred kunnskap om fritt-frambygg bruer, samt hvilke utfordringer og fordeler denne brutypen fører med seg og god kunnskap om betongkonstruksjoner generelt. Vi har spesielt fått en dyp forståelse av hvordan kort- og langtidslaste virker inn på betongbruer med så mange byggefaser, kapasitetskontroll av ulike tverrsnitt. Samtidig er det opparbeidet seg en god forståelse av skader og reparasjon av eksisterende bruer.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår veileder ved NTNU, Professor Terje Kanstad, for faglig oppfølging og veiledning på denne masteroppgaven. Det rettes også en stor takk til Håvard Johansen og Thomas Reed i Vegdirektoratet for arbeidsgrunnlag, nyttig veiledning der grunnlaget har vært mangelfullt og god opplæring i NovaFrame.

Andreas Fjell og Emil Wirgenes, juni 2016

Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler Herøybrua, som er en fritt-frambygg bru, med betydelige skader. Den tar for seg skadekartlegging, analyse og kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand for hovedsøylene og andre kritiske snitt i brubjelken. Samt risseviddekontroll i bruksgrensetilstanden.

Herøybrua ligger i Møre og Romsdal og er en fritt-frambygg bru bygget i 1976, hvor det gjennom inspeksjoner utført av Rambøll har blitt oppdaget skader i hovedsak på nedre del av hovedsøylene. Brua har en total lengde på 543 meter, med hovedspenn på 170 meter og strekker seg over Røyrasundet. Det fremkommer av skaderapportene at skadene skyldes i hovedsak armeringskorrosjon på grunn av klorider fra sjøsprøyt.

Kapasitetskontrollene er utført slik brua ble prosjektert, med bakgrunn på tegningsgrunnlaget fra Statens vegvesen og gjeldene regelverk og materialer som var gjeldene på den tiden den ble bygget på. Karakteristiske laster og dimensjonerende lastkombinasjoner er bestemt i henhold til Statens vegvesens håndbok R412 – Bruklassifisering. NS3473 ligger til grunn for kapasitetsberegningene.

Rammeprogrammet NovaFrame er benyttet for å hente ut kritiske karakteristiske krefter og kjøre ulike analyser. Det er blitt fokusert på å bygge en nøyaktig modell og nærliggende virkeligheten for at resultatene skal samsvare virkningen av de dimensjonerende lastene.

Resultatet fra kapasitetskontrollen i bruddgrensetilstand viser at kapasiteten til brubjelken er innenfor kravene med god margin. I midtfeltet er utnyttelsesgraden 79 %, over hovedsøylene er utnyttelsesgraden 78 % for momentkreftene og 86 % for skjærkreftene. I tverretningen av brubjelken er utnyttelsesgraden 61 % for moment og 67 % for skjær. For søylene er verste momentkraft 141 200 kNm, med tilhørende normalkraft 46 200 kN. Kapasiteten kontrolleres ved hjelp av M-N diagram og viser tilstrekkelig kapasitet.

Det er foretatt en analyse av kapasitet for redusert søyleverrsnitt på grunn av skadeomfanget for å kontrollere bæreevnen ved ytterlige skader. Ved 80 % resterende armering på den en siden vil søylene fortsatt ha tilstrekkelig bæreevne. Det kritiske punktet er ved 80 % resterende armering på begge sider av søyle. Ved tap av overdekning og/eller større tap av armering vil ikke søylekapasiteten være tilstrekkelig.

Det konkluderes med at brua slik den er i dag, tåler belastningen fra Bruksklasse 10/50t og lastkombinasjonene gitt av håndbok R412. Det er uvisst hvor raskt skadene utvikler seg, men basert på endringen fra 2006 til 2012 er det trolig at denne utviklingen i det minste vil fortsette i samme farten. Det anbefales at det foretas et prøveprogram for å avdekke kloridinnholdet i søylene og reparasjoner for å ivareta søylenes kapasitet slik de er ment å være. Det burde uansett gjøres tiltak for å øke overdekningen i søylene for å øke bestandigheten til brua.

Abstract

This thesis examines the Herøy Bridge, which is a cast in situ cantilever bridge with significant damages. The damage mapping, analysis and capacity control in the ultimate limit state of the main pillars and other critical sections in the box-section are considered. In addition, an examination of the crack width in the serviceability limit state is also studied.

Herøy bridge is located in More and Romsdal and is a cantilever bridge built in 1976, where it through inspections conducted by Ramboll has been discovered damages mainly on the lower part of the main pillars. The bridge has a total length of 543 meters, with a main span of 170 meters. It appears from the inspection report that the damages are caused mainly due to reinforcement corrosion due to chlorides from sea spray.

The capacity control are conducted like it was designed, based on the drawings from Statens vegvesen and current regulations and materials that were valid at the time it was built. Characteristic loads and design load combinations are determined according to Statens vegvesens manual R412 – Classification of bridges. NS3473 provides the foundation for the capacity calculations.

The FEM-software NovaFrame is used to extract critical characteristic forces and run various analysis. It has been focused on building an accurate model as similar to reality such that the results should match the impact of the design loads.

The results of capacity control for ultimate limit state show that the capacity of the box-section is within the requirements by a wide margin. In the mid-span the utilization is 79%, while the utilization for the box-section over the main pillars are 78% for bending moment and 86% for the shear forces. In the transverse direction of the box-section, the utilization is 61% for bending moment and 67% for the shear forces. For the columns, the maximum bending moment is 141 200 kNm, with an associated axial force of 46 200 kN. The capacity is controlled by using an M-N diagram and checking whether the capacity is sufficient.

An analysis is performed for the capacity of the reduced cross-sectional column due to the damages to examine the capacity after further damages. At 80% remaining reinforcement on one side, the columns still have sufficient capacity. The critical point is when 80% of the reinforcement on both sides of the column remains. The capacity of the column will not be sufficient due to loss of covering and/or greater loss of reinforcement.

It's concluded that the bridge as it is today can withstand the load from BK 10/50t and the load combinations given by manual R412. It is unclear how quickly the damage process will develop, but based on the changes from 2006 to 2012, it's likely to think that this development will at least continue at the same pace. It's recommended to carry out a program to detect chloride content in the columns and repairs to ensure that the column capacity will remain as designed. The columns should nevertheless be repaired to increase the lifespan of the bridge.

Innhold

Forord	iii
Sammendrag	v
Abstract	vii
Figurliste	xiii
Tabeller.....	xv
1 Innledning.....	1
2 Fritt-frambygg bruer.....	3
2.1 Byggetilstand.....	4
2.2 Ferdigtilstand og langtidsdeformasjoner	5
3. Herøybrua.....	7
3.1 Geometri.....	8
3.2 Tverrsnitt	9
3.2.1 Brubanen	9
3.2.2 Søyler.....	10
3.3 Randbetingelser og virkemåte	10
3.4 Materialer.....	12
3.4.1 Betong	12
3.4.2 Slakkarmering.....	13
3.4.3 Spennarmering	13
3.5 Byggeprosess	14
4. Armeringskorrosjon	17
4.1 Karbonatisering	18
4.2 Kloridinntrenging.....	19
5. Tilstand av Herøybrua.....	21
5.1 Tilstandsrapport 1992.....	21
5.2 Spesialinspeksjon 2006	21
5.3 Spesialinspeksjon 2012 – Vurdering og skadeutvikling av hovedsøylene.....	22
5.4 Mulige årsaker til hvorfor skadene er oppstått.	24
6. Modellering i NovaFrame	25
6.1 NovaFrame	25
6.2 Referanselinje og global geometri.....	25
6.3 Randbetingelser.....	26

6.4 Materialer	28
6.5 Tverrsnitt	28
6.6 Spennkabler	31
7. Laster	33
7.1 Permanente laster	33
7.1.1 Egenvekt	33
7.1.2 Superegenvekt	34
7.1.3 Byggefaselast	35
7.2 Deformasjonslaster i betong	35
7.2.1 Kryp	35
7.2.2 Svinn	42
7.3 Forspeningslast	46
7.3.1 Tap av spennkraft– kryp, svinn og relaksasjon	46
7.4 Naturlaster	51
7.4.1 Vindlast	51
7.4.2 Temperaturlast	57
7.5 Trafikklast	61
7.5.1 Bruksklasse	61
7.5.2 Lastplassering	62
7.5.3 Trafikklast i NovaFrame	63
7.5.4 Verifisering av modifisert trafikklast i NovaFrame	64
7.5.5 Bremselast	66
7.6 Resultater for laster	68
7.6.1 Verifikasjon av laster	72
7.7 Slankhet av søyler	75
8. Dimensjonerende lastkombinasjoner	83
8.1 Bruddgrensetilstanden	83
8.1.1 Momentkrefter	85
8.1.2 Aksialkrefter	88
8.1.3 Skjærkrefter	90
8.2 Bruksgrensetilstanden	92
9. Virkningen av ulike søylestivheter i NovaFrame	95
10 Kontroll i bruddgrensetilstand	97
10.1 Søylekapasiteten	97

10.2 Kapasitet i brubanen	105
10.2.1 Momentkapasitet	105
10.2.2 Momentkapasitet over hovedsøyle	109
10.2.3 Skjærkapasitet til brubanen ved søyle	116
10.3 Tverretningen	119
10.4 Kontroll av søyletverrsnitt i bruksgrensetilstand	126
10.4.1 Rissvidde kontroll	128
11 Resultat.....	135
11.1 Resultat for brubjelken.....	135
11.2 Resultat for søylene.....	136
12 Diskusjon.....	137
13 Konklusjon	141
Referanser.....	143
Vedlegg.....	145

Figurliste

<i>Figur 1: Tresfjordbrua under bygging. Dette er en fritt-frambygg bru (Foto: Statens vegvesen).....</i>	<i>3</i>
<i>Figur 2: Brutyper ved ulike spenn.....</i>	<i>4</i>
<i>Figur 3: Kostnad knyttet til spennvidder for FFB-bruer.....</i>	<i>4</i>
<i>Figur 4: Utbygging av fritt-frambygg bru, og hvordan det statiske systemet endrer seg</i>	<i>5</i>
<i>Figur 5: Herøybruas beliggenhet. PS: bildet til venstre er rotert 90 grader med klokken for syns skyld.</i>	<i>7</i>
<i>Figur 6: Herøybrua</i>	<i>7</i>
<i>Figur 7: Skisse av Herøybrua, verdier er oppgitt i meter.</i>	<i>8</i>
<i>Figur 8: Tverrsnitt av sidespenn til venstre og tverrsnitt fra akse 1-2 og 5-6, illustrerer endringen i høyden.</i>	<i>9</i>
<i>Figur 9: Tverrsnitt i fritt frambygg (FFB) delen.....</i>	<i>9</i>
<i>Figur 10: Tverrsnitts eksempel for søyle 1,2 og 6, tverrsnitt for søyle 5 og tverrsnitt for søyle 3 og 4</i>	<i>10</i>
<i>Figur 11: Detalj av landkar i akse 0</i>	<i>10</i>
<i>Figur 12: Opplegg for brubane i søyle 1,2,5 og 6 (her avbildet søyle 6).....</i>	<i>11</i>
<i>Figur 13: Illustrasjon av TOBE type A og TOBE type E, med styrekile. Hentet fra produktkatalog....</i>	<i>11</i>
<i>Figur 14: Monolittisk forbindelse for søyle 3 og 4 sett fra siden og ovenfra.</i>	<i>11</i>
<i>Figur 15: Snitt-tegning av fuge mellom akse 6 og 7.....</i>	<i>12</i>
<i>Figur 16: Utdrag fra tabell 4.2-3 i HB R412</i>	<i>13</i>
<i>Figur 17: Byggefasene for Herøybrua</i>	<i>15</i>
<i>Figur 18: Livslengde inntil akseptgrense for skade er nådd.....</i>	<i>17</i>
<i>Figur 19: Karbonatisering av betong.....</i>	<i>18</i>
<i>Figur 20: Sementpastaens sammensetning avhengig av v/c-tall.....</i>	<i>18</i>
<i>Figur 21: Illustrasjon av kloridinntrengning av armering.....</i>	<i>19</i>
<i>Figur 22: Forverring av søyleskadene, bildet til venstre er fra 2006 og bildet til høyre fra 2012. Merk at værforholdene var ulike på tidspunktet bildet ble tatt.</i>	<i>22</i>
<i>Figur 23: Skadeutviklingen i nedre del av hovedsøylene, bildet til venstre er fra 2006 og bildet til høyre er fra 2012</i>	<i>22</i>
<i>Figur 24: Viser bomskader på søyle akse 4</i>	<i>23</i>
<i>Figur 25: Vertikal sprekk på østre hjørne av søyle akse 4</i>	<i>23</i>
<i>Figur 26: Utvikling av overdekningskrav i NS 3473 gjennom årene</i>	<i>24</i>
<i>Figur 27: Betongkvalitet med tilhørende v/c tall.....</i>	<i>24</i>
<i>Figur 28: Referanselinje og akse inndeling av Herøybrua i NovaFrame</i>	<i>25</i>
<i>Figur 29: Elementnummerering for de ulike feltene. Søylene har fått tilsvarende nummerering (F.eks. akse 3: 310-370).....</i>	<i>26</i>
<i>Figur 30: Viser hvordan master-slave funksjonen fungerer. Slave-nodene følger master-nodene og dens oppførsel.....</i>	<i>27</i>
<i>Figur 31: Viser "joints" som låser og frigjør frihetsgradene til elementet. Grønt viser translasjons frihetsgrad, mens blått viser rotasjons frihetsgrad.</i>	<i>27</i>
<i>Figur 32: Master-slave forbindelsen for monolittisk søyle</i>	<i>27</i>
<i>Figur 33: Tverrsnitt i NovaFrame med punkter hvor koordinater defineres og referansepunktet.</i>	<i>28</i>
<i>Figur 34: Viser hvordan tverrsnittene endrer seg langs brubanen og hvordan de er plassert for FFB- delen</i>	<i>29</i>
<i>Figur 35: Viser hvordan brubanen blir når tverrsnittene danner seksjoner for FFB-delen.....</i>	<i>29</i>
<i>Figur 36: Viser søyletverrsnittet for søyle i akse 3</i>	<i>30</i>

<i>Figur 37: Plassering av spennkabler i de ulike bruspennene</i>	31
<i>Figur 38: Spennarmering sett ovenfra over hovedsøyle i akse 3, på det meste 58 kabler. Den viser også hvordan spennarmeringsmengden avtar utover i byggefasene.....</i>	31
<i>Figur 39: Plassering av spennkabler i overkant av brubjelkens kassetverrsnitt.....</i>	32
<i>Figur 40: Snitt tegning av kantdrager utenpå kassetverrsnittet.....</i>	34
<i>Figur 41: Viser hvordan lasten til støpevogn er plassert på modellen i byggefase 11, mens seksjonen i byggefase 12 bygges.....</i>	35
<i>Figur 42: Virkning av spenningsnivå og varighet av betongtøyning</i>	35
<i>Figur 43: Kryptallutviklingen</i>	37
<i>Figur 44: Illustrerer hvordan NovaFrame beregner krepomlagringen. Figuren er hentet fra brukermanualen.....</i>	40
<i>Figur 45: Kryptallutvikling</i>	41
<i>Figur 48: Relaksasjonstap i NovaFrame</i>	50
<i>Figur 49: Trafikklast for eksisterende bruer fra HB R412.....</i>	61
<i>Figur 50: Utdrag for trafikklasten Bk10/50t fra HB R412.....</i>	62
<i>Figur 51: Føringsbredden for vogntog til venstre og lett trafikklast (6 kN/m) til høyre.....</i>	62
<i>Figur 52: Viser hvordan trafikklastene kan plasseres i lastfeltene.</i>	63
<i>Figur 53: Trafikklasten "Highway VI" slik den er forhåndsdefinert i NovaFrame. Bildet er fra NovaFrame sin User's Guide.....</i>	64
<i>Figur 54: Manuell lastplassering som gir maksimalt moment i søyle 3. Lasten er plassert i oddetall feltene som gir størst rotasjon for brubjelken i akse 3.</i>	64
<i>Figur 55: Manuell lastplassering for minste moment i søyle 3. Lastene er plassert i partall feltene da de gir størst rotasjon for brubjelken i akse 3.</i>	65
<i>Figur 56: Viser lastplassering og hvordan denne plasseringen vil gi rotasjon og nedbøyning. (rotasjonen og nedbøyningen er sterkt overdrevet).....</i>	65
<i>Figur 57: Viser resultatene fra den manuelt påsatte trafikklasten. Momentdiagram til venstre viser maks M, mens bildet til høyre viser min M i søyle 3.</i>	65
<i>Figur 58: Viser maks og min moment fra den modifiserte forhåndsdefinerte trafikklasten "Highway VI".....</i>	66
<i>Figur 59: Bremslast for de ulike bruksklassene</i>	66
<i>Figur 60: Bremselast for ulike spenn</i>	67
<i>Figur 61: Lastkombinering for bruddgrensetilstanden. Utdrag fra Tabell 3.3-1, HB-R412</i>	83
<i>Figur 62: Momentdiagram fra NovaFrame med maksimale verdier i kritiske snitt</i>	87
<i>Figur 63: Aksialkraft diagrammet for lastkombinasjon a.1</i>	89
<i>Figur 64: Skjærkraftdiagram fra NovaFrame med maksimale verdier.....</i>	91
<i>Figur 65: Søyleverrsnitt</i>	126

Tabeller

<i>Tabell 1: Betongegenskaper</i>	13
<i>Tabell 2: Parametere for spennarmeringen i NovaFrame</i>	32
<i>Tabell 3: Resultat av svinntøyningen</i>	45
<i>Tabell 4: Vindlaster som inngår i NovaFrame</i>	56
<i>Tabell 5: Ulike lastkombinasjoner med tilhørende faktorer</i>	84
<i>Tabell 6: Karakteristiske verdier for de ulike lasttilfellene og tverrsnittene som inngår i de ulike lastkombinasjonene, med tilhørende faktorer.</i>	85
<i>Tabell 7: Resultat for moment i de ulike lastkombinasjonene.</i>	86
<i>Tabell 8: Redusert støttemoment over søylene</i>	86
<i>Tabell 9: Resultat fra lastkombinering for redusert moment</i>	87
<i>Tabell 10: Karakteristiske aksiallaster for søyle 3 og 4</i>	88
<i>Tabell 11: Resultat av lastkombinasjoner for aksialkrefter i søyle 3 og 4</i>	88
<i>Tabell 12: Verst M-kraft med tilhørende N-kraft og verst N-kraft med tilhørende M-kraft</i>	89
<i>Tabell 13: Karakteristiske skjærkraft for de ulike lasttilfellene</i>	90
<i>Tabell 14: Resultat av lastkombinasjoner for skjærkrefter i brubane over akse 3 og 4.</i>	91
<i>Tabell 15: Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden, fra Tabell 3.3-2 i HB R412</i>	92
<i>Tabell 16: Kombinasjonsfaktorer for bruksgrensetilstanden, fra Tabell3.3-3, HB R412</i>	92
<i>Tabell 17: Aktuelle laster for bruksgrensekontroll i søyle 3</i>	92
<i>Tabell 18: Resultat for moment og skjærkrefter i brubjelken</i>	135
<i>Tabell 19: Resultat for moment og skjærkrefter i tverretningen</i>	135
<i>Tabell 20: Oversikt over største lastkombinasjoner for M-N diagrammet</i>	136

1 Innledning

I Norge er det i dag et stort behov for vedlikehold av eksisterende bruer og stadig flere trenger oppfølging og reparasjoner. Norge er et langstrakt land med mange fjorder og øyer som forbindes med bruer som er spesielt påkjent av marint miljø. Statens vegvesen har ansvaret for forvaltningen av disse bruene, og har stor interesse av at kunnskapen om tilstandsvurdering, beregning og analyse av skadde betongkonstruksjoner økes.

Betong er det materialet som er mest benyttet i brukonstruksjoner i Norge og det ble frem til 70-tallet ansett som et vedlikeholdsfritt materiale med god bestandighet og styrke. Kunnskapen om dette materialet har og er i stor utvikling, og kravene som stilles blir stadig strengere. For bruer som ble bygget på 70 og 80 tallet har det blitt oppdaget mange skader, og dette kan skyldes at kunnskapen om overdekning og betongkvalitet med tanke på miljøpåkjenninger ikke var like god som den er i dag. Samtidig har kravene til overdekning og utførelse blitt strengere med årene.

En av de skadde bruene som ble bygget i denne tidsperioden er Herøybrua i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Denne brua er en fritt-frambygg bru utført i betong og stod ferdig i 1976 og krysser Røyrasundet. Det er i denne brua oppdaget betydelige skader i søylene mellom hovedspennet. Skader som oppstår i bruer bygget og prosjektert i dette tidsrommet er det høyst sannsynlig at skyldes overdekning, betongkvalitet og kvalitetssikring av utførelsen.

I denne oppgaven skal Herøybruas tilstand og kapasitet verifiseres ved uskadd tilstand og ved skadd tilstand, samt beskrive skadeomfanget med bakgrunn på tilstandsrapport fra Rambøll.

For å analysere brua og bestemme lastvirkningene fra de forskjellige lastene brua blir utsatt for er det benyttet elementprogrammet NovaFrame. En stor del av arbeidet med oppgaven er å bygge en så god og nøyaktig modell som mulig for å kunne beskrive så nøyaktig påkjenningen de ulike konstruksjonsdelene får. I og med at Herøybrua er en så stor og kompleks fritt-frambygg bru, med mange byggefaser, kreves det store mengder med input for å beskrive brua i NovaFrame. Dette har vist seg å være en tidkrevende og utfordrende prosess. For å håndtere all inputen som kreves er det benyttet Excel og Textpad.

Lastene som kontrolleres og krav til klassifisering og bruprosjektering er hentet fra Statens vegvesens håndbøker. Kapasitetskontroll er utført i henhold til NS 3473, som var gjeldene betongstandard på den tiden.

2 Fritt-rambygg bruer

Fritt-rambygg bru (FFB) er en egen metode å bygge bruer på. Metoden baserer seg på at brubjelken, som kan sees på som en utkrager, støpes ut fra søylen i etapper uten understøttelse. Det skiller mellom to ulike metoder. Ensidig kragearm og tosidig kragearm. Den vanligste metoden å benytte er tosidig kragearm da disse gir likevekt på hver side av søylen som gjør at den kan bære seg selv frem til sammenkobling uten understøttelse. Hovedargumentet for å benytte denne brutypen er at den kan bære seg selv under bygging, og er derfor spesielt godt egnet for fjordkryssinger da det kan være utfordrende med tanke på grunnforhold og søyleplassering.



Figur 1: Tresfjordbrua under bygging. Dette er en fritt-rambygg bru (Foto: Statens vegvesen)

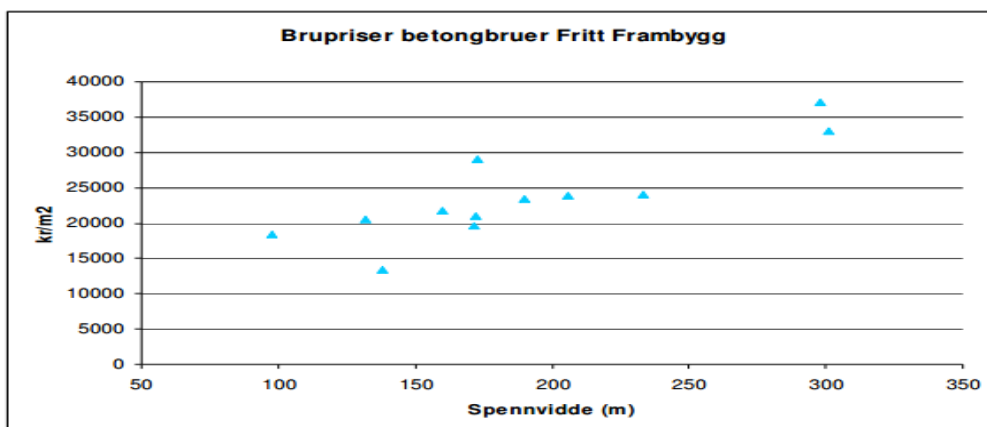
Prinsippet med FFB-bruer er at skjær- og momentkreftene i brubjelken blir ført ned til fundament, derfor er det behov for store kassetversnitt nærmest søylene. Tverrsnittshøyden minker inn mot midten av spennet, dette kan forklares på samme måte som for en fast innspent utkrager som vil ha null moment på enden. Dette vil endre seg når den sammenkobles og lastes på midten, men vil allikevel være mindre enn ved søylene. I og med at fritt rambygg bruer bygges over lang tid og med mange støpetapper, ulike lasttilfeller og statiske systemer skiller de prosjekterende utfordringene mellom byggetilstand og ferdigtilstand.

Denne brutypen er aktuell for spennvidder mellom 90-300 meter, som vist i figur 2 [1].

Type	Spans						
	35	70	90	120	150	200	300
- Bridges built using the cantilever							
- Incrementally launched concrete bridges							
- Composite beam bridges							
- Composite box girder bridges							
- Orthotropic slab box-section bridges							
- Cables stays bridges							

Figur 2: Brutyper ved ulike spenn

I de korte spennlengden er det mange ulike bruer en kan velge mellom, men som tidligere nevnt egner denne brutypen seg godt for fjordkryssinger. Når spennet overstiger en viss lengde vil en FFB-bru ha behov for ekstremt store tverrsnitt over søylene som går på bekostning av pris. Som vist i figur 3, vil FFB-bruer ligge på en relativt stabil kostnad per kvadratmeter bru mellom 90-230 m, men kostnadene skyter i været for bruspenn større enn 230 m. Da vil andre brutyper være mer aktuelle, selv for fjordkryssinger [2].



Figur 3: Kostnad knyttet til spennvidder for FFB-bruer

2.1 Byggetilstand

Prinsippet med fritt frambygg av overbygningen er at den bærer seg selv ved at de to utkragerne balanserer hverandre. Ved å følge prinsippet om likevekt, vil det resultere i lite rotasjon og moment i søylehodet. Det er ikke ønskelig med skjevbelastninger, da dette kan føre til inelastiske krypdeformasjoner. Det er derfor ideelt at det støpes en etappe på hver side samtidig til en hver tid. Dette krever to forskalingsvogner for hver søyle det bygges ut fra. Det lar seg ikke alltid gjøre i praksis, så da benyttes det ofte ballastkasser for å kompensere for ulikhetene [2].

Brubanens tverrsnitt er et kassetversnitt bestående av undergurt, steg og bruplate. Som tidligere nevnt endres steghøyden langs brubanen, fra høye tverrsnitt ved søyle og minker inn mot midten som vist i figur 1 over. Disse støpes i etapper ved hjelp av flyttbare forskalingsvogner. En etappe tar normalt syv dager og består av arbeidsoperasjonene:

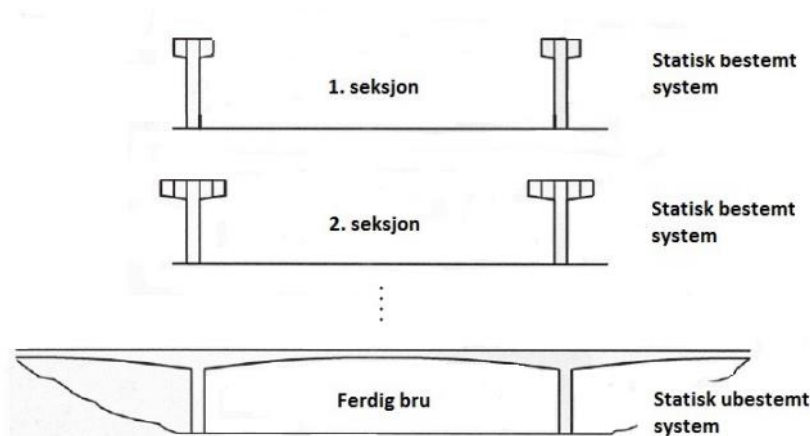
- 1-3 dager: Forskaling, slakkarmering i undergurt, steg og bruplate, samt kabelrør for spennarmering.
- 4-7 dager: Støping etterfulgt av herding av betongen mot 28 MPa fasthet. Deretter installering og oppspenning av spennkablene.
- Slutt dag 7: Forskalingsvogn kjøres frem til neste seksjon

Under byggefasen vil FFB bruene betraktes som et statisk bestemt system, med søylen som innspenning og to utkragere. En utfordring for FFB-bruer i byggefasen er torsjon i søylen som følge av vind, og kapasitet ut av planet. Under byggefasen er det derfor ønskelig at søylene har høy stivhet, og kapasitet til å motvirke torsjonskreftene som kan opptre. Søylene bygges vanligvis som kassetversnitt eller som to parallelle skivesøyler.

For at FFB-brua skal kunne være selvbærende under byggeprosessen er det store mengder med spennkabler i overkant for å håndtere momentet og strekket som vil oppstå i overkant, samt i underkant midt i spennet for å håndtere strekket som vil oppstå der ved sammenkobling og ved laster.

2.2 Ferdigtilstand og langtidsdeformasjoner

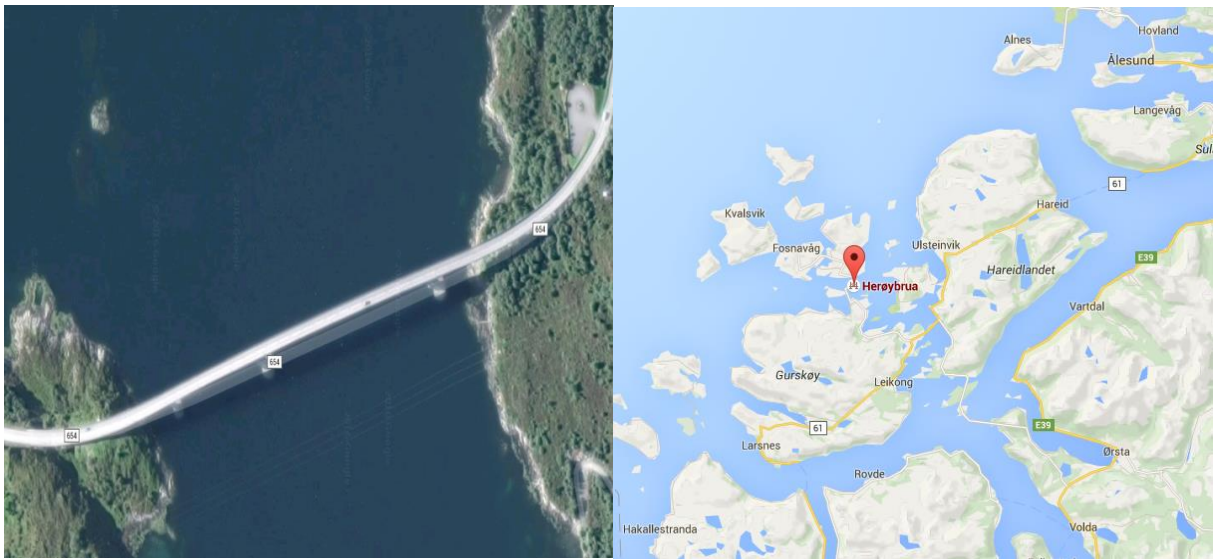
Når kragearmene kobles sammen går systemet fra statisk bestemt til statisk ubestemt. Dette fører til at det oppstår tvangskrefter fra deformasjonslaste, temperaturpåkjenninger og spennarmeringen. I tillegg påføres det ekstra vekt i form av slitelag, ulike installasjoner og trafikklast. Over tid vil det, i tillegg til de momentane elastiske deformasjonene som oppstår direkte etter belastning, oppstå deformasjonsendringer. Beregningen av disse deformasjonsendringene kan være utfordrende å få helt korrekt, men er viktige å ta med i prosjekteringen for at akseptabel deformasjon blir ivarettatt. Det er vanlig praksis å prosjektere med overhøyde for å håndtere nedbøyningene som oppstår.



Figur 4: Utbygging av fritt-rambygg bru, og hvordan det statiske systemet endrer seg

3. Herøybrua

Herøybrua ble bygget i 1976, og befinner seg i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Den er en del av fylkesvei 654 over Røyrasundet og som binder Fosnavåg til fastlandet, se figur 5. Brua går fra sør til nord, med dominerende vindretning fra vest ifølge NORWEA (Norsk vindkraftforening). Brua har nå stått i 40 år i marint miljø ved kysten, utsatt for vind og saltvannssprut. Herøy brua er ikke i samme stand som da den ble bygget, med betydelige skader i søylene. Det er derfor i denne oppgaven sett grundig på søylene, og dens kapasiteter ved dagens tilstand.



Figur 5: Herøybruas beliggenhet. PS: bildet til venstre er rotert 90 grader med klokken for syns skyld.

Herøybrua er en bru bestående av 10 spenn med en total lengde på 544 m. Hovedspennet er bygget som fritt frambygg, mens resterende spenn er bygget som konstante kassetvernsnitt.

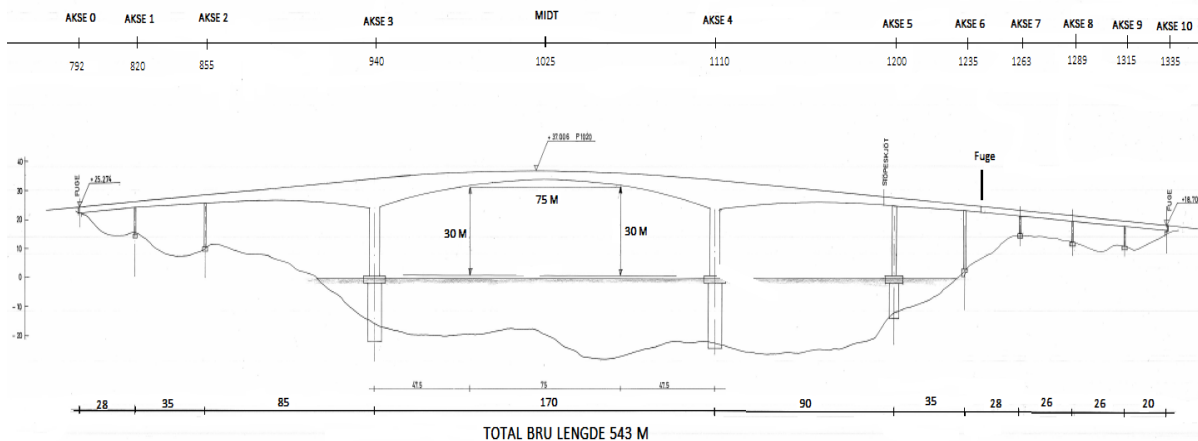
Dimensjoneringsgrunnlaget i denne oppgaven er hentet fra arbeidstegningene fra Statens vegvesen. Det er videre fulgt NS3473 som var gjeldende standard på den tiden bruene ble bygget, samt supplert med Eurkodene der det har vært behov.



Figur 6: Herøybrua

3.1 Geometri

Figur 7 viser en skisse over brua, med akse plassering og lengder på bruspennene. Bruen har en total lengde på 543 meter, med hovedspenn på 170 meter. Det er i denne oppgaven benyttet samme akse nummerering som figuren under viser. Søylene har blitt nummerert med hensyn på hvilken akse de tilhører. Siden det er en fuge mellom akse 6 og 7 er det i samråd med veileder hos SVV valgt kun å se på brua mellom akse 0 og fuge, da delen mellom fuge og akse 10, rent beregningsmessig, kan betraktes som en separat konstruksjon.



Figur 7: Skisse av Herøybrua, verdier er oppgitt i meter.

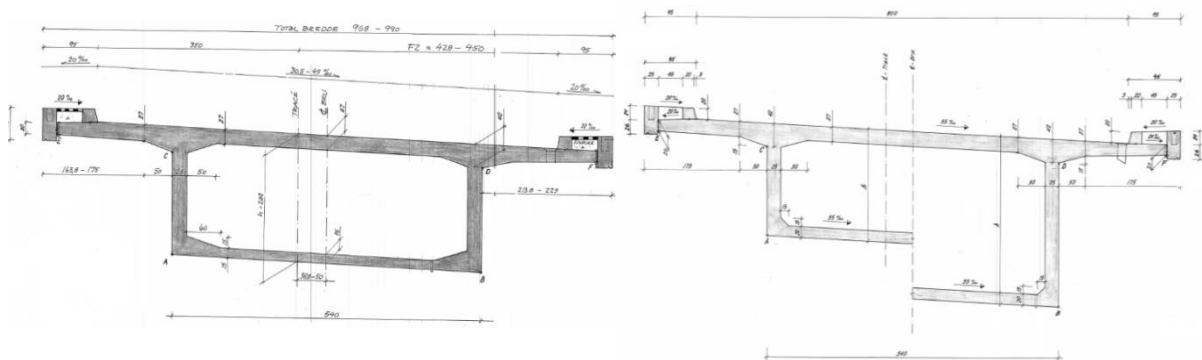
Delen mellom akse 2 og 5 er bygget som fritt frambygg bru. Det gir fire kragearmer som er støpt seksjonsvis, bestående av 18 seksjoner hver. At valget havnet på FFB er i hovedsak på grunn av at Herøybrua strekker seg over Røyrasundet, noe denne brutypen er godt egnet for med tanke på grunnforhold og søyleplassering. Samtidig er Røyrasundet en passasje for Hurtigruten, med krav om seilingshøyde og bredde. Den frie seilingshøyden er 75 m x 30 m, som vist på figur 7. Ved å benytte seg av FFB bru, gir dette mulighet for et langt spenn mellom hovedsøylene i akse 3 og 4. De øvrige sidespennene mellom akse 0-2 og 5-10 er spennarmerte, plasstøpte betongbjelker med spennlengder mellom 20 og 35 meter. Brua har som vist i figur 5 kurvatur i vertikalplanet, samtidig har brua horisontal kurvatur i sidespennene, med doseringshelning. Dette fremkommer i oversiktstegningene som er vedlagt i vedlegg 1

3.2 Tverrsnitt

3.2.1 Brubanen

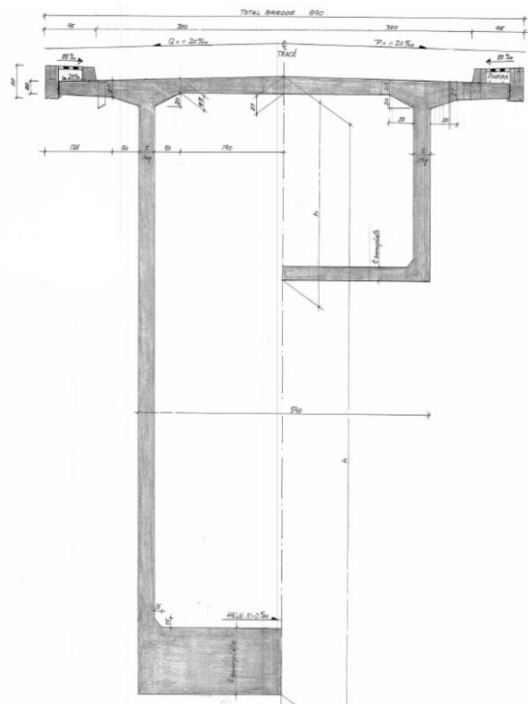
Hele Herøybrua er utformet som kassetverrsnitt med ut kragende bruplate. I sidespennene mellom akse 0-2 og akse 5-10 har tverrsnittet en tilnærmet konstant høyde på to meter. I spennen mellom akse 1-2 og 5-6 mot sammenkoblingen med FFB delen har tverrsnittet en lineær endring i høyde på en meter til en total høyde på tre meter, illustrert i figur 8.

Tykkelsen på steget er konstant 250 mm, bruplaten er konstant 270 mm og undergurten konstant 200 mm. Som figur 8 viser, er det en horisontal helning av tverrsnittet. Dette er i samråd med veileder hos SVV valgt å se bort ifra i modellering og beregning da dette ikke vil ha noen nevneverdig effekt, men forenkler arbeidet.



Figur 8: Tverrsnitt av sidespenn til venstre og tverrsnitt fra akse 1-2 og 5-6, illustrerer endringen i høyden.

I FFB delen varierer tverrsnittshøyden betydelig fra høyest over søylehodene til lavest i midtspennet, illustrert i figur 9. Undergurten tykkelse varierer på lik linje som tverrsnittshøyden, med størst tykkelse over søylehodene og minste tykkelse i midtspennet. Steget er konstant 300 mm og bruplaten konstant 270 mm. I midtspennet og over søyle 2 og 5 er tverrsnittshøyden 3020 mm, med undergurttykkelse 200 mm. Over søylehodene er tverrsnittshøyden 9820 mm, med undergurttykkelse 1000 mm. Kassetverrsnittene har en svak helning i bruplatene fra midten og ut til flensene for å lede vann ut i dreneringsrør. Dette er valgt å ta hensyn til for å få en så eksakt verdi av egenvekt som mulig. Kantdragere og fortau er tatt hensyn til med superegenvekten.

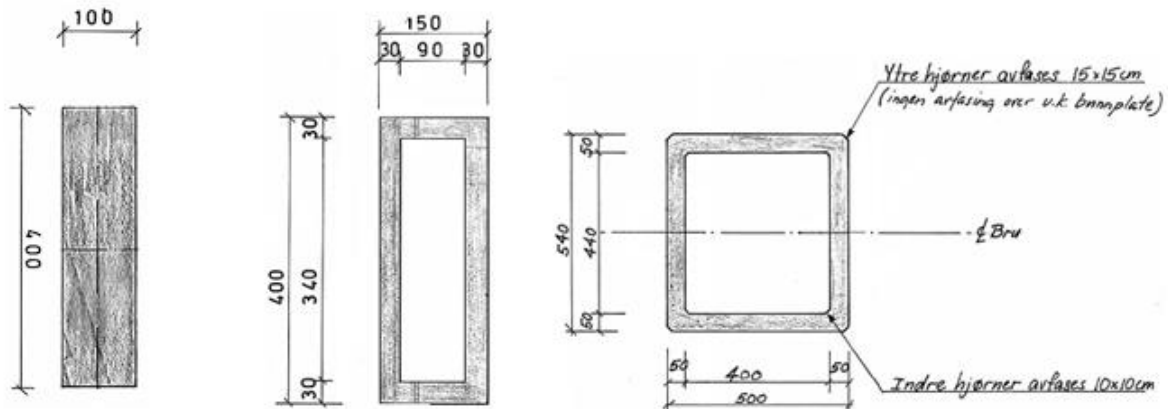


Figur 9: Tverrsnitt i fritt frambygg (FFB) delen

3.2.2 Søyler

For søylene er det benyttet ulike type tverrsnitt. For søyle 1,2 og 3 i tilsvarende akse er det benyttet et rektangulært, massivt tverrsnitt. Søyle 1 har det minste tverrsnittet med dimensjonene 3000 x 700 mm. Søyle 2 har dimensjonen 4000 x 1000 mm, mens søyle 6 har 3100 x 1300 mm de nederste 2 meterne, og 3000 x 1200mm resterende.

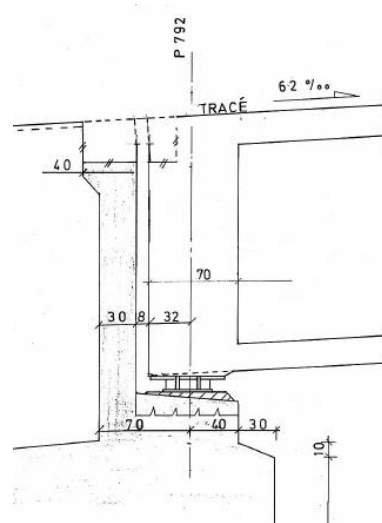
For søyle 3,4 og 5 er det benyttet kassetverrsnitt. Søyle 3 og 4 er søylene det skal bygges kragearmer ut fra, og har derfor et større tverrsnitt. Disse søylene har et mer robust tverrsnitt da de under byggingen av FFB delen vil bære hele konstruksjonen. Samtidig er de tilnærmet kvadratiske for å kunne håndtere torsjonsmomentene som kan oppstå under byggingen, og for å ha en stor momentarm for å håndtere søylemomentene som vil oppstå i livsløpet. Søyle 3 og 4 er 5400 x 5000 mm, med 500 mm tykke vegger. Søyle 5 er et rektangulært kassetverrsnitt med dimensjonene 4000 x 1500 mm, med 300 mm tykke vegger.



Figur 10: Tverrsnitts eksempel for søyle 1,2 og 6, tverrsnitt for søyle 5 og tverrsnitt for søyle 3 og 4

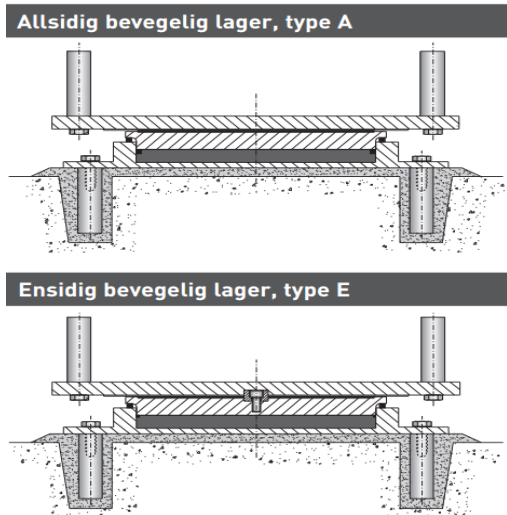
3.3 Randbetingelser og virkemåte

I akse 0 ligger brua opplagt på landkar med to glidelagre med sidestyring, som vist i figur 11. Dette gir brua to frihetsgrader, rotasjon om tverretning og translasjon langs brubanen. Samtidig er det ene opplageret fritt til å kunne bevege seg i tverretning. Dette fører til at det ikke oppstår tvangskrefter ved ekspansjon og kontraksjon, og unngår moment krefter ved at den kan rotere fritt om tverraksen.

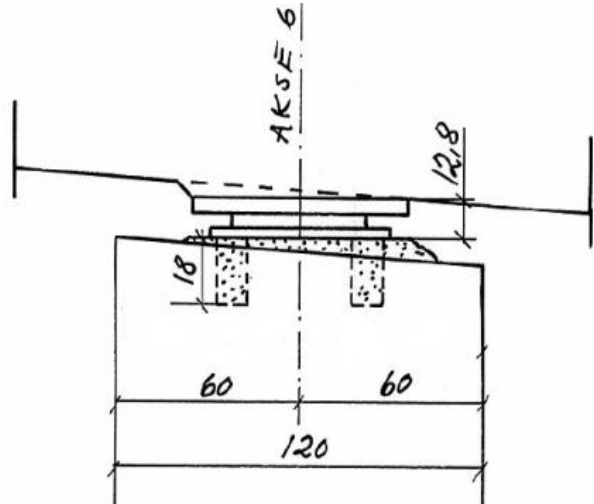


Figur 11: Detalj av landkar i akse 0

Randbetingelsene mellom brubanen og søylene i akse 1,2,3 og 5 er glidelager av typen TOBE type E og TOBE type A som vist i figur 13 [3]. Disse er frie til å rotere om tverraksen. Det ene lageret er ensidig bevegelig (type E, tidligere Re), mens det andre er allsidig bevegelig (type A, tidligere Ra). Disse vil på samme måte som for landkaret hindre at det oppstår tvangskrefter på grunn av sideveis ekspansjon og kontraksjon.

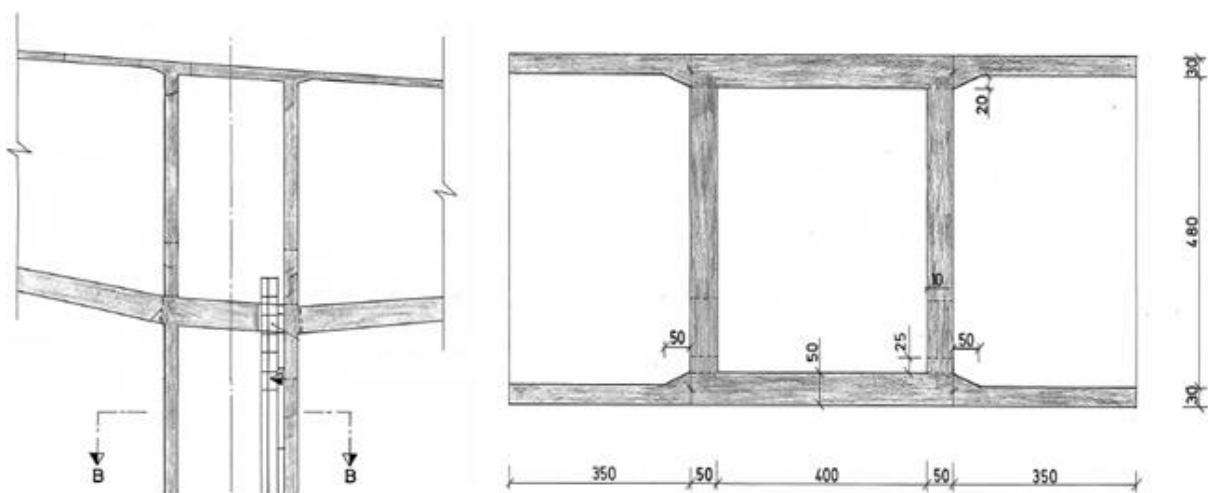


Figur 13: Illustrasjon av TOBE type A og TOBE type E, med styrekile. Hentet fra produktkatalog



Figur 12: Opplegg for brubane i søyle 1,2,5 og 6 (her avbildet søyle 6)

For akse 3 og 4 er forbindelsen mellom brubjelken og søylene monolittiske, det vil si at de består av en enhetlig masse. Dette gjør at forbindelsen betraktes som tilnærmet innspent. Det er fornuftig da disse søylene skal bære kragearmene for FFB-delen under bygging. Den monolittiske forbindelsen oppnås ved at det er to tverrbærere i brubanen over søylene, som figur 14 illustrerer.

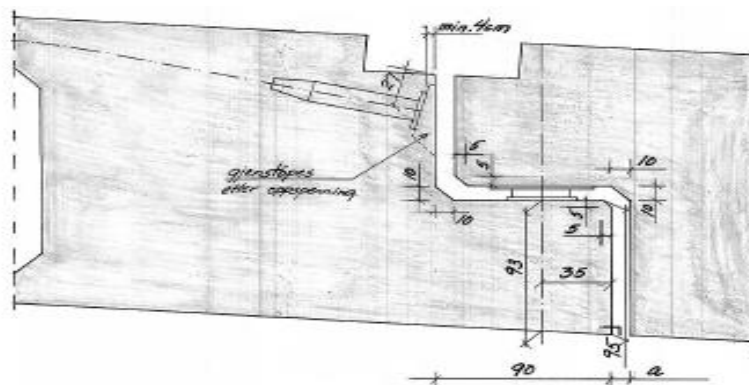


Figur 14: Monolittisk forbindelse for søyle 3 og 4 sett fra siden og ovenfra.

Leddet mellom akse 6 og 7 med fuge deler brua i to separate deler og kan rent beregningsmessig sees på som to separate konstruksjoner. Det er som tidligere nevnt kun valgt å fokusere på brua mellom akse 0 og fuge, da det er denne delen som har de mest belastede søylene. Samtidig er det delen mellom akse 0 og fuge som er mest utsatt for marine påkjenninger, og som har skader. Skadene kommer vi nærmere tilbake til i kapittel 5.

Figur 15 viser hvordan fugen ser ut. Den fungerer som et opplager med mulighet for å kunne bevege seg i bruretningen.

Videre står alle søylene på fundamenter som betraktes som fast innspente.



Figur 15: Snitt-tegning av fuge mellom akse 6 og 7.

3.4 Materialer

Hele brua er bygget i slakkarmert betong, mens brubjelken i tillegg er spennarmert. Siden Herøybrua er bygget i 1976 ble det benyttet gamle benevninger for betong, slakkarmering og spennarmering. For å hente ut verdier og fastheter benyttes Statens vegvesens Håndbok R412 – Bruklassifisering, Vedlegg 1: Materialfastheter, last- og materialfaktorer [4]. Videre benyttes HB R412 i oppgaven.

3.4.1 Betong

Hele brubanen er bygget i B450 kvalitet, mens søylene er utført med B350 kvalitet. I henhold til HB R412, Tabell 4.2-2 tilsvarer B450 en betongkvalitet C40 i NS3473 for bruer bygget etter 1973. Dette gir en $f_{cn}=25,2$ MPa. Dette vil i henhold til dagens kvaliteter tilsvare B30.

$$f_{ck}=30MPa$$

Middelverdi for betongens sylindertykkfasthet.

$$f_{cm}=f_{ck}+8 MPa. \quad \text{Dette gir for B30/C40: } f_{cm}=38MPa.$$

NS 3473, Tabell 4 gir følgende materialfaktor for $\gamma_c=1,40$ for bruddgrensetilstand og $\gamma_c=1,00$ for bruksgrensetilstand.

$$f_{cd}=f_{cm}/\gamma_c=25,2/1,4=18 MPa$$

Betongens karakteristiske elastisitetsmodul i henhold NS 3473, 9.2.1.

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

Fasthetene er funnet og beregnet på samme måte for søylene med kvalitet B350. Verdiene er vist i tabell 1 nedenfor.

Tabell 1: Betongegenskaper

Brudel	Betongkvalitet	Fasthetsklasse NS3473	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]		f_{cm} [MPa]	E_{ck} [GPa]
				ULS	SLS		
Brubjelke	B450	B30 / C40	30	18	25,2	38	26,4
Søylar	B350	B25 / C30	25	14	19,6	33	24,9

3.4.2 Slakkarmering

Det er i brubanen benyttet slakkarmering med kvalitet Ks40 i lengderetning og Ks40S som skjærarmering. Dette stålet har i henhold til HB R412, tabell 4.2-3 en karakteristisk flytegrense $f_{sk} = f_{yk} = 400 \text{ MPa}$. For søylene er det benyttet slakkarmering av kvalitet Ks50, karakteristisk flytegrense fremkommer i figur 16. Elastisitetsmodulen for armeringsstålet er $E_s = 200 \text{ GPa}$. Materialfaktorer for armeringsstålet i henhold til HB R412, tabell 4.2-1 er $\gamma_m = 1,25$ i bruddgrensetilstand og $\gamma_m = 1,0$ i bruksgrensetilstand. Armeringsstålets dimensjonerende fasthet blir da:

$$Ks40: f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_m} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ MPa} \quad Ks50: f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_m} = \frac{480}{1,25} = 384 \text{ MPa}$$

Lastklasse	Armerings- type	Armerings- kvalitet	Diameter (mm)	f_{sk} (N/mm ²)
Fra og med 1958	Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
			25-32	380
		Ks 50 og Ks 50 S	8-16	500
			20-32	480

Figur 16: Utdrag fra tabell 4.2-3 i HB R412

3.4.3 Spennarmering

Spennarmeringssystemet er av tegningsgrunnlaget av typen BBRV 44ø6 RFB av stålqualität ST180, dette gir kabel bestående av 44 tråder med diameter på 6 mm et tverrsnitts areal $A_p = 1244 \text{ mm}^2$. Elastisitetsmodulen for spennstålet er $E_p = 195 \text{ 000 MPa}$.

I henhold til datidens katalog fra AB Strängbetong er stålqualität 160/180, med karakteristisk strekkfasthet $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$, med 0,2 % inelastisk flytespenning $f_{p0,2k} = 1570 \text{ N/mm}^2$ [5]. Det ble på den tiden bruene ble bygget benyttet 0,2 % grensen, denne er i dag bestemt til 0,1 % inelastisk tøyningsgrense. Dette er den spenningen hvor stålet har fått 0,1 %

inelastisk tøyning eller $\varepsilon_{inelastisk} = 0,001$ [6]. Materialfaktoren er den samme som for slakkarmering $\gamma_m = 1,25$ i bruddgrensetilstand. Dette gir dimensjonerende fasthet i bruddgrensetilstand:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,2k}}{\gamma_m} = \frac{1570}{1,25} = 1256 \text{ MPa}$$

3.5 Byggeprosess

I og med at Herøybrua blir bygget som en FFB-bru vil den bygges i flere støpe etapper. Selv om brua ikke skal kontrolleres for kapasitet i byggetilstand er det viktig å definere byggehistorikken, da kryputviklingen i betongen er avhengig av tid og belastning. Hvilken rekkefølge brua er bygget i fremkommer ikke av arbeidstegningene, men med bakgrunn fra brulitteratur, egne antakelser og forenklinger er det antatt følgende:

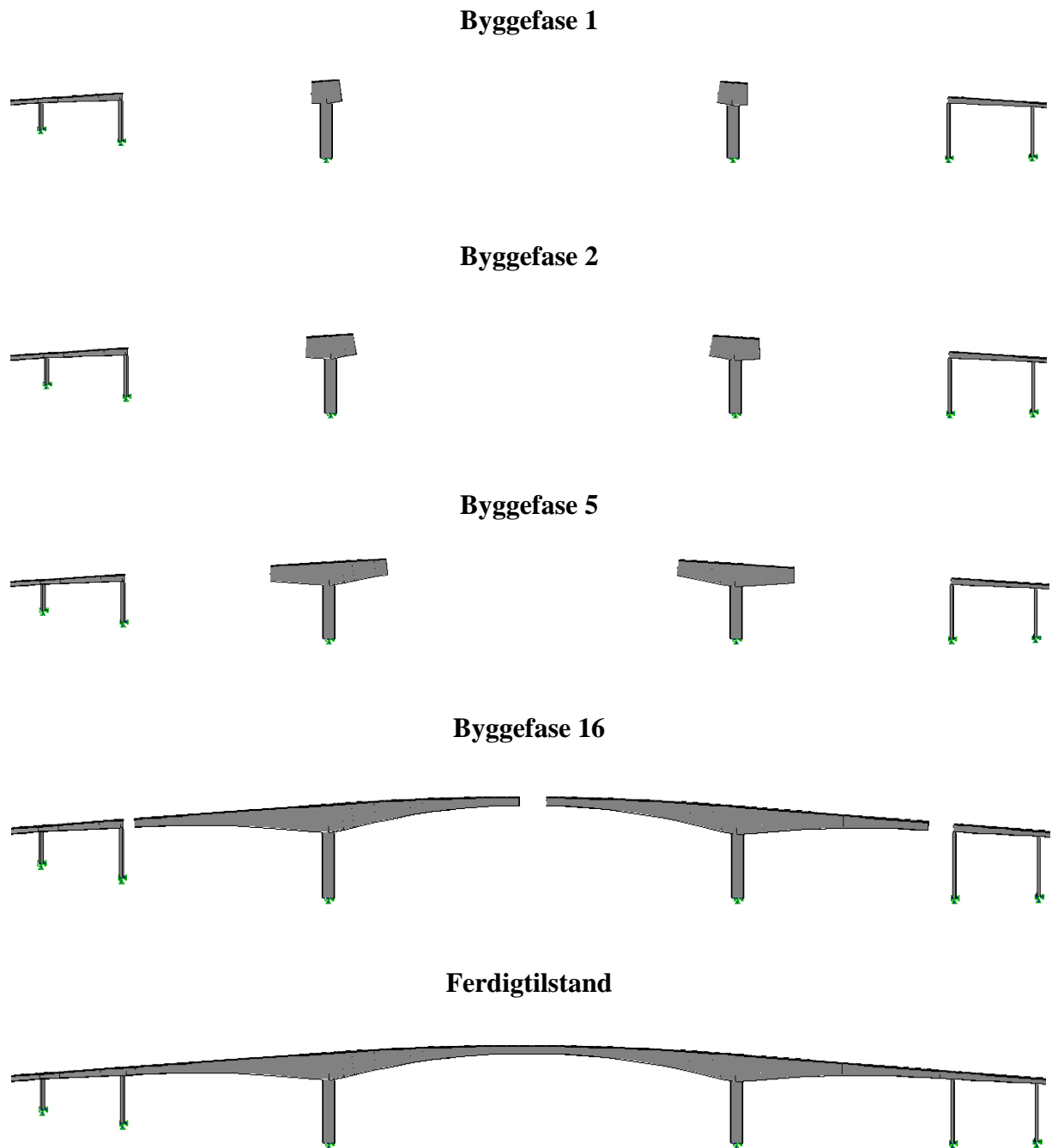
- Alle støpeseksjonene i FFB-delen er antatt å ta 7 dager å bygge. Dette er fra forskalingsvognen ankommer, til den går videre til neste seksjon.
- Det ble benyttet 4 forskalingsvogner under byggingen av FFB-delen, og at alle kragearmene ble bygget samtidig for å sikre symetri og likevekt om søylehodene. Det vil si at det ble bygget fire seksjoner på en uke.
- I første byggefase er det antatt at alle søyler og sidespenn ble støpt og første støpeseksjon fra kragearmene, da de er bygget med fast stillas. Dette er ikke helt korrekt, men en forenkling som vil ha liten betydning for resultatene i oppgaven. Antakelsen er basert på at langtidslastene vil ha lengre tid til å utvikle seg før sammenkobling med FFB-delen, noe som er gunstig for hele brua.

De syv dagene det tar å støpe hver seksjon er antatt å fordele seg slik:

- Dag 1: Oppspenning av foregående seksjon, forskalingsvognene kjøres frem for å starte arbeidet på neste seksjon. Starter å legge armering i undergurt/steg
- Dag 2: Legger ferdig armeringen i undergurt/steg, støping av betongen av undergurt/steg
- Dag 3: Legger dekke armeringen
- Dag 4: Støping av dekke, betongen herder.
- Dag 5: Betongen herder
- Dag 6: Betongen herder, pushing av spennkabler.
- Dag 7: Betongen herder, tilstrekkelig betongfasthet for oppspenning oppnås.

Med bakgrunn på disse antagelsene og på bakgrunn av at brua består av 19 byggefaser, vil selve støpingen av søyler og brubane til sammenkobling ta fordele seg på 130 dager. Denne fordelingen er viktig for å håndtere krypberegningene, se kapittel 7.2.1. Det vil si at betongen byggefase 1 har en alder på 4 døgn når den først belastes, dette for at betongen skal få herde til tilstrekkelig fasthet. Videre går det 7 dager per byggefase opp til 130 dager for byggefase 19. Fra oppstart til ferdigstillelse vil ta betraktelig lengre tid. Det er i denne oppgaven fokusert på FFB-delen og modellert den nøyaktig. Antakelsen om at søyler og sidespenn er bygget i en

fase vil ikke ha nevneverdig betydning for problemstillingen i oppgaven. Figur 17 viser byggefasene.

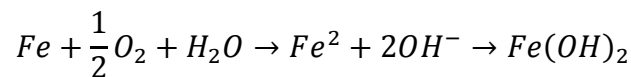


Figur 17: Byggefasene for Herøybrua

4. Armeringskorrosjon

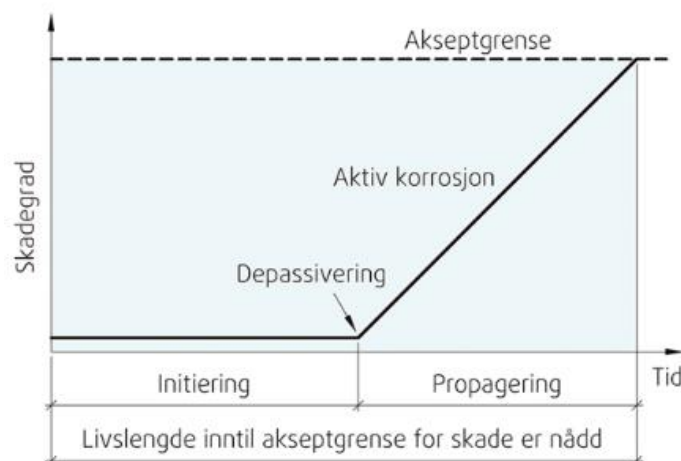
Den mest vanlige grunnen til nedbrytning av betongkonstruksjoner er armerings korrosjon. I utgangspunktet er armeringen beskyttet mot korrosjon av et beskyttende sjikt som dannes på grunn av en reaksjon som skjer når jern kommer i kontakt med vannet i betongen som har en høy pH-verdi og oksygen. Dette sjiktet kalles passivfilmen [7].

Totalreaksjonen i betongen er [8]:



Som det kommer fram av formelen må vann(H_2O), oksygen(O_2) og jern(Fe) være tilstede for å lage passivfilmen. Vannet som er i betongen må ha en høy pH-verdi opp mot 14 for å lage passivfilmen. Ulike forutsetninger kan gi lavere pH-verdi i konstruksjonen, dette vil igjen føre til at armeringen begynner å ruste. Eksempelvis vil karbonatisering av betongen føre til en lavere pH på vannet, eller at vannet som kommer i kontakt med stålet inneholder diverse klorider [7].

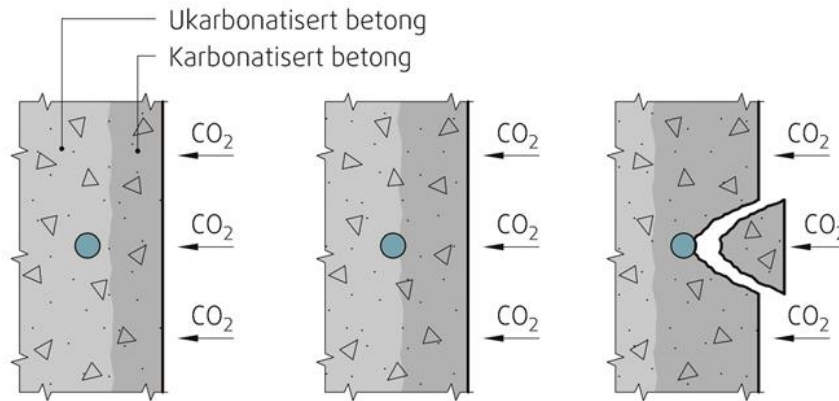
Passivfilmen brytes ned enten ved karbonatisering eller ved kloridinntrenging. Figur 18 viser hvordan tidsløpet inntil akseptgrense for skade på armering er nådd. Initieringsperioden er for karbonatiseringstiden det tar før karbonatiseringsfronten når armeringen og den aktive korrosjonen begynner. For kloridinntrenging er det tiden det tar for kloridinntrengningen å oppnå en konsentrasjon som er høy nok til at korrosjonen starter. Det som skjer når korrosjonen starter er at det produseres jernhydroksid som reagerer med oksider og fører til rust. Rusten har et større volum enn det opprinnelige stålet, helt opp til sju ganger så stort. Resultatet er at rusten presser på betongen og da kan det oppstå riss, avskallinger og stålet i seg selv blir også redusert. Hvis skadene blir for store kan dette føre til sammenbrudd.



Figur 18: Livslengde inntil akseptgrense for skade er nådd

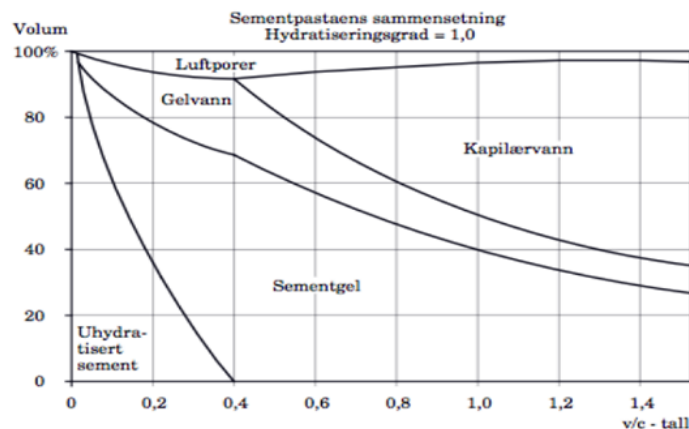
4.1 Karbonatisering

Karbonatisering er et resultat av en kjemisk prosess mellom vann og sement som reagerer med karbondioksid i luften. Resultatet er at pH- verdien i vannet synker når karbondioksid trenger inn i betongen.



Figur 19: Karbonatisering av betong

Som man ser fra figur 19 vil karbonatiseringen trenge inn til armeringen og kunne føre til utsprenging av betongen. Den viser også at karbonatiseringens initieringsperiode blir lengre ved større overdekning. En dobling av overdekningen fører til en firedobling av tiden før karbonatiseringsfronten når armeringen [7]. Karbonatisering er helt avhengig av at CO₂ trenger inn i betongens poresystem, derfor er betongens v/c-tall en viktig faktor. Fra figur 20 ser man at det oppstår mye mer kapillærporer ved et v/c-tall over 0,4.



Figur 20: Sementpastaens sammensetning avhengig av v/c-tall

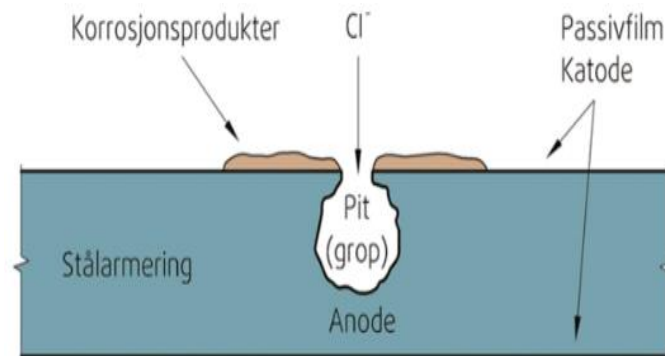
Ved store riss i betongen vil trolig karbonatiseringsfronten følge risset inn i betongen. Dette kan føre til at på lokale steder vil karbonatiseringsfronten være mye dypere i betongen en generelt. Betongens relative fuktighet har også mye å si for karbonatiseringshastigheten. Er betongen under vann vil den kjemiske likningen mangle karbondioksid, og tilsvarende hvis betongen er helt tørr vil den mangle vann. Ved relativ fuktighet i betongen på 50-60 % vil det oppstå maksimal karbonatiseringshastighet [8].

4.2 Kloridinntrenging

Kloridinntrengning i betong er noe som skjer når kloridsalter fra for eksempel veisalt eller sjøvann klarer å trenge inn i betongen. Dette skjer ved at vann med klorid blir sugd inn i betongen ved kapillærabsorpsjon, eller blir transportert inn i betongen ved kloriddiffusjon. Kloridopptaket på grunn av kapillær-suget blir særlig stort i de tilfeller hvor betongkonstruksjoner gjentatte ganger blir utsatt for oppfukning og uttørking. Den mengden av klorider som trekkes inn i betongen ved oppfukning forblir i betongen. Til slutt vil det føre til at punktet for kritisk kloridinnhold i betongen blir nådd. Noen av kloridene som kommer inn i betongen vil bindes kjemisk, men når bindingene er fylt opp vil noen av kloridene opptre som fri klorider i porevannet. Det er disse som starter nedbrytningen av passivfilmen som beskytter armeringen. Kloridioner (Cl^-) bytter plass med hydroksid (OH^-) som er i passivfilmen. I motsetning til karbonatisering av betong som har en stor front, vil kloridinntrengingen skje der det er svakheter i passivfilmen og det vil føre til lokale skader. Når passivfilmen er brutt ned vil en kjemisk prosess føre til at jernet oppløses. Den kjemiske formelen på kloridangrep er [8]:



Resultatet av kloridangrepet i armeringen er vist i figur 21. Der har armeringen fått en betydelig skade og dette fører igjen til tapt bæreevne.



Figur 21: Illustrasjon av kloridinntrengning av armering

Denne typen skader er vanskelig å se utenfra fordi betongen ikke skaller av. Når passivfilmen først er brutt kan de skje fort ved ugunstige forhold i betongen som for eksempel ved lav pH-verdi. På samme måte som for karbonatiseringen vil klorider trolig lettere kunne trenge inn i betong med riss. Dette er et tema som det forskes på ved NTNU, ifølge veileder.

Det er ikke nødvendigvis enten bare karbonatisering eller kloridinntrenging. Ved en kombinasjon av disse vil initieringsperioden bli kortere på grunn av karbonatiseringen senker pH-verdien som igjen fører til at de bunnede kloridionene frigjøres og begynner å jobbe sammen med de som allerede er der. Da starter kloridene å jobbe seg innover fra karbonatiseringsfronten.

5. Tilstand av Herøybrua

Det er under inspeksjoner av bruen oppdaget ulike skader og tiltak for å forbedre situasjonen. I dette kapitlet legges det frem hvordan tilstanden til broen har utviklet seg og hvilke problemer som trolig vil skje i fremtiden. Vi har fått tilgang på inspeksonsrapporten fra 2006 hvor brubanen var i fokus og spesialinspeksjonen fra 2012 hvor skadeutviklingen av hovedsøyler var i fokus. Hovedproblemet til Herøybrua viser seg å være skader i hovedsøylene. For tilstandsrapporten fra 1992 har vi sett oss nødt til å benytte en tidligere masteroppgave og er grunnlaget for innholdet i dette kapittel 5.1, denne er skrevet av Erlend Grøtta Giske, 2015 ved NTNU [9].

Det er blitt utført en tilstandsrapport i 1992 av ingeniørfirmaet Thyholt og Søvik AS, på oppdrag fra Statens vegvesen. I senere tid er det foretatt spesialinspeksjoner av brubanen i 2006, og skadeutvikling for hovedsøyler i 2012. Det er videre ifølge rapporten fra 2006 planlagt en hovedinspeksjon igjen 30. November 2016. [10]

5.1 Tilstandsrapport 1992

Rapporten fra 1992 viser at overdekningen varierer mye. Det er fra prosjekteringstegningene foreskrevet en overdekning på 50 mm for søylene og 30 mm for brubanen. Målingene i rapporten viser at overdekningen for søylene varierer mellom 34 mm og 70 mm. I hovedspennet varierte det mellom 15 mm og 39 mm. Dette avviker veldig fra den foreskrevne overdekningen, og fra dagens standard om min 100 mm overdekning i marint miljø i henhold til HB N400.

Videre viser rapporten at måling av karbonatisering ikke er noe problem på dette tidspunktet, med maksimalt 3 mm karboniseringsdybde for søylene og maksimalt 10 mm for overbygningen.

Målingene av kloridinnholdet i betongen gir en sterk indikasjon på at de fleste skadene som er registrert stammer fra kloridinitiert korrosjon. Her er det målingene mellom 20-40 mm fra ytterkant som er mest relevant for søylene da det som tidligere er nevnt at overdekningen til armeringen noen steder er plassert i dette området. Gjennomsnittlig kloridinnhold i søylene er 0,20 % av betongvekten, dette er betydelig høyere enn øvre grense for akseptabelt kloridinnhold på 0,05 % \pm 0,01 %. Det kunne på bakgrunn av disse funnene kategoriseres som svært sannsynlig for armeringskorrosjon i de områdene med liten overdekning. Det ble på bakgrunn av denne rapporten foreslått tiltak om en mekanisk reparasjon, ved å fjerne skadet betong og reparert med sprøytebetong [9].

5.2 Spesialinspeksjon 2006

Hovedfokuset for denne inspeksjonen var kontroll av brukassen. Her kom det frem at det ikke tyder på noe korrosjon i brukassen, da det kun var kloridinntrenging i de ytterste 20 mm. Det ble derfor konkludert med at skadene som er oppdaget ikke gjør bæreevnen nevneverdig redusert og at den fortsatt tilfredsstilte bruklassifiseringen for Bk10/50t.

Det var også oppdaget store deler med bom (løs betong) og avskalling på nedre tredjedel av hovedsøylene. Det blir ikke konkludert med hva årsaken til dette var, men antyder at det kan være armeringskorrosjon. På grunn av usikkerheten ble det oppfordret til undersøkelse av omfang og årsak før ytterlig reparasjon [10].

5.3 Spesialinspeksjon 2012 – Vurdering og skadeutvikling av hovedsøylene.

I 2012 ble det av bruavdelingen til Rambøll Drammen gjennomført en spesialinspeksjon, med hovedfokus på skadeutviklingen i hovedsøylene. Denne rapporten konkluderte med en tydelig forverret situasjon. Som vist på figur 22, er det endring i misfargingen av overflaten av søylene [11].



Figur 22: Forverring av søyleskadene, bildet til venstre er fra 2006 og bildet til høyre fra 2012. Merk at værforholdene var ulike på tidspunktet bildet ble tatt.

Det er også observert en sprekk i østre hjørne av den ene hovedsøylen. Figur 23 viser et nærbilde av nedre del av søylen og hvordan skadene har utviklet seg. Det er dog viktig å ta med i betraktningen at det var ulike værforhold og lys da bildene ble tatt. Det fra 2006 med sollys og opptørkning og bildet fra 2012 var det fuktig og overskyet.



Figur 23: Skadeutviklingen i nedre del av hovedsøylene, bildet til venstre er fra 2006 og bildet til høyre er fra 2012

Det ble også i rapporten påvist et stort parti med bomskader, der et område på ca. 2,5 m² er avskallet, med frilagt og korrodert armering, som figur 24 viser.



Figur 24: Viser bomskader på søyle akse 4

Samt en vertikal sprekk i østre hjørne av søyle 4. Sprekken starter ca. 2 meter under bunn av brukassen og er ca. 3 m lang, som vist i figur 25.



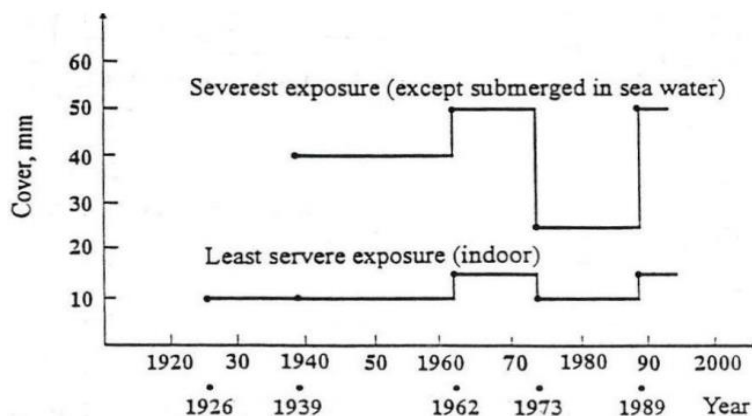
Figur 25: Vertikal sprekk på østre hjørne av søyle akse 4

Disse skadene vil trolig bli betydelig verre med tiden med tanke på utviklingen som har skjedd på de siste 6 årene. Det er foreslått å gjennomføre et prøveprogram av hovedsøylene med kloridprofiler, korrosjonsundersøkelse og uttak av kjerneprøver for å kartlegge kloridinnhold og korrosjonstilstanden for mulig avgrensning av reparasjonsområdet. Tiltakene som ble foreslått i rapporten var å fjerne den kloridinfiserte betongen, reparere skadet armering og omstøpe søylene med kappstøp med minimum overdekning på 100mm. Kostnadene ble estimert til 19,5 millioner kroner [11].

5.4 Mulige årsaker til hvorfor skadene er oppstått.

Rapporten fra 2012 belyser mulige skadeårsaker. Det fremkommer at bomskadene på pilarene var oppstått på grunn av armeringskorrosjon, trolig årsak til dette er kloridinitert armeringskorrosjon. Pilarene vil være mer utsatt for sjøsprøyt som inneholder klorider da disse ligger nærmere havoverflaten. Dette virker sannsynlig da bomskadene er konsentrert rundt nedre halvdel av pilarene. Det fremkommer også at de sidene som er mest skadet er nordre og østre side av pilarene som ligger på skyggesiden og le siden. Disse er mer utsatt for kloridinntrenging enn søndre og vestre side som vil tørke fortere opp og kloridene vil ikke kunne trenge inn like mye før opptørking. Vertikale sprekker på østre hjørne skyldes trolig også kloridinitert armeringskorrosjon [11].

Grunnen til at armeringskorrosjonen har gått så raskt skyldes nok flere faktorer. Bruen ble bygget i 1976 og har i dag stått i 40 år. I 1973 ble overdekningskravet i NS3473 for betong senket til 25 mm. Statens vegvesen var noe mer «konservativ» i perioden med krav til overdekning på 30 mm. I en presentasjon av Reidar Kompen i 2014, beskriver han denne perioden som den store fadese for betongkonstruksjoner, og at det i ettertid er helt uforståelig og at det ikke er sett tilsvarende paralleller i noe annet land [12]. Utviklingen av overdekningskrav med årene i NS3473 er vist i figur 26.



Figur 26: Utvikling av overdekningskrav i NS 3473 gjennom årene

Som tidligere nevnt ble det allikevel valgt 50 mm overdekning av søylene etter ønske fra byggherren. Allikevel fremkommer det av tilstandsrapporten fra 1992 at overdekningen i søylene noen steder var helt nede i 34 mm. Dette skyldes at kvalitetssikringen av arbeidet på byggeplass ikke var god nok.

En annen faktor var valg av betongkvalitet. Det fremkommer av figur 27 at betongkvalitet B350, som ble brukt i søylene, hadde et v/c tall på 0,52. Et høyt v/c tall fører til større ledningsevne for klorider. Samtidig vil et lavere v/c tall gi lavere oksygentilførsel i betongen, som vil redusere korrosjonshastigheten.

	B150	B200	B250	B300	B350	B400	B450	B500
v/c=	1,04	0,84	0,70	0,60	0,52	0,45	0,40	0,37
Std.sem	160	200	240	282	325	380	425	470

Figur 27: Betongkvalitet med tilhørende v/c tall

6. Modelling i NovaFrame

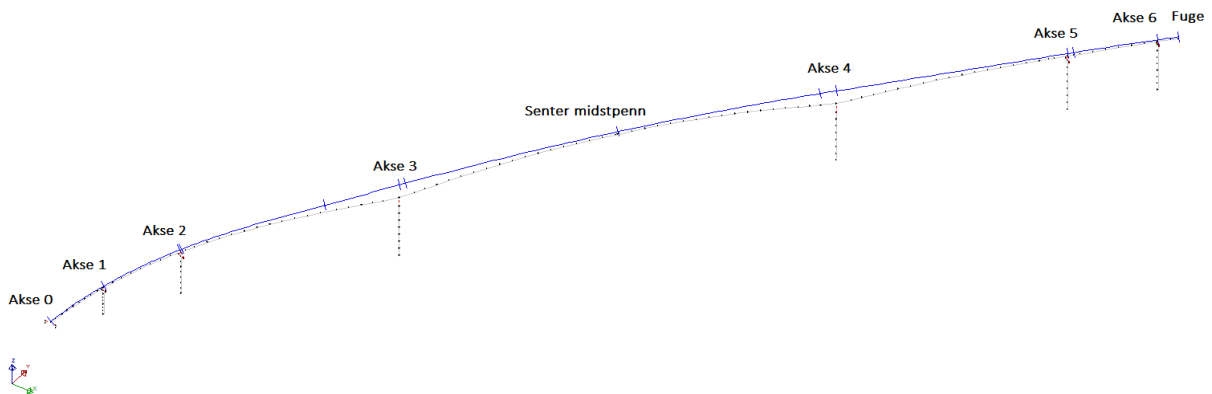
For å undersøke nærmere hvordan skadene i søylene og utviklingen av disse vil påvirke kapasiteten til brua, er det viktig med en god og nøyaktig beregningsmodell. Det er derfor i denne oppgaven brukt mye tid på å lage en så korrekt modell som mulig, for at resultatet skal beskrive virkeligheten. Dette kapitlet tar for seg hvordan modellen er bygget opp, med tanke på geometri, randbetingelser og materialegenskaper. Kapittel 7 tar for seg hvordan lastene er beregnet og implementert i modellen.

6.1 NovaFrame

Det ble i denne oppgaven valgt å benytte NovaFrame, da programmet egner seg godt til bruanalyser og håndterer spennkabler og trafikklast på en god måte. NovaFrame er et rammeprogram utviklet av Aas-Jacobsen, og baserer seg på elementmetoden. Programmet har et relativt brukervennlig grensesnitt, som gir mulighet til å bygge opp modellen grafisk. Inputen kan enten legges inn direkte i programmet gjennom inputbokser, eller ved ASCII-input som gir mulighet til å skrive inputkodene som en tekstfil. NovaFrame har begrensninger på hvor mange linjer som kan legges inn direkte i programmet, mens det finnes ingen begrensninger for hvor mye input som kan legges inn ved bruk av tekstfiler, noe som var nødvendig i denne oppgaven. Programmet har også en funksjon som baserer seg på influenslinjer for å finne verst tenkelig plassering av laster og en oversiktlig måte å kombinere laster på. Programmet baserer beregningene på lineære egenskaper.

6.2 Referanselinje og global geometri

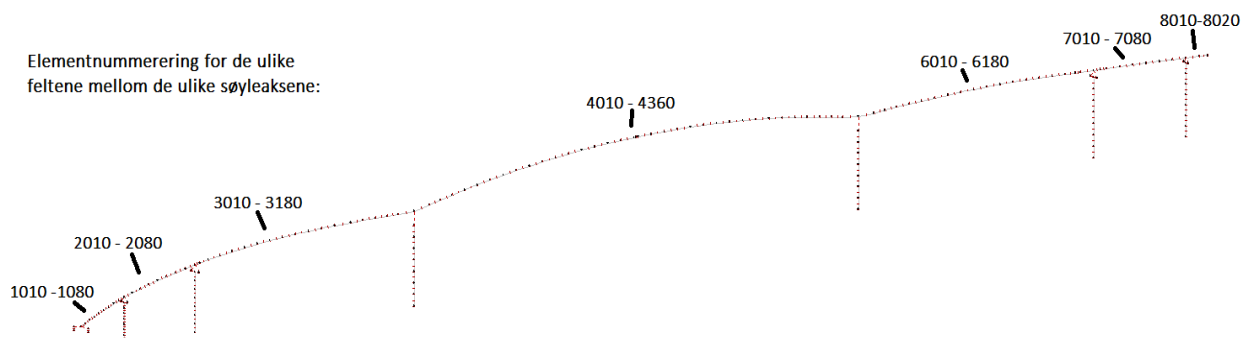
Det første som defineres i NovaFrame er en referanselinje, hvor det legges inn koordinater og kurvatur både horisontalt og vertikalt. Det er derfor her grunnsteinen for modellen legges, og som alt videre i modellen er koblet opp mot. Siden Herøybrua har kurvatur i begge retningen er denne lagt inn i NovaFrame med koordinater i samsvar med stikningsplanen fra arbeidstegningen. Stikningsplanen ligger vedlagt som vedlegg 1. Ved å legge inn koordinater og kurvatur eksakt, vil det gjøre videre modellering lettere. Aksene er lagt inn der hvor søylene er plassert og søylene er videre referert til hvilken akse de tilfører.



Figur 28: Referanselinje og akse inndeling av Herøybrua i NovaFrame

Videre er modellen tildelt noder langs referanselinjen, mellom nodene ligger elementene. For å sikre et riktig resultat fra modellen er det i FFB-delen er hver støpe seksjon tildelt noder i støpeskjøten og et element for hver seksjon, øvrige deler av brubanen og søyler er delt inn i ti elementer. For FFB-delen er elementene fra 1 m til 5 m, mens øvrige elementer er fordelt på høyde og lengde. Hvert element er videre delt inn i *design sections*, og NovaFrame regner snittkrefter til hver av disse. Det er valgt å benytte seg av tre integrasjonspunkter i elementene, som er et minimum for å kunne beskrive momentforløpet i bjelken [13].

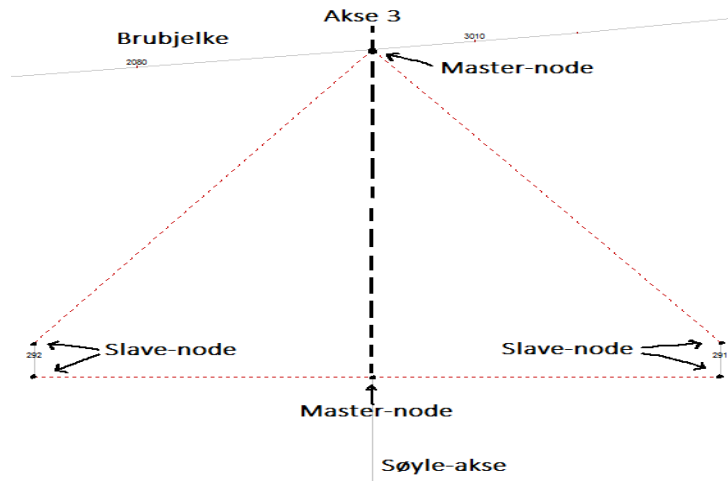
Node- og elementnummereringen er tildelt hvert felt av brubjelken, for eksempel er elementene mellom akse 1 og 2, som videre blir omtalt som felt 2 i oppgaven, fått nummerering mellom 2010 – 2080, mens felt 3 har fått nummerering 3010-3180. Nummereringen kommer frem av figur 29 under.



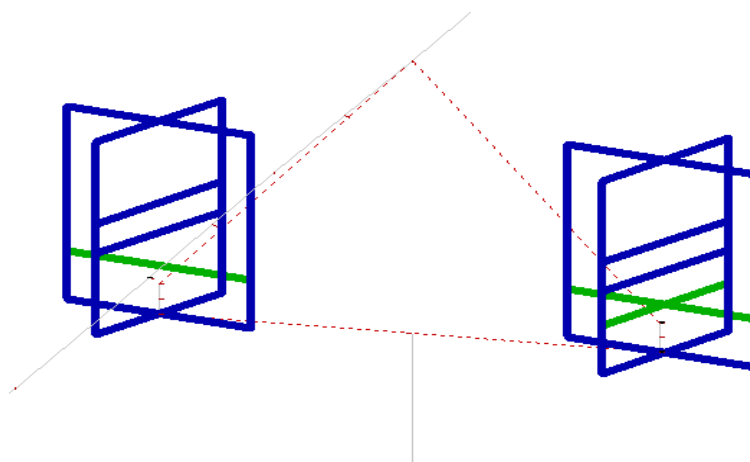
Figur 29: Elementnummerering for de ulike feltene. Søylene har fått tilsvarende nummerering (F.eks. akse 3: 310-370)

6.3 Randbetingelser

For å modellere opplagringstilstanden til brua, gir NovaFrame muligheten til å frigjøre/låse frihetsgradene til nodene. I alle nodene i bunn av søylene er det valgt å låse alle frihetsgradene for å simulere en fast innspenning mellom fundament og søylefot, dette er gjort i samråd med veileder hos SVV. For å modellere forbindelsen mellom søyle og bjelke, som består av et glidelager med sideveis fastholdelse og et fritt glidelager, er det blitt løst ved å lage dette manuelt, da det ikke finnes noen automatisk funksjon for dette. Det er gjort ved å lage to elementer som tilsvarende opplagrene. Disse er ved hjelp av «master-slave» funksjonen koblet til søyle i bunn og brubjelken i toppen, for at glidelagrene skal være festet til søylehode og brubjelke. For å beskrive frihetsgradene til glidelagrene er det for de representative elementene laget «joints» for å låse/frigjøre gjeldene frihetsgrader. Fritt til å rotere om tverraksen, og translasjon langs brubanen. Samtidig er det ene opplageret fritt til å bevege seg langs tverraksen for å håndtere ekspansjon og kontraksjon i tverretningen. Dette er vist i figur 30 og 31.



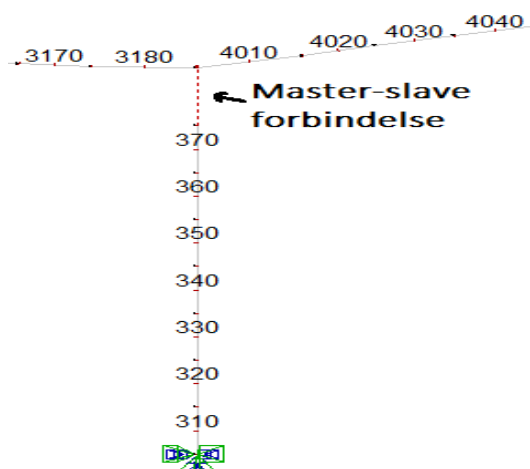
Figur 30: Viser hvordan master-slave funksjonen fungerer. Slave-nodene følger master-nodene og dens oppførsel.



Figur 31: Viser "joints" som låser og frigjør frihetsgradene til elementet. Grønt viser translasjons frihetsgrad, mens blått viser rotasjons frihetsgrad.

Den samme metoden er brukt for landkaret i akse 0 og fuge i akse «fuge» da disse også ligger på opplagere av samme typen, og gitt frihetsgradene translasjon langs brubanen og rotasjon om tverraksen.

For hovedsøylene i akse 3 og 4, som er monolittisk bygget sammen med FFB-delen, er det laget en stiv kobling direkte mellom søylehode og brubanen ved hjelp av masterslave funksjonen, som vist i figur 32. Dette for å sikre at søylen får samme forskyvning og rotasjon som brubjelken.



Figur 32: Master-slave forbindelsen for monolittisk søyle

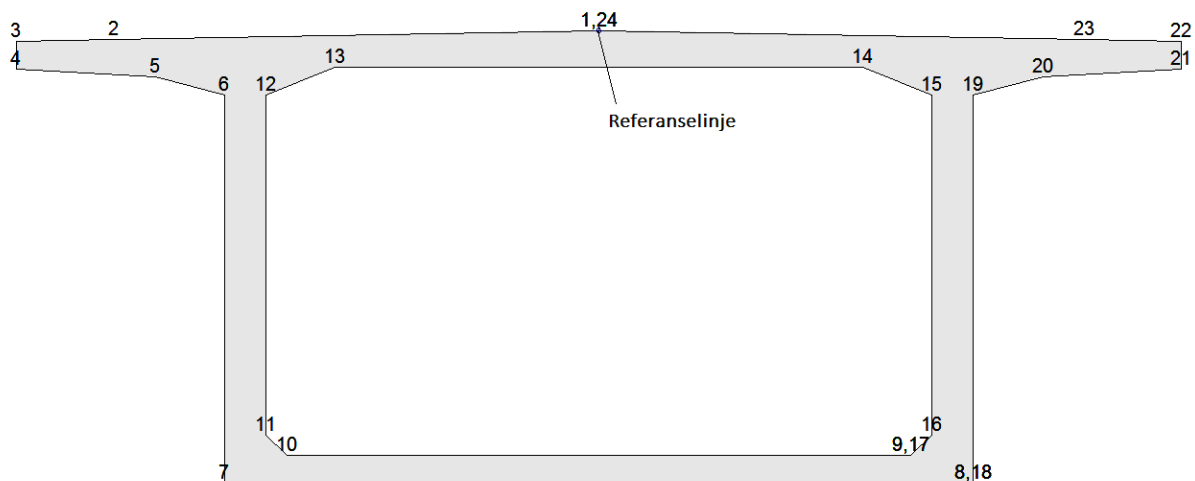
6.4 Materialer

Materialeegenskapene for betongen og spennarmeringen fra kapitel 3.4 blir lagt direkte inn i NovaFrame. Disse parameterne er i samsvar med byggetegninger og NS3473.

I henhold til HB N400 7.2.3, kan analyse og dimensjonering av spennarmerte betongkonstruksjoner beregnes på grunnlag av homogent tverrsnitt uten bidrag fra armeringen [14]. Det er derfor ikke lagt inn slakkarmering i modellen.

6.5 Tverrsnitt

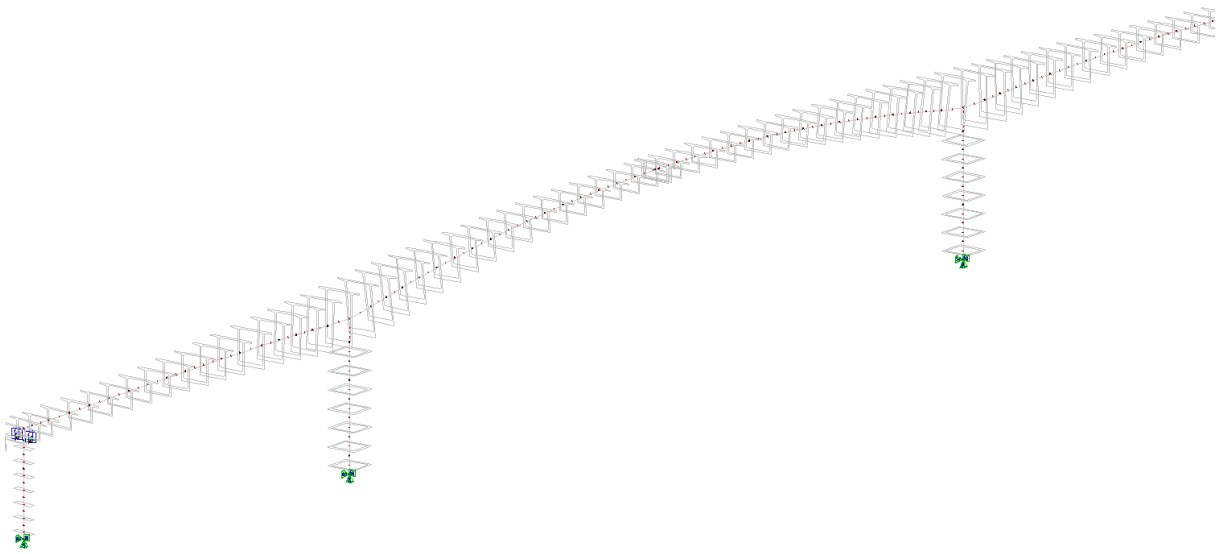
NovaFrame gir muligheten til å modellere tverrsnittet ved hjelp av forhåndsdefinerte tverrsnitt eller ved å lage tverrsnittene manuelt ved å angi koordinater og beskrive utformingen og hvilken betongkvalitet de består av. Det er valgt å lage tverrsnittene manuelt da det sikrer at de blir laget identiske som prosjekteringsgrunnlaget. Det må lages en lineær strek mellom de ulike punktene, det vil derfor beskrives et punkt ved hjelp av koordinater der det er en endring i tverrsnittet.



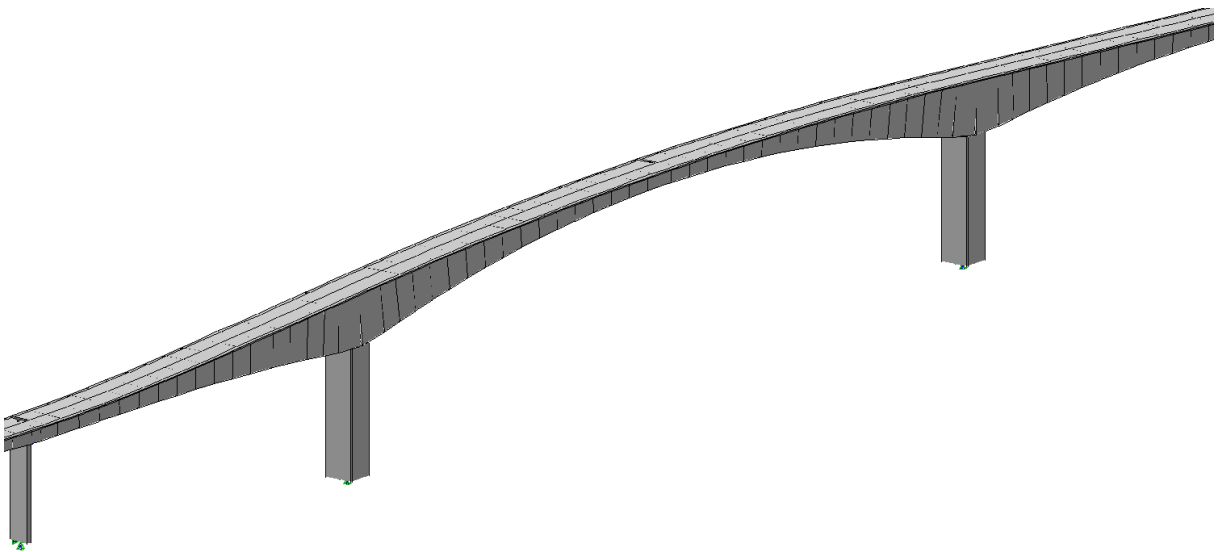
Figur 33: Tverrsnitt i NovaFrame med punkter hvor koordinater defineres og referansepunktet.

Figur 33 viser hvordan kassetverrsnittet er blitt laget i NovaFrame. Det er som tidligere nevnt laget identisk som prosjekteringsgrunnlaget, som beskrevet i kapitel 3.2.1, for at egenvekten skal bli så korrekt som mulig. Det kunne selvfølgelig blitt gjort forenklinger med færre punkter, men for et mer realistisk svar er det tatt med alle punkter i modelleringen. Nummereringen starter og avsluttes i referansepunktet som kobles til referanselinjen for bruene. Punktene defineres mot klokken utvendig, og med klokken innvendig i kassetverrsnittet.

Det må lages et tverrsnitt for start og slutt av hver seksjon, og mellom disse tverrsnittene lages det en lineær strek ved hjelp av interpolasjon som danner kassetverrsnittet for hver støpe seksjon. Det er i figur 34 vist hvordan tverrsnittene er langs brubanen, og i figur 35 hvordan disse danner de ulike seksjonene for FFB-delen.

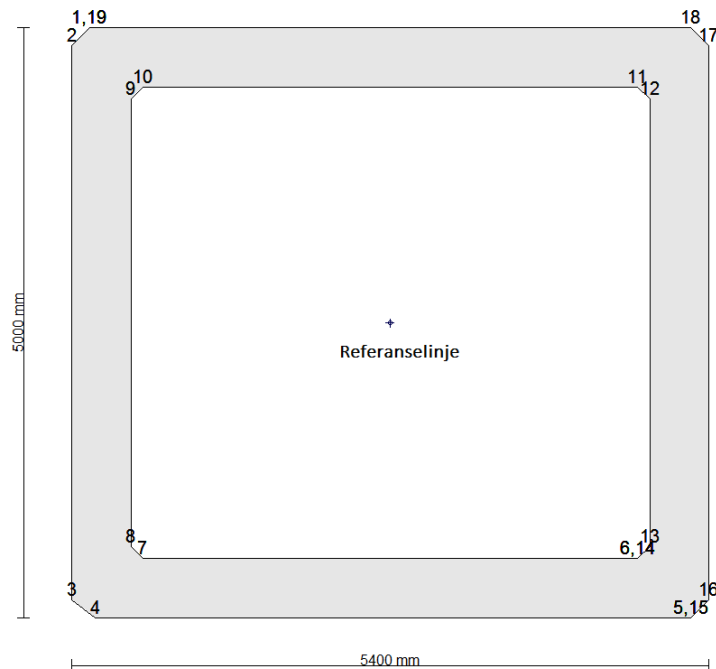


Figur 34: Viser hvordan tverrsnittene endrer seg langs brubanen og hvordan de er plassert for FFB-delen



Figur 35: Viser hvordan brubanen blir når tverrsnittene danner seksjoner for FFB-delen

Søylene varierer mellom massive tverrsnitt (søyle i akse 1,2 og 6) og hule kassetverrsnitt (søyle i akse 3,4 og 5). Disse er alle laget på samme måte som for brubjelken, men her er tverrsnittet koblet til referanselinjen ved å gi søylene en eksentrisitet fra referansepunktet (punkt 1) slik at de blir sentrert langs søyle aksene.

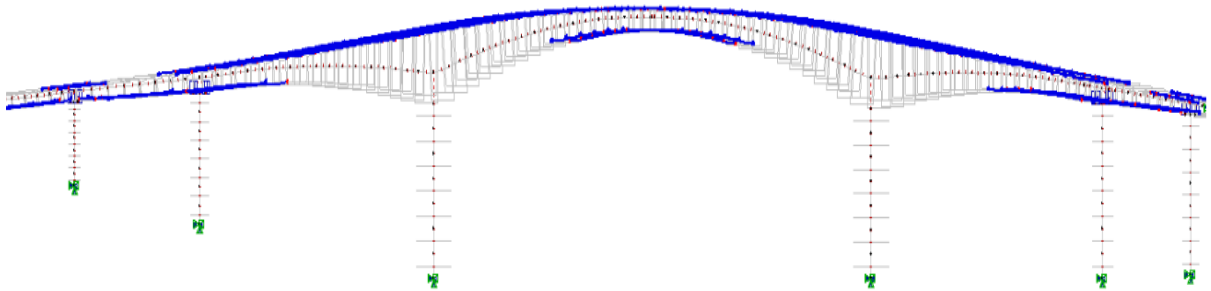


Figur 36: Viser søyletverrsnittet for søyle i akse 3

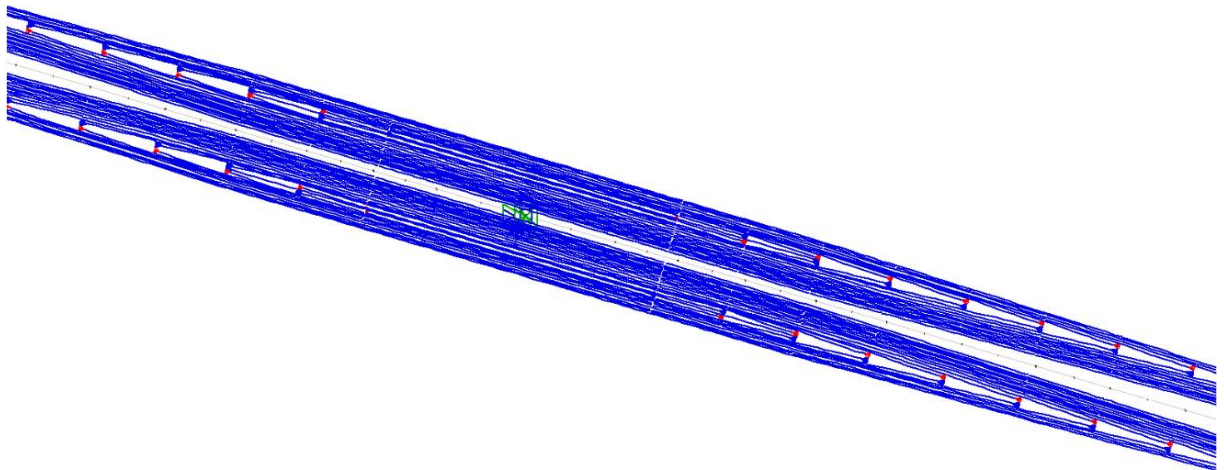
NovaFrame regner lineær elastisk bøyestivhet, noe som gir urealistisk stor stivhet for søylene. Dette vil føre til at søylene trekker til seg urealistisk store momenter. Lavere bøyestivhet gir mindre søylemomenter, noe som er gunstig for søylene. Det er vanlig å redusere denne bøyestivheten ved prosjektering av FFB-bruer. Ifølge veileder er det vanlig praksis for konsulenter å bruke mellom 50-80 %. Vegdirektoratet bruker vanligvis 80 % i sine analyser. Det er i samråd med veileder valgt å se på hvordan søylestivheten er i 100 % og kontrollere disse opp mot 80 % og 50 %. Dette løses i analysen ved å lage egne materialer for søylene med redusert E-modul for de ulike tilfellene. Fremstilling av effekten av dette er vist i kapittel 9. I kontrollen av søylekapasiteten er det i hovedsak lagt vekt på 100 % bøyestivhet, da dette gir det verst tenkelige belastningen for søylene, denne antakelsen er konservativ.

6.6 Spennkabler

Spennkablene er laget og plassert slik det fremkommer fra arbeidstegningene. Kablene over søylene i FFB-delen er lagt inn identisk til arbeidstegningene, mens resterende kabler er plassert ut ifra forankrings vouter som fremkommer av tegningene og mengden er blitt bestemt etter spennarmering behovet som fremkommer fra spennarmering grunnlaget. Plasseringen av spennarmeringen langs brubanen er vist i figur 37. Spennarmeringen er plassert der det vil være strekk momenter.

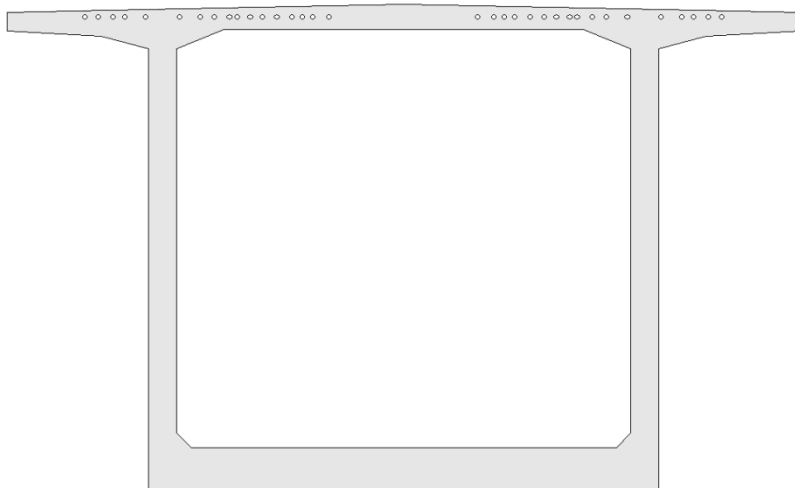


Figur 37: Plassering av spennkabler i de ulike bruspennene



Figur 38: Spennarmering sett ovenfra over hovedsøyle i akse 3, på det meste 58 kabler. Den viser også hvordan spennarmeringsmengden avtar utover i byggefasene.

Figur 38 viser hvor kablene starter og slutter med forankring i overkant av brubjelken. Spennkablene forankres med en aktiv ende (rød) og en passiv ende (blå). Tabell X viser de ulike parameterne som legges inn i NovaFrame, utregning av tapene er hentet fra kapittel 7.3.1-Tap av spennkraft.



Figur 39: Plassering av spennkabler i overkant av brubjelkens kassetverrsnitt

Tabell 2: Parametere for spennarmeringen i NovaFrame

Materialdata for spennarmeringen i NovaFrame	
Karakteristisk flytegrense $f_{p0,2k}$	1570 N/mm ²
Spennstålets elastisitetsmodul	195 000 N/mm ²
Maks tøyning	20 ‰
Tverrsnitts areal, A_p	1244 mm ²
Diameter trekkør	56 mm
Injiseringmassens styrke	50 N/mm ²
Spennkablernes taps parameter	
Friksjonskoeffisient	0,2 /rad
Wobble koeffisient	0,001/m
Låsetap	5 mm
Kryptøyning	-0,386 ‰
Svinn	-0,242 ‰
Relaksjons parameter	
S1 (% av bruddspenning 0 relaksjon)	45
S2 (% av bruddspenning ved 8 % relaksjon)	65
Oppspenning ved aktiv ende	80 %

7. Laster

Dette kapitelet tar for seg de karakteristiske lastene som virker på bruene og som videre skal kombineres i lastkombinasjoner i kapittel 8. Det er også forklart hvordan lastene er implementert i NovaFrame. Lastene er beregnet i henhold til Vegdirektoratets bruprojekterings håndbok HB N400, supplert med Eurokodene. Lastene som er medregnet er:

- Permanente laster
 - Egenvekt
 - Superegenvekt
 - Byggefaselast
- Deformasjonslaster
 - Kryp
 - Svinn
 - Spennarmering
- Naturlaster
 - Vindlast
 - Temperaturlast
- Trafikklast
 - Vogntoglast
 - Bremselast
 - Aksellast

Det er blitt valgt å neglisjere ulike laster da de ikke er relevante for oppgaven. Blant disse er ulykkeslaster da det sees på søylekapasitet på grunn av skadene som er beskrevet tidligere. Det samme er vanntrykk, bølger og strøm da det antas at fundamentene er tilstrekkelige dimensjonert. Snølast er også neglisjert da den i henhold til HB N400 ikke regnes å opptre samtidig som trafikklast, som vil være dominerende av disse to [14].

7.1 Permanente laster

Permanente laster er påvirkninger som ventes å være konstante innenfor det tidsrommet som betraktes. Som permanente laster inngår tyngden av konstruksjonen som egenlast, og tyngden av permanent balast og utstyr som ikke fjernes som superegenvekt.

7.1.1 Egenvekt

Egenvekten til konstruksjonen beregnes ut ifra geometri og materialdata som er beskrevet i NovaFrame. Egenvekten til armert betong er satt til 25 kN/m^3 i henhold til N400. Kantdragere, rekkverk og slitelag inngår ikke i modellen som egenvekt, men valgt å sette på som linjelaster. Disse blir beskrevet under superegenvekt.

7.1.2 Superegenvekt

Superegenvekten er som tidligere nevnt permanente laster som vil virke på bruene i hele livsløpet. I vårt tilfelle er det slitelag, rekkverk og kantdrageren. Disse lastene blir lagt inn som linjelaster med negativt fortegn i NovaFrame.

Dimensjonerende belegningsvekt i kjørebane skal i henhold til N400, tabell 5.1 settes lik $2,5 \text{ kN/m}^2$. Veiens totale føringsbredde er 7 m fra sidekant til sidekant. Utregningene for superegenvekten er beregnet slik:

Belegningslag:

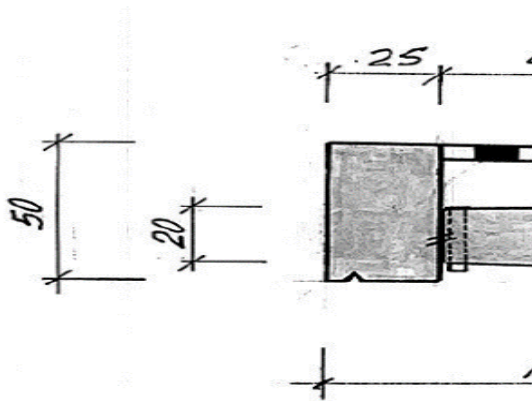
$$2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7\text{m} = 17,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rekkverkets egenvekt:

$$2 \text{ stk} * 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kantdragerens egenvekt:

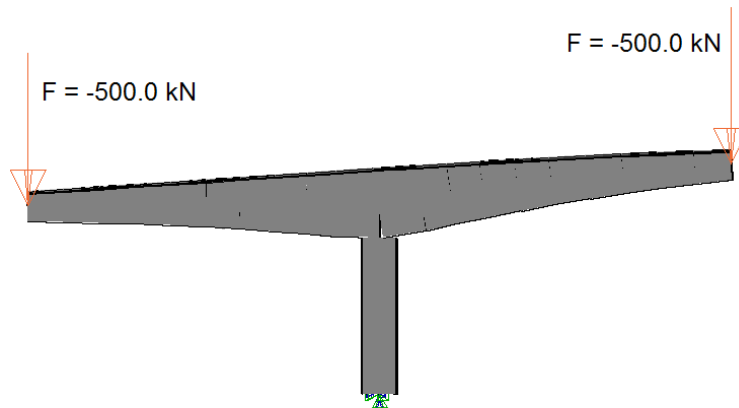
$$0,25\text{m} * 0,50 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2\text{stk} = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Figur 40: Snitt tegning av kantdrager utenpå kassetverrsnittet.

7.1.3 Byggefaselast

I byggetilstand er lastsituasjonen helt annerledes enn for ferdigtilstanden. Under byggeprosessen blir det påført en last fra forskalingsvognen som forflytter seg til enden av hver seksjon som støpes, med lastvirkning på foregående seksjon. Lasten blir i NovaFrame satt på som en punktlast på 500 kN med tilhørighet til de ulike byggefasene som figur 41 viser. Denne lasten inngår ikke i analysen for søylekapasitet da den ikke inngår i ferdigtilstanden, men er viktig for å beskrive kryptviklingen for betongen.



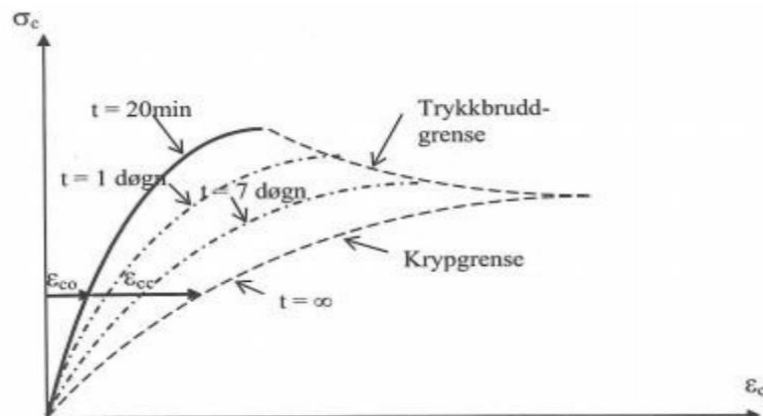
Figur 41: Viser hvordan lasten til støpevogn er plassert på modellen i byggefase 11, mens seksjonen i byggefase 12 bygges.

7.2 Deformasjonslaster i betong

Ved beregning av deformasjonslastene ble det valgt å bruke EK2 på grunn av at vi ønsket mest mulig reelt lastbilde. Grunnen er at kunnskapen på dette feltet har utviklet seg.

7.2.1 Kryp

Betong som over tid påkjennes av trykk vil fortsette å trykke seg sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggs deformasjonen kalles kryp. Når betongen er under konstant spenning vil kryptøyningene øke gradvis med tiden. Dette vil i statisk ubestemte systemer medføre tvangskrefter [15].



Figur 42: Virkning av spenningsnivå og varighet av betongtøyning

Figuren viser at kryptøyningen, ε_{cc} , er avhengig av spenningsnivå og den tid denne virker over. Kryptøyningen kan antas proporsjonal med betongspenningen, slik at denne tøyningen kan uttrykkes som [15]:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \phi(t, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_{ck}}$$

Hvor:

t	betongens alder i døgn
t ₀	betongens alder når spenningen påføres
$\phi(t, t_0)$	kryptall
E _{ck}	betongens karakteristiske E-modul etter 28 dager
σ_c	betongspenningen

Ifølge NS-EN 1992-1-1, 3.1.4 kan kryptet regnes som lineært forutsatt at trykkspenningene i betongen overskrider $0,45f_{ck}$ ved tiden når betongen blir belastet. Betongens krypt avhenger av omgivelsens fuktighet, konstruksjonsdelens tverrsnitts dimensjoner, belastningens varighet og størrelse samt betongens sammensetning. Tillegg B i NS-EN1992-1-1 angir likninger for bestemmelse av kryptallet:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Faktoren $\beta_c(t, t_0)$ beskriver kryptutviklingen i forhold til tiden etter belastning og ϕ_0 er det normerte kryptallet som beregnes ut fra:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$\beta(f_{cm})$ tar hensyn til virkningen av betongfastheten.

$\beta(t_0)$ skal ta hensyn til betongens alder ved pålastning.

ϕ_{RH} tar hensyn til relativ luftfuktighet og effektiv tverrsnitts tykkelse basert på geometri.

Relativ luftfuktighet settes i henhold til HB N400, 7.2.3 til 70 % for bruoverbygning og 80 % for søyler over vann.

7.5.1.1 Kryp i herøybrua

I og med at Herøybrua er en FFB-bru og er bygget i ulike støpeetapper, med ulikt tverrsnittsgeometri gjør krypberegningen omfattende. Det må tas hensyn til at belastningen og tiden varierer med de ulike byggefasene. Inntil bruene kobles sammen i byggefase 19 vil den være statisk bestemt, det vil si at kryptet som skjer i denne perioden ikke vil gi noen tvangskrefter. Det er allikevel viktig å ta dette med i betraktning da dette påvirker kryptets langtidseffekter etter sammenkoblingen. Da deler av kryptet allerede har utviklet seg i byggetilstanden.



Figur 43: Kryptallutviklingen

Figur 43 beskriver kryptallutviklingen som en funksjon av tiden. Den viser at det meste av kryptutviklingen skjer i tidlig stadium, og at den avtar og utvikler seg sakte når tiden går mot uendelig. Det er derfor viktig å få med kryptet som skjer i tidligfase, før brua kobles sammen for å få så korrekt beskrivelse av kryptet i brua. Som tidligere nevnt endres brubanens geometri hele langs brubanen, som gir hvert element sitt eget kryptall. Kryptberegningene baserer seg på hvordan byggehistorikken er antatt å være i kapittel 3.5. Det er antatt at hver byggefase tar syv dager. Av disse syv dagene brukes de første dagene til forskaling og støping, mens de siste fire dagene brukes til å oppnå tilstrekkelig fasthet. Elementet får først belastning når neste seksjon støpes. Det er derfor viktig å få beskrevet denne utviklingen så godt som mulig i NovaFrame. For å ta hensyn til endring i tverrsnittsgeometrien benyttes effektiv høyde, h_0 , for hvert element. Den beregnes som $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$, hvor A_c er tverrsnittsarealet for betongen og u er omkretsen av tørkeutsatt tverrsnitt. Videre er det i henhold til HB N400, 7.2.3 antatt at relativ luftfuktighet for brubanen er 70 % og 80 % relativ luftfuktighet for søyler over vann. Under er det vist hvordan kryptberegningen er regnet for et valgt element i ulike byggefaser. Disse beregningene er gjort for alle elementer med ulike tverrsnitt og alder. Resterende elementer er beregnet på tilsvarende måte i Excel-ark og ligger vedlagt i vedlegg 3 og på minnepenn.

Beregningseksempel av kryp for element 4360 i henhold til NS-EN 1992-1-1, Tillegg B.

Generell info:

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

$$A_c = \frac{1,278 * 10^7 \text{mm}^2 + 1,202 * 10^7 \text{mm}^2}{2} = 1,24 * 10^7 \text{mm}^2$$

Omkrets:

$$U = \frac{2*8400+2*9820+2*8400+2*9255}{2} = 35875 \text{mm}$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{U} = \frac{2 * 1,24 * 10^7}{35875} = 691,3 \text{mm}$$

$RH = 70\%$ for brubanen i henhold til HB N400, 7.2.3

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} = 0,944$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} = 0,984$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} = 0,960$$

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$$

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * 70)^{18}] * 691,3 + 250 * 0,96 = 1321,9 \text{mm} \leq 1440 \text{mm}$$

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,725$$

Byggefase 1 for element 4360

$$t_0 = 4 \text{ d\o{g}n} \quad t = 11 \text{ d\o{g}n}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{11 - 4}{1321,9 + 11 - 4} \right]^{0,3} = 0,207$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 * 4^{0,2}} = 0,704$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \right) \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 (\sqrt[3]{691,3})} * 0,944 \right) * 0,984 = 1,3$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta_{f_{cm}} * \beta_{t_0} = 1,3 * 2,725 * 0,704 = 2,494$$

$$\varphi_{t,t_0,1} = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,494 * 0,207 = 0,517$$

$$\Delta\varphi_{t,t_0,1} = \varphi_{t,t_0,1} = 0,517$$

Byggefase 2 for element 4360

$$t_0 = 4 \text{ d\o{g}n} \quad t = 18 \text{ d\o{g}n}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{18 - 4}{1321,9 + 18 - 4} \right]^{0,3} = 0,255$$

$$\beta(t_0) = 0,704$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - 70/100}{0,1(\sqrt[3]{691,3})} * 0,944 \right) * 0,984 = 1,3$$

$$\varphi_0 = 1,3 * 2,725 * 0,704 = 2,494$$

$$\varphi_{t,t_0,2} = 2,494 * 0,255 = 0,636$$

$$\Delta\varphi_{t,t_0,2} = \varphi_{t,t_0,2} - \varphi_{t,t_0,1} = 0,636 - 0,517 = 0,119$$

Byggefase 3 for element 4360

$$t_0 = 4 \text{ d\o{g}n} \quad t = 25 \text{ d\o{g}n}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{25 - 4}{1321,9 + 25 - 4} \right]^{0,3} = 0,287$$

$$\beta(t_0) = 0,704$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - 70/100}{0,1(\sqrt[3]{691,3})} * 0,944 \right) * 0,984 = 1,3$$

$$\varphi_0 = 1,3 * 2,725 * 0,704 = 2,494$$

$$\varphi_{t,t_0,3} = 2,494 * 0,287 = 0,716$$

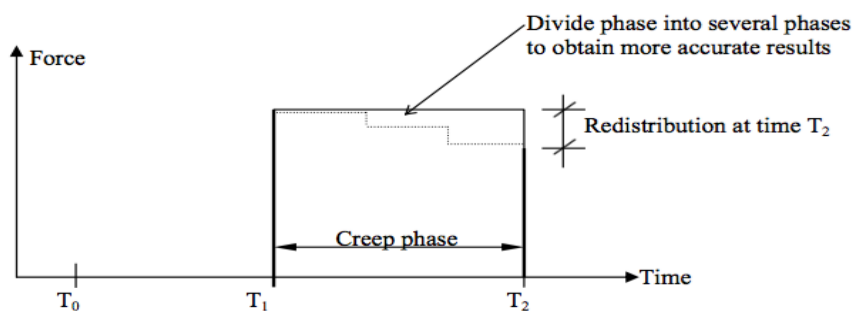
Kryptallet øker med tiden

$$\Delta\varphi_{t,t_0,3} = \varphi_{t,t_0,3} - \varphi_{t,t_0,2} = 0,716 - 0,636 = 0,080$$

Delkryptallet minker med tiden

7.5.1.2 Kryp i NovaFrame

Kryp modellering er komplekst og mye å ta hensyn til når brukonstruksjonen er så stor og bygges i mange støpeetapper med ulik alder på betongen og belastning. Det er derfor viktig å vite hvordan NovaFrame behandler kryp for å få implementert denne lasten på så korrekt måte som mulig. Programmet har en egen input for kryp under last fanen som gir muligheten til automatisk å beregne kryptomlagring og krypdeformasjoner. Dette gjøres ved at programmet antar at kreftene er konstante over tiden i krypfasen og i slutten av fasen blir endringen beregnet. For at krypfordelingen skal bli mer nøyaktig kan krypfasene deles inn i kortere faser, slik som det er gjort i denne oppgaven ved å tildele hvert element som bygges en egen krypfase. Figur 44 viser hvordan NovaFrame benytter krypfasene, og hvordan finere inndeling gir mer nøyaktige resultater.



Figur 44: Illustrerer hvordan NovaFrame beregner kryptomlagringen. Figuren er hentet fra brukermanualen.

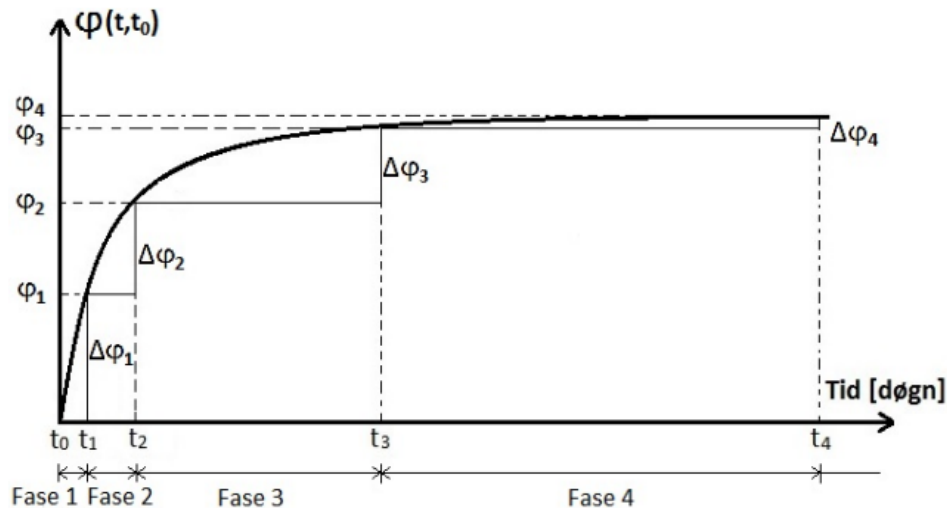
NovaFrame gir to muligheter for å implementere kryptet, enten ved å skrive inn kryptallene direkte eller indirekte ved å gi en alder av betong når betongen først ble lastet og start- og sluttidspunkt for gjeldende krype fase. Det er i denne oppgaven valgt å legge inn kryptallene direkte og beregne disse manuelt for så og implementere de inn i programmet. Dette er gjort for å ha mer kontroll over kryptallutviklingen og tildelingen til de ulike elementene, da det er så mange seksjoner som lastes ulikt med ulik alder.

Ved input av kryptet i programmet må det først defineres kryptkombinasjoner, her velger man hvilke statiske laster som bidrar til kryptet og når de virker. Det lages kombinasjoner for hver byggefase med de lastene som virker i tilhørende byggefase og kombinasjoner for ferdigtilstand, 1 år, 40 år og 100 år. Lastene som inngår i de ulike kombinasjonen er egenvekten til alle tidligere støpte seksjoner, tilsvarende all spennarmeringen som er lagt inn i gjeldene kombinasjon og vekten av forskalingsvogn i gjeldene byggefase. Videre defineres kryplaster, her legger man inn hvilke elementer som inngår i kryptkombinasjonen, med tilhørende kryptall.

Siden kryptallene er beregnet manuelt og implementert i NovaFrame må hvert element tildeles et individuelt kryptall for hver fase som beregningen i 7.5.1.1 og vedlegg 3 viser. Dette på bakgrunn av at all lasten ikke påføres samtidig og fordi hvert element har et eget kryptall på grunn av at de har ulike tverrsnittshøyder og de støpes på ulik tid. Kryptet utvikler seg i hele livsløpet til brua. Totalt kryp fordeles utover syv dager lange byggefaser, og

tilsvarende dager mellom de ulike ferdigtilstandene. For å fordele kryptet benyttes delkryptallet som endringen av kryptet med tiden som figur 45 illustrerer.

$$\Delta\varphi_i = \varphi(t_i, t_0) - \varphi(t_{i-1}, t_0)$$



Figur 45: Kryptallutvikling

Delkryptet blir videre superponert til total kryptdeformasjon.

$$\Delta_{element\ i, total} = \Delta_{element\ i, byggefase\ n} + \Delta_{element\ i, byggefase\ n+1} + \dots + \Delta_{element\ i, 100\ \text{år}}$$

Ved å benytte metoden med delkryp, er det viktig at t_0 holdes konstant for ikke å få med den store krypt endringen som oppstår i starten. Når tiden går mot uendelig går $\Delta\varphi \rightarrow 0$. På den måten får man beskrevet endringen i kryptutviklingen for hvert element gjennom hele livsløpet. Kryptet er som tidligere nevnt stort i starten og avtar med tiden. Siden brua er statisk bestemt frem til sammenkobling vil ikke kryptet gi tvangskrefter før etter byggefase 19. Da er store deler av kryptet for de tidligere elementene allerede fått utviklet seg, mens de siste elementene vil bidra til tvangskreftene fra kryptdeformasjonen.

7.2.2 Svinn

Etter at betongen er ferdig støpt vil vannet i betongen bli transporter ut av betongen, dette er uttørking. I store tverrsnitt vil dette ta lang tid. Det autogene svinnet er et resultat av fasthetsutviklingen til betongen. Betongen vil utvikle mye av fastheten sin i et tidlig stadium som igjen fører til at det autogene svinnet skjer i et tidlig stadium.

Resultatet av svinn er at betongen vil krympe og derfor trekke seg sammen. I byggeperiode i en FFB bru vil det ikke oppstå tvangskrefter fra svinnet. I ferdigtilstand vil det derimot oppstå tvangskrefter. Grunnen til at det oppstår tvangskrefter er at brubanen trekker seg sammen og søylene vil "jobbe imot" denne sammentrekningen. Den beste metoden for å beregne svinnets virkning på brua hadde vært å beregne svinnet for en og en byggefase.

Svinnet er beregnet i henhold til NS-EN 1992-1-1 3.1.4(6):

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

Hvor

- ε_{cs} er den totale svinntøyningen
- ε_{cd} er svinntøyningen ved uttørking
- ε_{ca} er den autogene svinntøyningen

I denne oppgaven er det valgt å gjøre noen forenklinger. Det er valgt å finne svinnet tre steder på FFB-delen og en for resten av bruen. Dette er valgt for at svinnet som lager tvangskrefter i bruen etter sammenkobling skal være ganske nøyaktig.

FFB-delen er delt opp i tre deler. Elementene som er valgt er 4030, 4090 og 4150. Disse vil representere gjennomsnitts tverrsnitt av hver sin del og vil derfor ha forskjellig gjennomsnittlig alder, henholdsvis 105, 65 og 21 dager før sammenslåing. Resten av brua er beregnet med element 2060 og gjennomsnittlig alder er 133 dager. Dette fører til at resultat ikke blir 100 %, men det vil gi en god tilnærming.

7.2.2.1 Utregning av svinn

Betong:

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

Luftfuktighet $RH = 70\%$ og $RH_0 = 100\%$ for brudekke i henhold til N400 7.2.3

Sementklasse N gir: $\alpha_{ds1} = 4$ og $\alpha_{ds2} = 0,12$ I henhold til NS-EN 1992-1-1 tillegg B.2

$\epsilon_{cd,0}$ er nominell verdi for uhindret uttørkingssvinn [15].

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \left((220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right) 10^{-6} * \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\epsilon_{cd,0} = 3,621 * 10^{-4}$$

der

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right) = 1,01835 \quad (B.12)$$

Element 4030:

$$A = 1,122 * 10^7 \text{mm}^2$$

$U = 34\,018$ mm omkretsen av brua som er eksponert for uttørking.

$$h_0 = \frac{2A}{u} = 659,7\text{mm}$$

$k_n = 0,7$ fra tabell 3,3

Beregning av total svinntøyning:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd,36500d} + \epsilon_{ca\,36500d} - (\epsilon_{cd105d} + \epsilon_{ca105d})$$

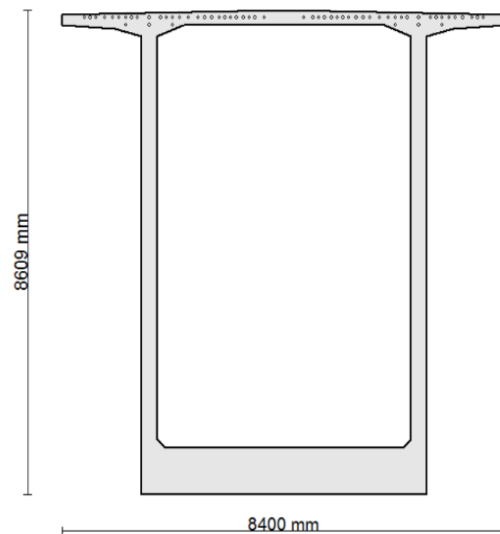
Uttørkingssvinn:

$\epsilon_{cd,36500d}$: Tidsbetraktning: $t = 36500\text{døgn}$ $t_s = 3\text{døgn}$

$$\epsilon_{cd,36500d} = \beta_{ds}(t, t_0) * k_h * \epsilon_{cd,0} = 2,489 * 10^{-4}$$

Der

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} = 0,982$$



$\varepsilon_{cd,105d}$: Tidsbetraktning: $t = 105\text{døgn}$ $t_s = 3\text{døgn}$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} = 0,1308$$

$$\varepsilon_{cd105d} = \beta_{ds}(t_{105}, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} = 3,3154 * 10^{-5}$$

Autogene svinnet:

$$\varepsilon_{ca\ 36500d} = \beta_{as}(365000) * \varepsilon_{ca}(\infty) = 5x10^{-5}$$

Der

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 5x10^{-5}$$

$$\beta_{as}(365000) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1$$

$$\varepsilon_{ca\ 105d} = \beta_{as}(105) * \varepsilon_{ca}(\infty) = 4.355x10^{-5}$$

$$\beta_{as}(105) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 0,871$$

Totale svinnet:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd,36500d} + \varepsilon_{ca\ 36500d} - (\varepsilon_{cd105d} + \varepsilon_{ca105d}) \\ &= 2,489 * 10^{-4} + 5x10^{-5} - (3,3154 * 10^{-5} + 4.355x10^{-5}) \\ &= 2.222 * 10^{-4} \end{aligned}$$

Utrekningen viser som forventet at store deler av det autogene svinnet har skjedd etter 105 dager.

87 % av det autogene svinnet har oppstått, mens bare 7,5 % av uttørkingssvinnet har skjedd.

Under er resultatene vist for resterende elementer, detaljutregningene ligger i vedlegg 2.

Element 4030

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd,36500d} + \varepsilon_{ca\ 36500d} - (\varepsilon_{cd105d} + \varepsilon_{ca105d}) \\ &= 2,489 * 10^{-4} + 5x10^{-5} - (3,3154 * 10^{-5} + 4.355x10^{-5}) \\ &= 2.222 * 10^{-4} \end{aligned}$$

Element 4090

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd,36500d} + \varepsilon_{ca\ 36500d} - (\varepsilon_{cd63d} + \varepsilon_{ca63d}) \\ &= 2,5 * 10^{-4} + 5x10^{-5} - (2,724 * 10^{-5} + 3,978 * 10^{-5}) \\ &= 2,3298 * 10^{-4}\end{aligned}$$

Element 4150

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd,36500d} + \varepsilon_{ca\ 36500d} - (\varepsilon_{cd21d} + \varepsilon_{ca21d}) \\ &= 2,623 * 10^{-4} + 5x10^{-5} - (1,265 * 10^{-5} + 3 * 10^{-5}) \\ &= 2,697 * 10^{-4}\end{aligned}$$

Element 2060

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd,36500d} + \varepsilon_{ca\ 36500d} - (\varepsilon_{cd21d} + \varepsilon_{ca21d}) \\ &= 2,602 * 10^{-4} + 5x10^{-5} - (7,545 * 10^{-5} + 4,5 * 10^{-5}) \\ &= 1,8975 * 10^{-4}\end{aligned}$$

Tabell 3: Resultat av svinntøyningen

Element	Svinntøyningen, ε_{cs}
4030	$2,222 * 10^{-4}$
4090	$2,3298 * 10^{-4}$
4150	$2,697 * 10^{-4}$
2060	$1,8975 * 10^{-4}$

7.2.2.2 Svinn i NovaFrame

NovaFrame gir muligheten til å legge inn svinn direkte til tilhørende elementer ved å legge inn verdiene i tabell 3 over. Svinnet legges inn som input under fanen *load* som har en egen lasttype for svinn. Verdiene blir lagt inn med negativt fortegn og NovaFrame beregner deretter kreftene som oppstår i konstruksjonen på grunn av svinnet.

7.3 Forspenningslast

I konstruksjoner med store spenn vil spennarmering ofte bli brukt for å gjøre konstruksjonen slankere eller gjøre det mulig å bygge konstruksjonen. Herøybruas hovedspenn er på 150 meter så her er det naturligvis lagt inn spennarmering. Spennarmeringen blir ført inn i rør som ligger betongen også spent opp for å motvirke egenvekten til betongen. Dette kalles etteroppspanning. Spennarmeringen er helt avgjørende for at FFB-bruer skal kunne bære seg selv i byggefasen uten understøttelse.

Etter oppspanning av kablene vil det oppstå tap av kraften kablene ble spent opp med. Det skiller mellom to typer tap, de umiddelbare tapene og langtidstapene. De umiddelbare tapene er låstap, friksjonstap og temperatur. Temperatur er ikke relevant i en etteroppspent konstruksjon. Låstapet er et resultat av at kabelen "glipper" litt rett etter man har spent den opp og hvor mye den glipper er levert av leverandøren. I denne oppgaven er det antatt 5 mm da det ikke fremkommer i arbeidstegninger.

Friksjonstapet er et resultat av at kabelen og kabelrøret krummer. Dette vil føre til at det oppstår krefter fra kabelen normalt på kabelrøret. Disse kreftene vil føre til friksjonskrefter som virker langs spennarmeringen motsatt vei i forhold til oppspenningskraften. Krumningen i kabelrøret deles inn i to. Det er kurvaturen som er planlagt for eksempel er det ønskelig med en parabolform på spennarmeringen. Dette kalles kurvatureffekten. Den andre krumningen av røret kommer fra punktene der røret er festet. Jo lengre rør man har jo flere punkter trenger man og derfor kalles dette lengdeeffekten [6]. Friksjonskoeffisienten som er brukt i denne oppgaven er satt til 0,20

7.3.1 Tap av spennkraft– kryp, svinn og relaksasjon.

7.3.1.1 Kryp

Spennarmeringen påfører betongen spenninger fra øyeblikket kablene blir spent opp og videre i hele konstruksjonens livsløp. Dette vill da som med egenvekten føre til at betongen kryper sammen. Når betongen kryper vill det føre til et spenningstap i spennarmering.

For å finne virkningen av kryptet i betongen på spennarmeringen ble det i denne oppgaven kjørt to analyser. Den første med fulloppspanning og egenlast også den andre med fulloppspanning, egenlast og superegenvekt. Den første med E modul på 26400 MPa den andre med en "langtids E-modul" $E_{CL} = \frac{26400}{1+1.9} = 9103$ MPa. Det ble valgt et representativt element for å finne kryptet i spennarmering. Element 4320 ble valgt på grunn av det har et midlere moment og normal kraft.

Første analyse: Tverrsnitt element 4320

Betong:

$$E_{c,korttid} = 26400 \text{ MPa}$$

Resultat fra NovaFrame:

$$= 18\,358 \text{ kNm (strekk på undersiden)}$$

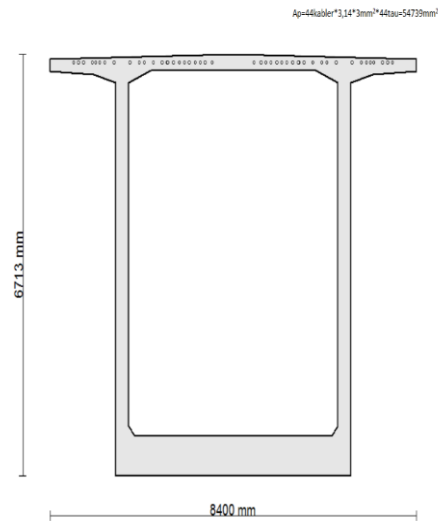
$$N = -61237,7 \text{ kN}$$

$$A = 9171000 \text{ mm}^2$$

$$I = 6,356 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$y_{fra,uk} = 3051,2 \text{ mm}$$

$$y_{fra,ok} = 3661,8 \text{ mm}$$



$$\text{Formel: } \sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\text{Spenningsene i UK betong: } \sigma_{ck}^u = -5,796 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Spenningsene i OK betong: } \sigma_{ck}^o = -7,735 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Spenningsene i spennstålet: } \sigma_{p,ck} = -7,67 \text{ N/mm}^2$$

Andre analyse: Tverrsnitt element 4320

Her måtte det beregnes tyngdepunkt og annet arealmoment.

$$\text{Betong: } E_{c,langtid} = 9103 \text{ MPa}$$

Spennstålet:

$$E = 195000 \text{ N/mm}^2 \quad A_p = 54739 \text{ mm}^2$$

Resultat fra NovaFrame:

$$M = 8314,6 \text{ kNm (strekk på undersiden)}$$

$$N = -58013,4 \text{ kN}$$

$$I = 7,772 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$y_{fra,uk} = 3491,4 \text{ mm} \quad y_{fra,ok} = 3221,6 \text{ mm}$$

Utgning:

$$\eta - 1 = \frac{195000}{8419,3} - 1 = 22,16$$

$$A_t = 5400\text{mm} * 637\text{mm} + 2 * 300\text{mm} * 5806\text{mm} + 270\text{mm} * 8400\text{mm} + 22,16 * 54739\text{mm}^2 = 10404416,2\text{mm}^2$$

$$y_{t,uk} = \frac{5400\text{ mm} * 637\text{ mm} * 318,5\text{ mm} + 2 * 300\text{ mm} * 5806\text{ mm} * 3540\text{ mm} + 270\text{ mm} * 8400\text{ mm} * 6578\text{ mm} + 22,16 * 54739\text{ mm}^2 * 6578\text{ mm}}{10404416,2\text{ mm}^2}$$

$$y_{t,uk} = 3491,4\text{mm}$$

$$I_{ck} = 5400\text{mm} * 637\text{mm}(3491,4 - 318,5)^2 + 2 * 300\text{mm} * 5806\text{mm}(3540 - 3491,4)^2 + 270\text{mm} * 8400\text{mm}(6578 - 3491,4)^2 + 22,16 * 54739\text{mm}^2(6578 - 3491,4)^2 + \frac{5400\text{mm} * 637^3\text{ mm}^3}{12} + \frac{2 * 300\text{mm} * 5806^3\text{mm}^3}{12} + \frac{8400\text{mm} * 270^3\text{mm}^3}{12} = 7,772 * 10^{13}\text{mm}^4$$

Spenningsene i UK betong: $\sigma_{cl}^u = -5,2\text{ N/mm}^2$

Spenningsene i OK betong $\sigma_{cl}^o = -5,92\text{ N/mm}^2$

Spenningsene i spennstålet $\sigma_{p,cl} = -5,9\text{ N/mm}^2$

Tøyingsreduksjonen i betongen blir da:

$$\text{Kortid: } \varepsilon_{ck}^t = \Delta\varepsilon_{ck}^t = \frac{\sigma_{p,ck}}{E_k} = -2,9 * 10^{-4}$$

$$\text{Langtid: } \varepsilon_{cl}^t = \Delta\varepsilon_{cl}^t = \frac{\sigma_{p,cl}}{E_l} = -6,48 * 10^{-4}$$

$$\text{Tøyning i kabelaen: } \Delta\varepsilon_p = (6,48 - 2,9) * 10^{-4} = 3,58 * 10^{-4}$$

Spenningsendringen i spennarmering:

$$\Delta\sigma_{pk} = \Delta\varepsilon_{pk} * E_p = -2,9 * 10^{-4} * 195000\text{N/mm}^2 = -56,55\text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pL} = \Delta\varepsilon_{pL} * E_p = -6,48 * 10^{-4} * 195000\text{N/mm}^2 = -126,4\text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,krypp} = \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = 69,8\text{ N/mm}^2$$

Dette fører til tap av spennkraft på grunn av kryp:

$$\frac{69,8 \text{ N/mm}^2}{1770 * 0,8} = 0.05 \Rightarrow 5\%$$

7.3.1.2 Svinn

Når betonger svinner og blir "kortere" vil det føre til at spennarmeringen blir tvunget av betongen til også å bli kortere. Dette vil da føre til tap av spennkraft. Siden svinn ikke har med laster å gjøre, men med betongens uttørking blir den gjennomsnittlige svinntøyningen beregnet i kapittel 7.2.2- Svinn i betong, brukt for å finne svinn tapet i kablene.

Fra kapittel 7.2.2 om svinn i betongen ble det funnet at svinntøyningene i elementene 4030, 4090 og 4150:

$$\varepsilon_{cs,4030} = 2,222 * 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs,4090} = 2,3298 * 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs,4150} = 2,697 * 10^{-4}$$

$$\text{Svinn i spennarmeringen: } \Delta\varepsilon_{p,svinn} = \frac{\sum \varepsilon_{cs,x}}{n} = 2,416 * 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn} * E_p = -2.416 * 10^{-4} * 195000 \text{ N/mm}^2 = -47,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow -\frac{47,1 \text{ N/mm}^2}{1770 * 0.85} = -0.031 \Rightarrow 3.1\%$$

Ved føreropspente konstruksjoner er det heften mellom betongen og spennarmeringen som overfører kreftene fra spennarmeringen til betongen. I dette tilfelle ville også spennarmeringen jobbe mot svinnet. Ved etteropspente konstruksjoner er det heft mellom de ulike komponentene, men hvor stor denne heften er, er usikkert. Kunne antageligvis regnet med 100 % heft da ville man fått en reduksjon av svinnet:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} * A_t} + \frac{N_s * (e - y_t)^2}{E_{middel} * I_t} \quad \text{I henhold til betongkonstruksjoner.}$$

Det er valgt å se bort ifra dette. Det som er gjort er uansett konservativt.

7.3.1.3 Relaksasjon

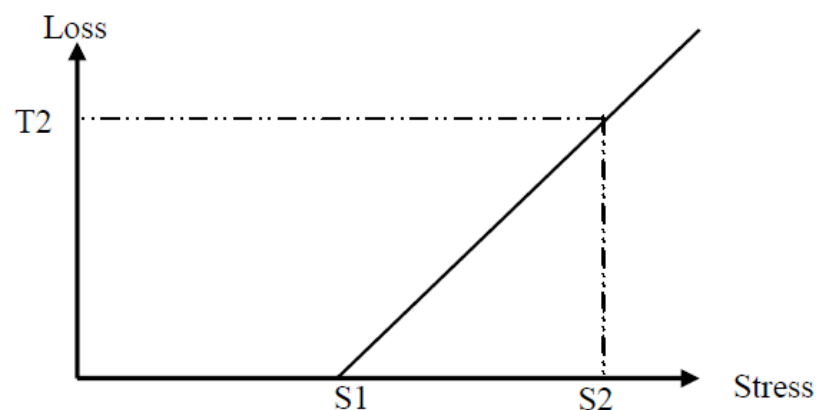
Relaksasjon oppstår i spennstålet og er et resultat av at stålet er i strekk tøyning over en lang tidsperiode. Da vil stålet begynne å strekke seg og det vil da føre til et tap i spennkraft, akkurat som betongen kryper ved belastninger over en lang tidsperiode. Det skilles mellom tre relaksasjonsklasser:

NS-EN 1992-1-1, 3.3.2(4)

- Klasse 1: tråd eller tau- vanlig relaksasjon
- Klasse 2: tråd eller tau- lav relaksasjon
- Klasse 3: varmvalsede og bearbeidede stenger

Klasse 2 tråd eller tau- lav relaksasjon er den relevante i denne oppgaven. Relaksasjonstapet legges inn direkte i NovaFrame som parametere, disse er vist i kapittel 6.6 i tabell 2. Verdiene for relaksasjonstapet er hentet fra katalogen for spennarmeringen [5].

NovaFrame beregner automatisk tapet fra relaksasjonen og de andre tapene på bakgrunn av den inputen av ulike parametere som legges inn i programmet. Det legges inn relaksasjonstap ved to gitte spenninger som vist i tabell 2, kapittel 6.6.



Figur 46: Relaksasjonstap i NovaFrame

7.4 Naturlaster

Naturlaster er laster som skyldes klima og andre naturgitte forhold hvor brua befinner seg. Lastene baserer seg på målinger og observasjoner med en returperiode på 50 år. Her blir vindlast og temperaturlast beskrevet under i kapitlet.

7.4.1 Vindlast

Ved dimensjonering av vind er det brukt NS-EN 1991-1-4: Vindlaster og Håndbok N400.

I denne oppgaven er det antatt at bruas høyeste egensvingeperiode er $< 2s$. I henhold til HB N400, 5.4.3.1 tilhører FFB-bruer i ferdigtilstand vindlastklasse 1. Vindlastklasse 2 ville vært relevant hvis vi skulle sett på laster i byggetilstanden.

Ved dimensjonering av vind i vindlastklasse 1 skal det kontrolleres uten trafikklast i brudd- og bruksgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 50 år. Trafikklasten skal ikke betraktes da bruer stenges for trafikk ved store vindlaster. Brua skal også dimensjoneres i brudd- og bruksgrensetilstand for samtidighet av vind- og trafikklast. I dette tilfelle er kastvindhastigheten 35 m/s, mens stedvindhastigheten må bestemmes selv. Det skal sjekkes vind laster fra tre retninger på brua. De tre retningene er i henhold til NS-EN 1991-1-4:

- x-retning: Retningen parallelt med brudekkets bredde, vinkelrett på spennet
- y-retning: Retningen langs spennet
- z-retning: Retningen vinkelrett på dekket

x -og y-retningen oppstår ikke samtidig, mens vindkraften i z-retning vinkelrett på dekket oppstår på grunn av en kombinasjon av vind i mange retninger. Vindkraften i z-retningen kan virke både oppover og nedover. Vindlasten som virker oppover er neglisjert da den virker gunstig for brua i forhold til permanente laster.

Fra NS-EN 1991-1-4, NA tabell 901.1 er referansevindhastigheten $v_{b,0}=30\text{m/s}$ for Herøy i Møre og Romsdal. Referansevindhastigheten benyttes ved dimensjonerende vindkraft uten trafikk, med basisvindhastighet lik 30 m/s.

For vindlast med trafikk beregnes basisvindhastigheten på grunnlag av maksimal vindkasthastighet før bruer stenges lik 35 m/s. Basisvindhastigheten ved dimensjonerende vindkraft med trafikk ble da 18,79 m/s. Beregning av vindkreftene er vist under:

Vind uten trafikk for Herøy i Møre og Romsdal

$$v_{b,0} = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{tabell NA 4(901.1)}$$

Basisvindhastigheten bestemmes:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} * v_{b,0} \quad (\text{NA. 4.1})$$

$c_{alt} = 1$ er en nivåfaktor

$c_{dir,x} = 1$ retningsfaktor i y-retning, her fra nord i henhold til bruplassering
 $c_{dir,y} = 0,8$ retningsfaktor i y-retning, her fra nord i henhold til bruplassering
 $c_{season} = 1$ er en årstidsfaktor kan velges lik 1 i henhold til NA.4.2(2)P(901.3)
 $c_{prob} = 1$ er en faktor som brukes når returperioden velges forskjellig fra 50 år
 $v_b = 30\text{m/s}$

Videre er NS 1991-1-1 benyttet.

4.3 Middelvind:

$$v_m(Z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \quad (4.3)$$

$c_r(z)$ er ruhetsfaktoren

$c_0(z)$ er terrengformfaktor settes til 1

4.3.2 Terrengruhet:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,36 \quad (4.4)$$

$z = 30\text{m}$ (en midlere verdi av hele bruens høyde)

Tabell 4.1, terrengkategori 1 gir: $z_{min} = 1$ og $z_0 = 0,01$

$z_{max} = 200\text{m}$

$z_{0,11} = 0,05\text{m}$ fra tabell 4.1 terrengkategori 2.

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07} = 0,17 \quad (4.5)$$

$c_0(z) = 1$

$$v_m(Z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 40,8\text{m/s} \quad (4.3)$$

4.4 Vindturbulens:

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_I = 5,1\text{m/s} \quad (4.6)$$

$k_r = 0,17$

$k_I = 1$

$v_b = 30\text{m/s}$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = 0.125 \quad \text{Turbulensintensiteten} \quad (4.7)$$

4.5 Vindkasthastighetstrykk

$$q_p(z) = (1 + 2k_p * I_v(z)) * 0,5 * v_m(z)^2 * \rho$$

$$= 1,95 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Vindkasthastighetstrykket} \quad (4.8)$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{lufttettheten}$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad \text{eksponeringsfaktoren} \quad (4.9)$$

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5625 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Basisvindhastighetstrykket} \quad (4.10)$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = 3,47$$

8.3.2:

Kraft i x-retning- Forenklet metode da det er vurdert at dynamisk responsberegning ikke er nødvendig.

Bruen blir delt inn i 4 deler:

- 1: Felt 1
- 2: Felt 2
- 3: FFB delen
- 4: Felt 6 og 7(fuge)

$$F_w = 0,5 * \rho * v_b * C * A_{ref,x}$$

hvor: $C = c_e * c_{f,x}$

$$c_e = 3,47$$

$c_{f,x}$ er gitt i 8.3.1

$A_{ref,x}$ er referansearealet

8.3.1, tabell 8.1, for alle felt

$$d_{tot} = d + 0,6m$$

$$d_{1,tot} = 2,02m + 0,6m = 2,62m$$

$$d_{2,tot} = 2,5m + 0,6m = 3,1m$$

$$d_{3,tot} = 6,5m + 0,6m = 7,1m$$

$$d_{4,tot} = 2,5m + 0,6m = 3,1m$$

Bruker figur 8.3 til å finne kraftfaktoren $c_{f,x}$

$$\frac{b_1}{d_1} = \frac{8,9m}{2,62m} = 3,4 \Rightarrow c_{f,x1} = 1,4$$

$$\frac{b_2}{d_2} = \frac{8,4m}{3,1m} = 2,71 \Rightarrow c_{f,x2} = 1,7$$

$$\frac{b_3}{d_3} = \frac{8,4m}{7,1m} = 1,18 \Rightarrow c_{f,x3} = 2,3$$

$$\frac{b_4}{d_4} = \frac{8,4m}{3,1m} = 2,71 \Rightarrow c_{f,x4} = 1,7$$

8.3.2

$$A_{ref,x,1} = d_{1tot} * 1 \frac{m}{m} = 2,62 \frac{m^2}{m}$$

$$A_{ref,x,2} = d_{1tot} * 1 \frac{m}{m} = 3,1 \frac{m^2}{m}$$

$$A_{ref,x,3} = d_{1tot} * 1 \frac{m}{m} = 7,1 \frac{m^2}{m}$$

$$A_{ref,x,4} = d_{1tot} * 1 \frac{m}{m} = 3,1 \frac{m^2}{m}$$

$$C_1 = c_e * c_{f,x1} = 4,858$$

$$C_2 = c_e * c_{f,x2} = 5,899$$

$$C_3 = c_e * c_{f,x3} = 7,981$$

$$C_4 = c_e * c_{f,x4} = 5,899$$

$$F_{w1} = 0,5 * \rho * v_b * C_1 * A_{ref,x} = 7,16kN/m$$

$$F_{w2} = 0,5 * \rho * v_b * C_2 * A_{ref,x} = 10,29kN/m$$

$$F_{w3} = 0,5 * \rho * v_b * C_3 * A_{ref,x} = 31,87kN/m$$

$$F_{w4} = 0,5 * \rho * v_b * C_4 * A_{ref,x} = 10,29kN/m$$

Kraft i z-retning:

$$F_{wz} = 0,5 * \rho * v_b * C_z * A_{ref,z}$$

$$C_z = c_e * c_{f,z} = 3,123$$

8.3.3(1)

$$Kraftfaktor\ c_{f,z} = 0,9$$

$$A_{ref,z} = 8,4m * 1 \frac{m}{m} = 8,4 \frac{m^2}{m}$$

$$F_{wz} = 14,757kN/m\ over\ hele\ bru\ en.$$

Vind i samtidighet med trafikklast

Skal nå finne vindlasten som skal brukes sammen med trafikklast i z retningen.

Fra HB N400 pkt. 5.4.3.3 står det at vindlasten beregnes med et vindfelt hvor vindkasthastigheten $v_{p,trafikk}(z)$ ved kjørebans høyeste punkt er lik 35 m/s.

Må derfor finne ny middelvind $v_m(z)$ og basisvindhastigheten (v_b)

Målet er å finne:

$$F_{w,z} = 0,5 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,z} \quad \text{linn 8.2}$$

der

$$\rho = 1,25$$

$$C = c_e(z) * c_{f,z}$$

$$c_{f,z} = + - 0,9$$

$$c_e(z) = \frac{q_{p(z)}}{q_p}$$

Stedsvindhastighet med trafikk

$$v_{m,trafikk} = \frac{v_{p,trafikk}}{\sqrt{1 + 2 * k_p * I_v}} = 25,56m/s$$

$$k_p = 3,5$$

Basisvindhastighet:

$$v_{b,trafikk} = \frac{v_{m,trafikk}}{C_r(z)C_o(z)} = 18,79m/s$$

Vinkasthastighetstrykket, NA-4.5

$$q_p(z) = (1 + 2k_p * I_v(z)) * 0,5 * v_{m,trafikk}(z)^2 * \rho = 765,6 N/m^2$$

$$q_b = 0,5 * \rho * v_{b,trafikk}^2 = 220,66 N/m^2$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_p} = 3,52$$

$$C = c_e(z) * c_{f,z} = 0,9 * 3,52 = 3,168$$

$$A_{ref,z} = b * 1 \frac{m}{m} = 8,4 \frac{m^2}{m} \text{ bruens er like bred over hele så trenger bare finne et areal.}$$

$$F_{w,z} = 0,5 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,z} = 5,872 kN/m$$

Resultatet av vindkreftene som virker på bru er vist i tabell 4:

Tabell 4: Vindlaster som inngår i NovaFrame

Brudel	Last i x retning [kN/m]	Last i z retning [kN/m]	Last i z retning (med trafikk) [kN/m]
Felt 1	7,16	14,757	5,872
Felt 2	10,29	14,757	5,872
FFB delen	31,87	14,747	5,872
Felt 6-fuge	10,29	14,747	5,872

Grunnen til at kreftene i x-retningen varierer så mye i forhold til z-retning er at arealet vinden angriper på varierer. Derfor er det naturlig at FFB-delen blir påført størst last. I z-retningen er det mange andre krefter som virker sammen med vindkraften, men grunnen til at x-retningen er interessant å se på er at brua ikke er like stiv i denne retningen og det er derfor mulig at man må ta med andreordenseffekter fra for eksempel egenvekten. Da kan disse kreftene muligens bli dimensjonerende ut av planet.

7.4.2 Temperaturlast

I henhold til N400, 5.4.8.1 er den termiske påvirkningen sammensatt av virkningene fra:

- jevnt fordelt temperaturandel
- vertikal lineært varierende temperaturandel (evt. Ikke lineært)
- horisontal lineært varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendig og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Temperaturlastens effekt beregnes etter NS-EN 1991-1-5 kapittel 6, Temperaturendringer i bruer, samt tilhørende punkter i nasjonalt vedlegg. I samråd med veileder tas det i denne oppgaven kun hensyn til de tre første punktene, de to resterende neglisjeres. I henhold til NS-EN 1991-1-5. 6.1.1 deles bruoverbygningen inn i ulike typer, siden Herøybrua er en betongbru med kassetversnitt klassifiseres den til type 3.

7.4.2.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Jevnt fordelt temperaturandel vil gi en temperaturendring som er lik for alle områder av brua og som vil føre til at alle deler påvirkes likt. Dette vil påføre tvangsspenninger i systemer som ikke får utvide seg fritt, som følge av ulike typer opplagring og type konstruksjon. I Herøybrua er søylene i akse 3 og 4 fast innspente, så det forventes tvangsspenninger. I henhold til NS-EN 1991-1-5. 6.1.3 bestemmes først øvre- og nedre representative lufttemperatur for byggeplassen (T_{min} og T_{max}), samt bruområdets initialtemperatur T_0 . Deretter beregnes den laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel, $T_{e,min}$ og $T_{e,max}$, basert på disse. Tilslutt beregnes den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall ($\Delta T_{N,con}$) som følge av nedkjøling og maksimal temperaturekspansjonsintervall ($\Delta T_{N,exp}$) som følge av oppvarming.

Følgende verdier for Herøybrua finnes i NS-EN1991-1-5, nasjonalt tillegg NA:

$$\begin{aligned}T_0 &= 10 \text{ }^\circ\text{C} && (N.A.A.1(3)) \\T_{min} &= -20 \text{ }^\circ\text{C} && (Figur NA.A2) \\T_{max} &= 34 \text{ }^\circ\text{C} && (Figur NA.A1)\end{aligned}$$

I følge NS-EN 1991-1-5, NA.6.1.3 blir:

$$\begin{aligned}T_{e,min} &= T_{min} + 8^\circ\text{C} = -12^\circ\text{C} \\T_{e,max} &= T_{max} - 3^\circ\text{C} = 31^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Videre blir ifølge NS-EN 1991-1-5, 6.1.3.3(3):

$$\begin{aligned}\Delta T_{N,con} &= T_0 - T_{e,min} = 22^\circ\text{C} \\ \Delta T_{N,exp} &= T_{e,max} - T_0 = 21^\circ\text{C}\end{aligned}$$

7.4.2.2 Vertikalt varierende temperaturandel

På grunn av temperaturvariasjoner mellom oversiden og undersiden av overbygningen, vil brua krumme seg og det vil oppstå krefter på grunn av fastholdingssituasjonen.

Temperaturvariasjonene skyldes i hovedsak at solstråler treffer overflaten og varmes opp raskere enn undersiden og motsatt ved nedkjøling.

NS-EN 1991-1-5, 6.1.4 gir to metoder for å bestemme vertikal temperaturandel. Metode 1, som benyttes i denne oppgaven, tar hensyn til en ekvivalent lineært varierende temperaturdifferanse. Denne antas å være tilstrekkelig. Metode 2 tar hensyn til en ikke-lineært varierende temperaturdifferanse.

Tabell NA.6.1 gir to tilfeller for metode 1:

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

Verdiene fra Tabell NA.6.1 er basert på betongbjelkebru med kassetversnitt og 50 mm beleggykkelse. For andre tykkelser skal faktoren k_{sur} multipliseres inn. Siden det ikke fremkommer noen beleggykkelse i arbeidstegningene av Herøybrua antas det at denne er 50 mm, som gir faktoren $k_{sur} = 1,0$. Dette er en konservativ antagelse.

7.4.2.3 Horisontalt varierende temperaturandel

I henhold til NS-EN 1991-1-5, 6.1.4.3 er det vanligvis kun nødvendig å ta hensyn til temperaturdifferanse i vertikal retning. I spesielle tilfeller hvor retning og utforming fører til at en side blir mer eksponert for sollys enn den andre siden bør det tas hensyn til en horisontal temperaturdifferanse. I denne oppgaven neglisjeres denne effekten, da det anses og ikke ha noen nevneverdig effekt.

7.4.2.4 Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser

De to overnevnte tilfellene vil i virkeligheten kunne opptre samtidig, det er derfor nødvendig å kombinere de ulike lasttilfellene slik at man får de ugunstige kombinasjonene. NS-EN1991-1-5, 6.1.5 gir følgende uttrykk (lastkombinasjon):

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

hvor $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$

Dette fører til 8 ulike temperaturlastkombinasjoner:

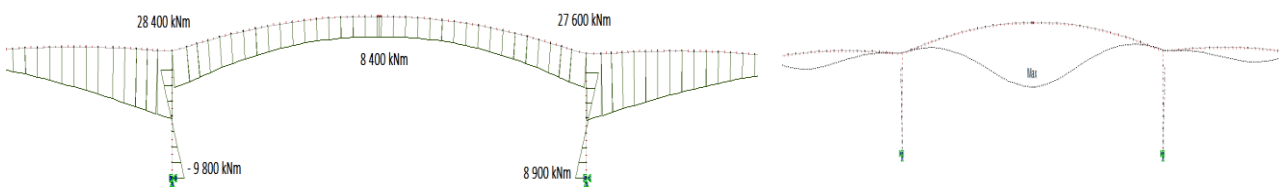
- | | |
|--|--|
| 1. $\Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,exp}$ | 5. $\omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$ |
| 2. $\Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,con}$ | 6. $\omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$ |
| 3. $\Delta T_{M,cool} + \omega_N * \Delta T_{N,exp}$ | 7. $\omega_M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

7.4.2.5 Temperaturlast i NovaFrame

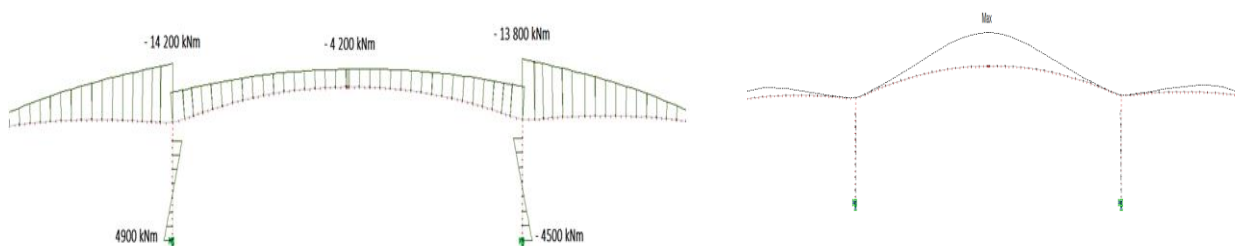
NovaFrame opererer med en input for jevnt fordelt og lineært varierende temperaturandel, disse legges inn for hvert element. Den jevnt fordelte temperaturandelen kan legges inn direkte som input. I og med at Herøybrua varierer i tverrsnitts tykkelse, vil den lineært varierende temperaturandelen endre seg som temperatur over høyden. Det må derfor legges inn manuelt i NovaFrame for hvert element. Det vil derfor være nødvendig å regne ut en gradient ($^{\circ}C/m$) for hvert element, dette er vist for et element i vedlegg 4. Videre er det beregnet gradienter for alle elementene i et regneark og implementert i NovaFrame. Den termiske koeffisienten for betong er forhåndsdefinert til $\alpha = 10^{-5} m/^{\circ}C$, denne brukes også i denne oppgaven.

Det ble i denne oppgaven valgt kun å regne ut $\Delta T_{N,con}$ og $\Delta T_{M,heat}$ for så å regne ut $\Delta T_{N,exp}$ og $\Delta T_{M,cool}$ med en negativ utregnet forholdstall. For $\Delta T_{M,cool}$ ble denne = $-0,5 (-5^{\circ}C / 10^{\circ}C)$ og $\Delta T_{N,exp}$ ble denne = $-0,955 (-21^{\circ}C / 22^{\circ}C)$ Dette er gjort for å forenkle inputen, da NovaFrame gir muligheten til å lage kombinasjonene med faktorer for de ulike lasttilfellene.

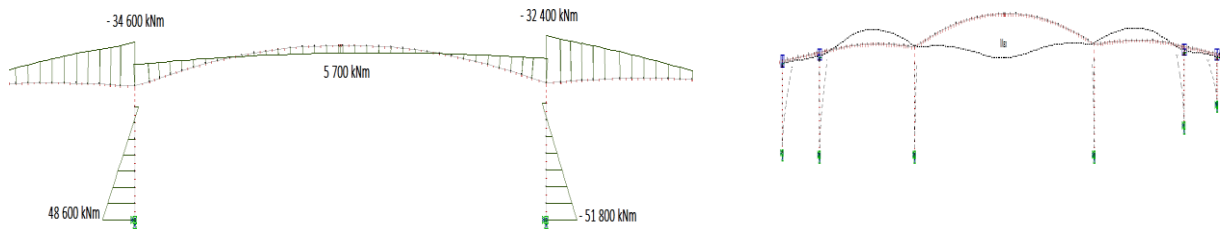
Temperatur gradient varmere overside, $\Delta T_{M,heat}$:



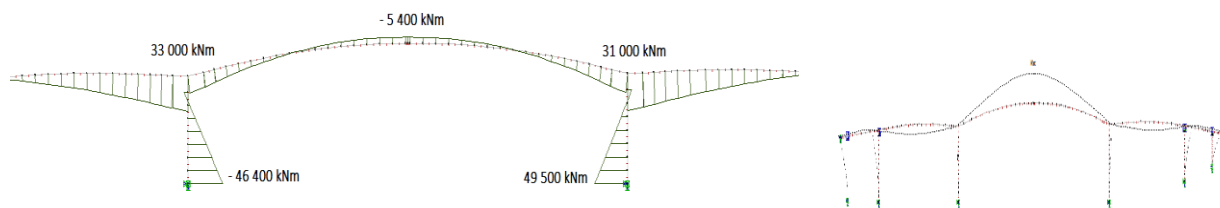
Temperatur gradient varmere underside, $\Delta T_{M,cool}$



Temperaturdifferanse kontraksjon, $\Delta TN.con$



Temperaturdifferanse ekspansjon, $\Delta TN.exp$



Ved å kombinere disse etter lastkombinasjonene som nevnt tidligere er det regnet hvilke kombinasjoner som er verst for søyle, akse over søyle og midtspenn. Under er det vist eksempel for søyle 4 og midtspenn. Disse er benyttet i lastkombinasjonene senere i oppgaven. Beregning er gjort i Excel og ligger vedlagt på minnepenn og i vedlegg 4.

Maks M søye akse 4:

$\Delta TN.con$	-51 830 kNm
$\Delta TN.exp$	49 497 kNm
$\Delta TM.heat$	8 892 kNm
$\Delta TM.cool$	-4 446 kNm

Kombinasjon 1	26 216 kNm
Kombinasjon 2	-9 248 kNm
Kombinasjon 3	12 878 kNm
Kombinasjon 4	-22 586 kNm
Kombinasjon 5	56 167 kNm
Kombinasjon 6	-45 160 kNm
Kombinasjon 7	46 163 kNm
Kombinasjon 8	-55 164 kNm

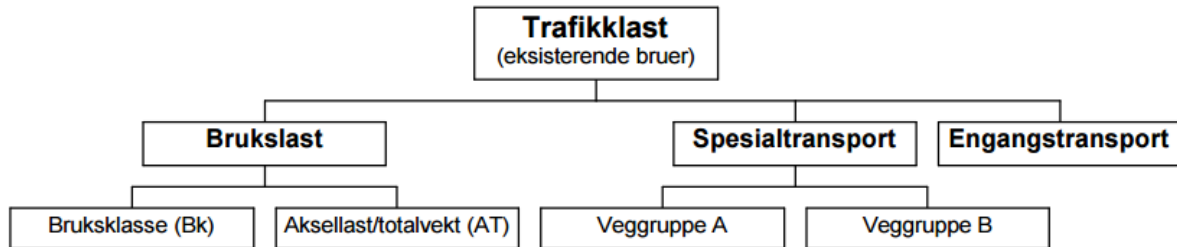
Maks M midtspenn

$\Delta TN.con$	5 686 kNm
$\Delta TN.exp$	-5 430 kNm
$\Delta TM.heat$	8 352 kNm
$\Delta TM.cool$	-4 176 kNm

Kombinasjon 1	6 452 kNm
Kombinasjon 2	10 342 kNm
Kombinasjon 3	-6 077 kNm
Kombinasjon 4	-2 186 kNm
Kombinasjon 5	834 kNm
Kombinasjon 6	11 950 kNm
Kombinasjon 7	-8 562 kNm
Kombinasjon 8	2 554 kNm

7.5 Trafikklast

Trafikklasten bestemmes i henhold til Håndbok R412. Trafikklast på eksisterende bruer er all trafikklast som tillates på det offentlige vegnett, og består av brukslaster, spesialtransport og engangstransporter som vist i figur 49.



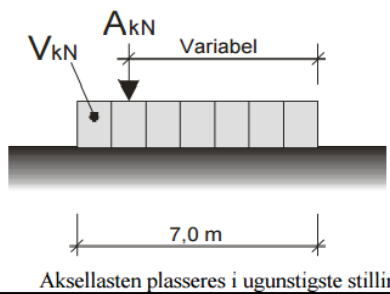
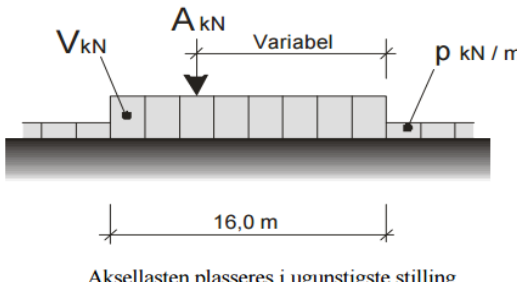
Figur 47: Trafikklast for eksisterende bruer fra HB R412

Brukslasten er den trafikken som kan kjøre fritt på det offentlige vegnett uten spesiell dispensasjon. Denne deles inn i bruksklasse (Bk) eller eventuelt aksellast/totalvekt(AT) hvis bruene ikke kan klassifiseres etter bruksklasse. Spesialtransport er kjøretøy eller vogntog som har spesielt stor totalvekt, aksellast og boggilast i forhold til brukslast. Disse krever dispensasjon for å kjøre, og det skal angis om de kan kjøre med eller uten følge. Engangstransport er kjøretøy eller vogntog med så stor totalvekt, aksellast og utforming at de fører til større påkjenninger enn spesialtransporten. Det forutsettes at slik transport kun forekommer en eller svært få ganger i bruas levetid. Disse krever dispensasjon for hver enkelt transport, med følge og instruksjoner om passeringsmåte av aktuelle bruer.

I tillegg til den vertikale lasten fra trafikken, oppstår det også horisontale laster. Under disse inngår bremselast, sidelast og sentrifugallast, disse kan ikke opptre alene, bare samtidig med de tilhørende vertikale lastene [4]. I denne oppgaven er det kun valgt å se på bremselasten, da denne vil bidra med moment i søylene. Sidelast og sentrifugal last er neglisjert på grunn av utformingen til brua, og anses å ikke være av noen nevneverdig betydning i de tverrsnittene som kontrolleres da det ikke er noen kurvatur før i enden av brua.

7.5.1 Bruksklasse

I henhold til HB R412, 3.2.1 er bruer prosjektert etter lastforskriftene fra 1969 eller senere, er det ikke nødvendig å foreta klassifisering av brua da alle tåler Bk10/50t. I og med at Herøybrua er prosjektert etter 1969, klassifiseres den derfor som Bk10/50t. Videre står at dimensjonerende last for bruer med lengre spenn bestemmes av kjøretøy eller vogntoglasten. Figur 50 viser et utdrag fra aktuelle laster som skal påføres.

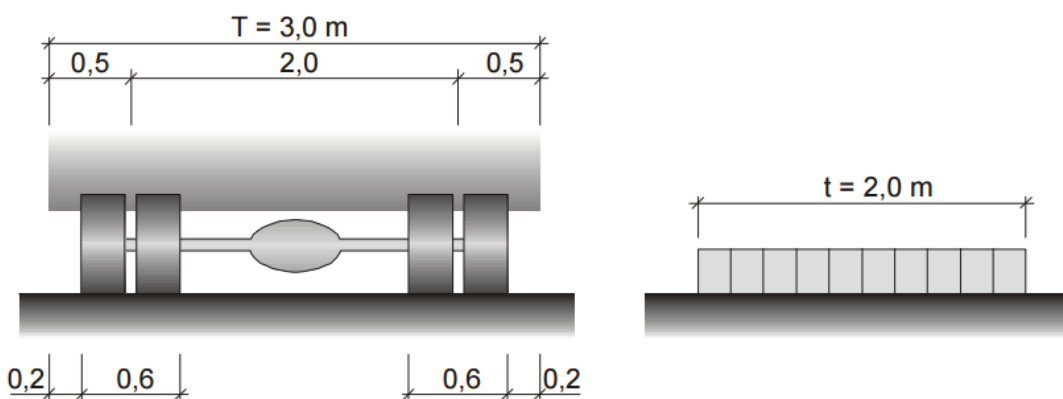
Lasttype	Lastkonfigurasjon (* H _{kN})	Bruksklasse	
			Bk10
Kjøretøylast		A	40
		V	300
Vogntoglast		A	40
		V	500
		p	6

Figur 48: Utdrag for trafikklasten Bk10/50t fra HB R412

I denne oppgaven er det kun valgt å se på vogntoglasten med jevnt fordelt trafikklast. Argumentet for dette er at brusplennene er over 16 meter og vogntog lasten med jevnt fordelt trafikk lasten vil sammenfalle i ugunstige plasseringer.

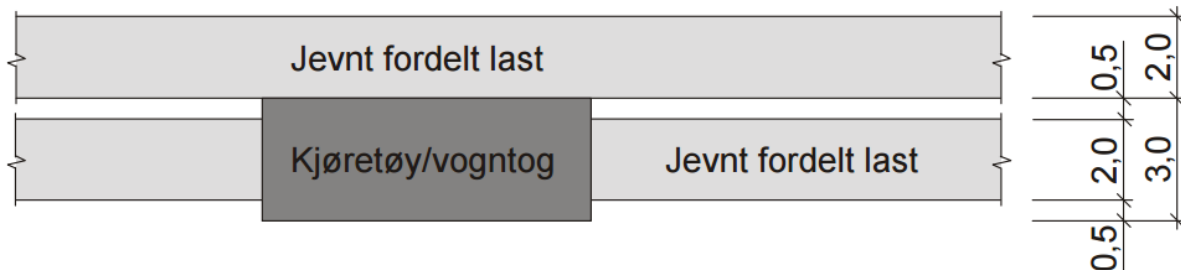
7.5.2 Lastplassering

Lastene skal i bruas lengderetning plasseres i ugunstige posisjoner for undersøkte snitt i brua. Lastfeltenes størrelse og plassering i tverretning er beskrevet kapittel 3.2.2 i HB R412. Her presiseres det at bredden for lastfelt for vogntog er 3,0 m, mens den jevnt fordelte trafikklasten på 6 kN/m har en bredde på 2 m. Dette er vist i figur 51, samt hjullastens anleggsflate på 0,6 m*0,2 m.



Figur 49: Føringsbredden for vogntog til venstre og lett trafikklast (6 kN/m) til høyre

Herøybrua har oppmerket et kjørefelt i hver retning og har en total føringsbredde på 7m fra sidekant til sidekant. Dette gir plass til en vogntoglast med jevnt fordelt trafikklast i begge kjøreretninger. Selv om føringsbredden er ulike for vogntog og fordelt last forutsettes de å ha samme eksentrisitet til senterlinjen. Dette er forklart nærmere i kapitlet under om plassering i NovaFrame.



Figur 50: Viser hvordan trafikklastene kan plasseres i lastfeltene.

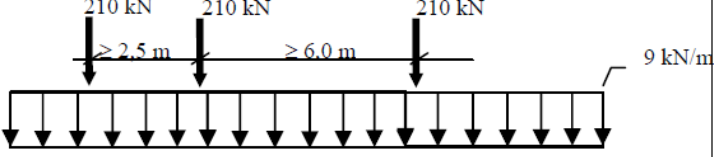
7.5.3 Trafikklast i NovaFrame

For å plassere trafikklasten slik det er foreskrevet i HB R412, defineres trafikklinjer som angir hvilke elementer lasten skal virke på og i hvilken retning trafikken går. Videre defineres lastene og eksentrisiteten til senterlinjen ved å legge inn min eksentrisitet og maks eksentrisitet for å beskrive størrelsen på lastfeltet.

NovaFrame håndterer trafikklast på en ryddig måte, ved å benytte seg av influenslinjer for å finne den lastplasseringen som gir mest ugunstig lastvirkning for hvert element. Dette kan også plottes manuelt i programmet ved å benytte seg av funksjonen *plot traffic position* for å få et visuelt bilde av lastplasseringen.

For å beskrive lasten og størrelsen på denne har NovaFrame forhåndsdefinerte trafikklast som LM1 og LM2 fra Eurocode og andre lasttyper fra andre standarder. Lasten som skal påføres i modellen er vogntoglast i Bk10/50t, denne er ikke forhåndsdefinert i programmet og må derfor lages manuelt. I følge veileder hos SSV har de god erfaring med at å modifisere den forhåndsdefinerte trafikklasten *Highway VI* med en faktor på 2/3. Trafikklasten *Highway VI* er vist i figur 53. Ved å multiplisere størrelsen på lastene med 2/3 får man jevnt fordelt last på 6 kN/m og tre punktlaster på 140 kN med ulike avstander for å beskrive akselavstandene. Denne modifiseringen er verifisert ved å kontrollere den opp mot en manuell plassering i henhold til lastene for Bk10/50t i henhold til HB R412 i kapitel 7.4.4.

Type:	Description:	Ecc:	Input
1	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 51: Trafikklasten "Highway V1" slik den er forhåndsdefinert i NovaFrame. Bildet er fra NovaFrame sin User's Guide

7.5.4 Verifisering av modifisert trafikklast i NovaFrame

For å kunne verifisere om den modifiserte lasten *Highway V1* opp mot Bk10/50t er lastene plassert manuelt i ulike spenn som gir verst lastpåkjenning. Det er valgt å kontrollere verdiene for moment i søyle 3. Siden det er trafikk i begge retninger, og det er plass til to vogntog ved siden av hverandre er disse valgt å bli slått sammen. Ved å benytte teorien fra konstruksjonslære om influenslinjer blir lastene plassert slik at de gir størst rotasjon for søylen, som gir størst moment i søylefoten. Lastplasseringen er vist i figurene under. Bk10 gir lastene som vist tidligere i figur 50 en vogntoglast på 500 kN fordelt på 16 m og en jevnt fordelt last på 6 kN/m. Punktlasten gjøres om til en jevntfordelt last fordelt på 16 m.

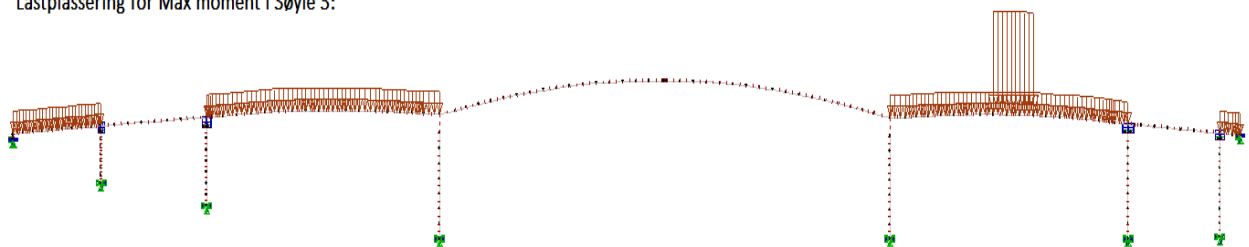
$$V_{fordelt} = 2 * \frac{500 \text{ kN}}{16 \text{ m}} = 62,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Videre trekkes det fra 12 kN/m da den jevnt fordelte lasten på 2*6 kN/m går over alle spennene. Den lasten som skal modelleres i NovaFrame blir da:

$$V_{fordelt} = 62,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 50,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

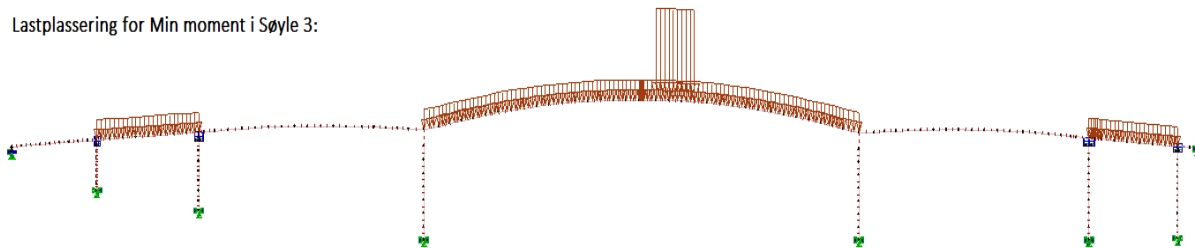
Under vises lastplasseringen og resultatet for søyle 3, sammenliknet med den modifiserte forhåndsdefinerte trafikklasten i NovaFrame.

Lastplassering for Max moment i Søyle 3:



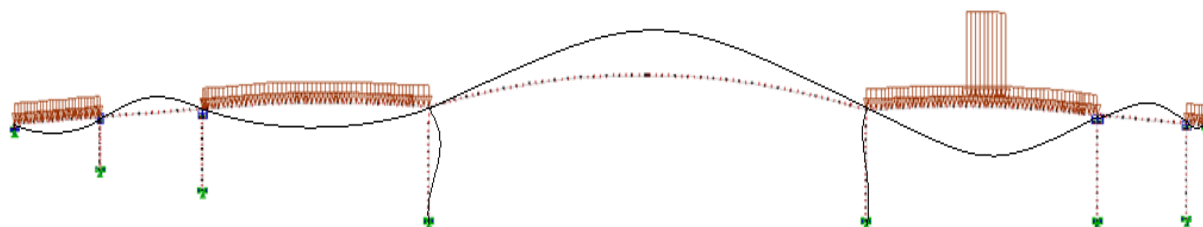
Figur 52: Manuell lastplassering som gir maksimalt moment i søyle 3. Lasten er plassert i oddetall feltene som gir størst rotasjon for brubjelken i akse 3.

Lastplassering for Min moment i Søyle 3:



Figur 53: Manuell lastplassering for minste moment i søyle 3. Lastene er plassert i partall feltene da de gir størst rotasjon for brubjelken i akse 3.

Plasseringen av lastene er som tidligere nevnt plassert slik at de gir verst rotasjon. Det er da ikke ønskelig å ha last i de feltene som vil krumme seg oppover, som ville redusert rotasjonen. Figur 56 viser overdreven nedbøyning og rotasjon for å begrunne valget for de ulike lastplasseringene.

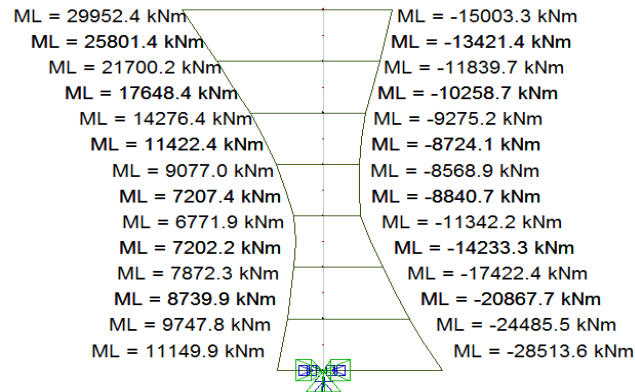


Figur 54: Viser lastplassering og hvordan denne plasseringen vil gi rotasjon og nedbøyning. (rotasjonen og nedbøyningen er sterkt overdrevet)

Resultatene for de manuelt påsatte lastene for Bk10 i henhold til HB R412 blir da for søyle 3 med hensyn til momentet i søylefot:



Figur 55: Viser resultatene fra den manuelt påsatte trafikklasten. Momentdiagram til venstre viser maks M, mens bildet til høyre viser min M i søyle 3.



Figur 56: Viser maks og min moment fra den modifiserte forhåndsdefinerte trafikklaster "Highway VI"

Ved å sammenlikne resultatene fra den manuelt påsatte trafikklaster Bk10 og den modifiserte forhåndsdefinerte trafikklaster *Highway VI*, ser man at de er tilnærmet identiske. For maks moment skiller det 169 kNm og for min moment skiller det 329 kNm. Dette er i denne størrelses orden minimale momenter som ikke vil ha noen nevneverdig betydning. Det er også kontrollert andre snitt i bruene, med tilsvarende resultat. Det er derfor konkludert med at den modifiserte forhåndsdefinerte trafikklaster kan benyttes for å beskrive Bk10. Det er derfor benyttet denne videre i oppgaven for å slippe å modellere alle de ulike lastplasseringene i de snittene som kontrolleres.

7.5.5 Bremselast

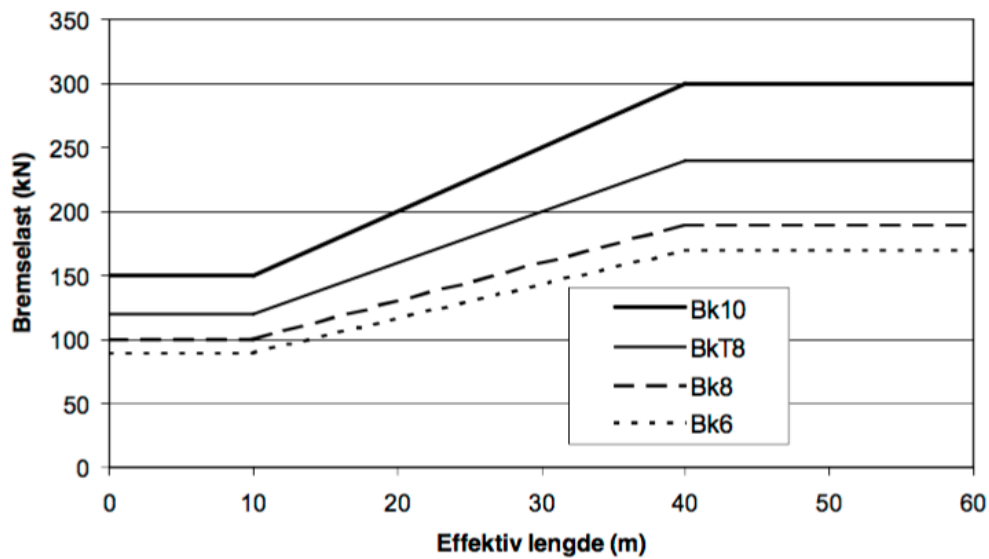
Bremselast er en horisontal last som virker horisontalt langs brubjelken. Virkningen av denne lasten kommer av kjøretøyers bremsing og akselerasjon og antas å virke i høyde med kjørebanelen.

I henhold til HB R412 beregnes bremselasten på bakgrunn av en horisontallast B_1 ved brulengde = 10 m og B_2 ved brulengde = 40 m. Bremselasten er vist i figur 59, for de ulike bruksklassene.

Brulengde	Bremselast (kN)			
	Bk 10	Bk T8	Bk 8	Bk6
= 10 m (B_1)	150	120	100	90
= 40 m (B_2)	300	240	190	170

Figur 57: Bremselast for de ulike bruksklassene

For brulengder mellom 10 og 40 m bestemmes B ved en retlinjet interpolasjon, som vist i figur 60. Brulengde i denne sammenheng er den samlede lengden av den eller de brudelene som samtidig kan overføre bremselast til den konstruksjonsdelen som skal kontrolleres.



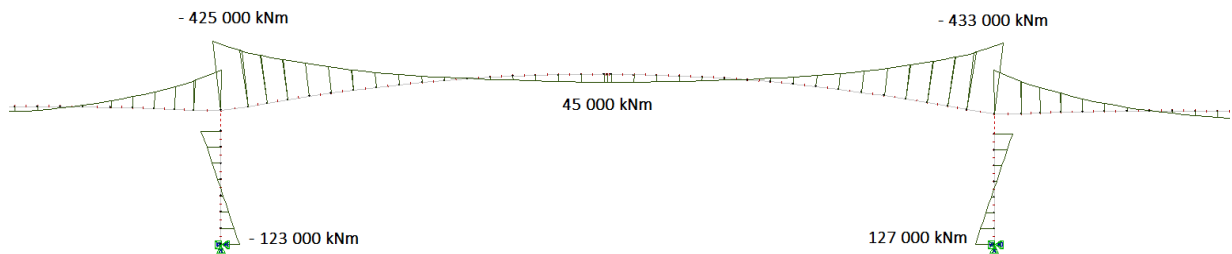
Figur 58: Bremselast for ulike spenn

Siden Herøybrua har et så langt sammenhengende spenn som er fastholdt i søyle 3 og 4, med glidelagere i resterende søyler settes bremselasten til 300 kN. Denne lasten er i NovaFrame påsatt som en horisontal punktlast over gjeldene søyle.

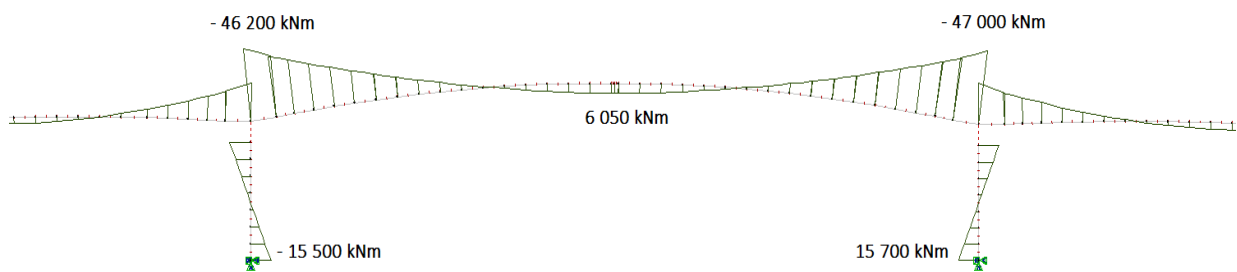
7.6 Resultater for laster

Nedenfor er resultatene fra de ulike lasttilfellene uten lastfaktorer som inngår i lastkombinasjonene i kapitel 8. Momentdiagrammene er hentet ut fra NovaFrame og momentene i de kritiske snittene er fremhevet.

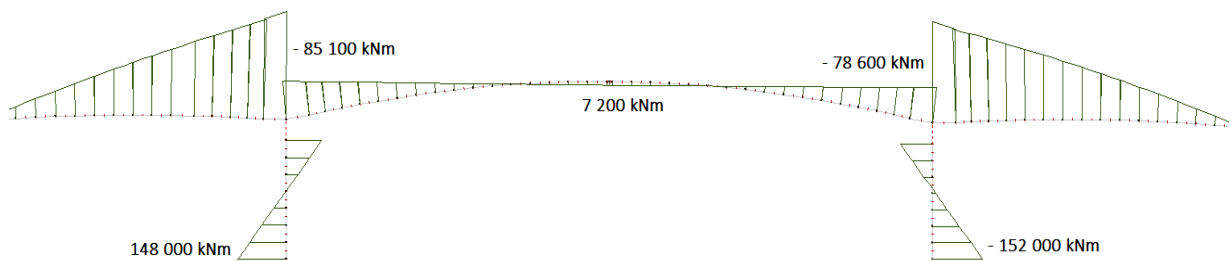
Egenvekt



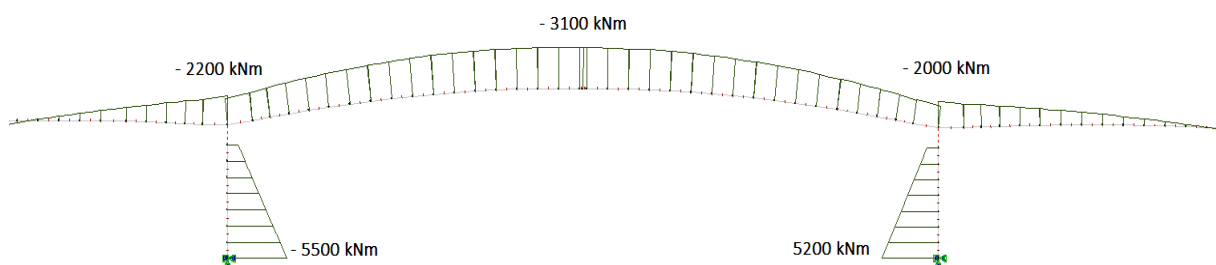
Super egenvekt



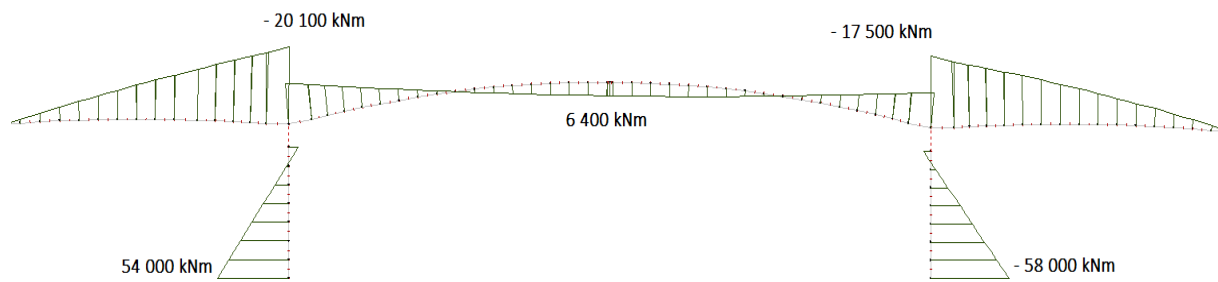
Spennarmering tvang



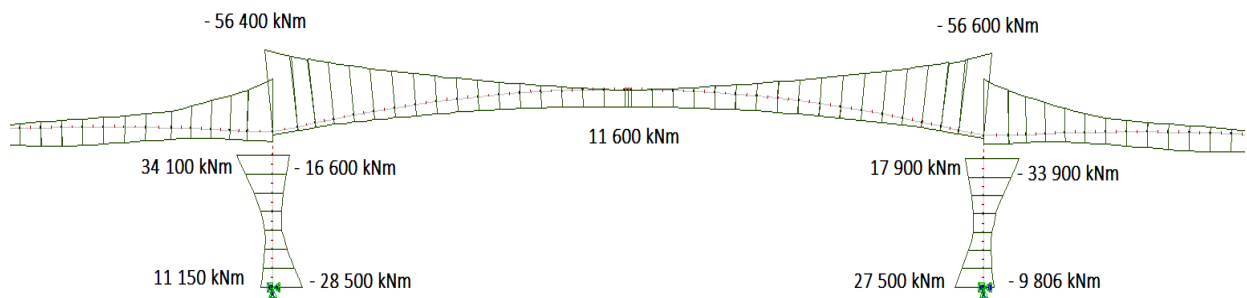
Kryp 100 år



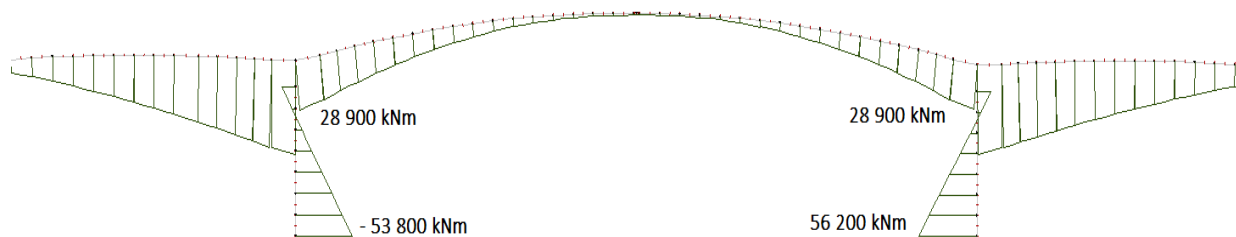
Svinn



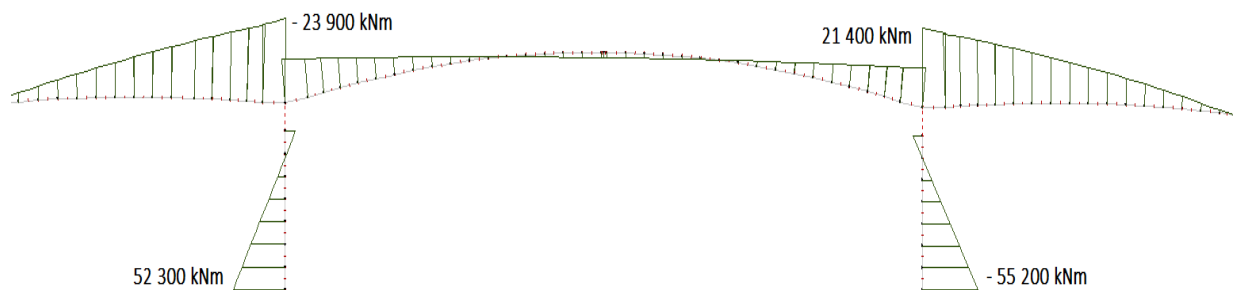
Trafikklast:



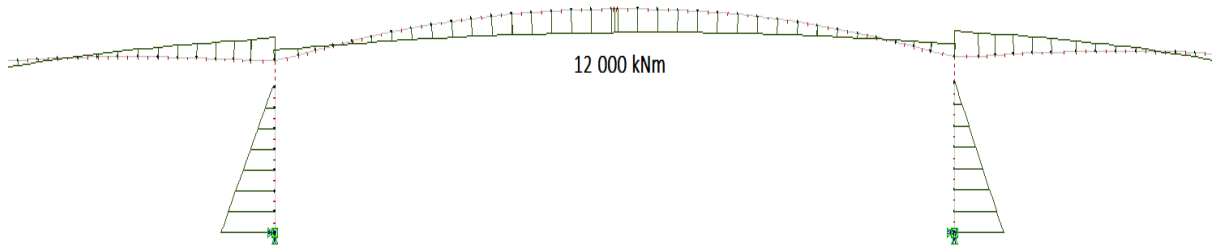
Temperatur kombinasjon 5: $\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$



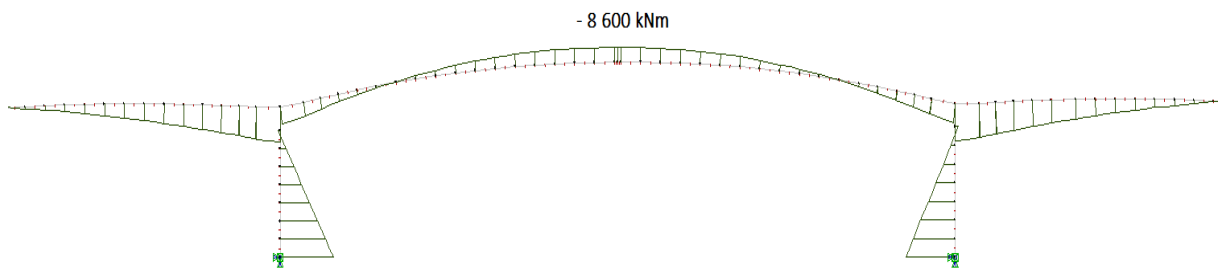
Temperatur kombinasjon 8: $\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$



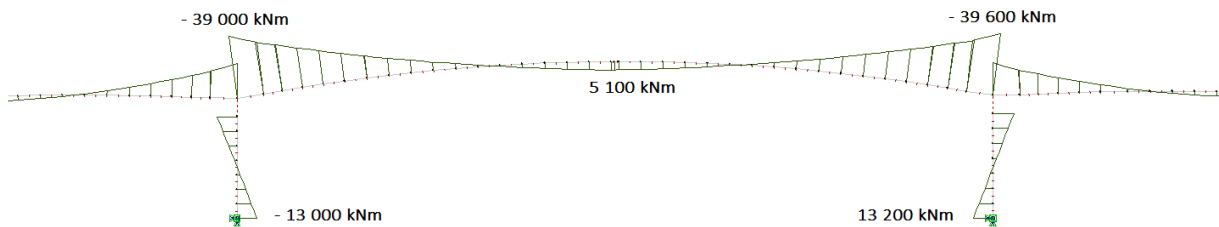
Temperatur kombinasjon 6: $\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$



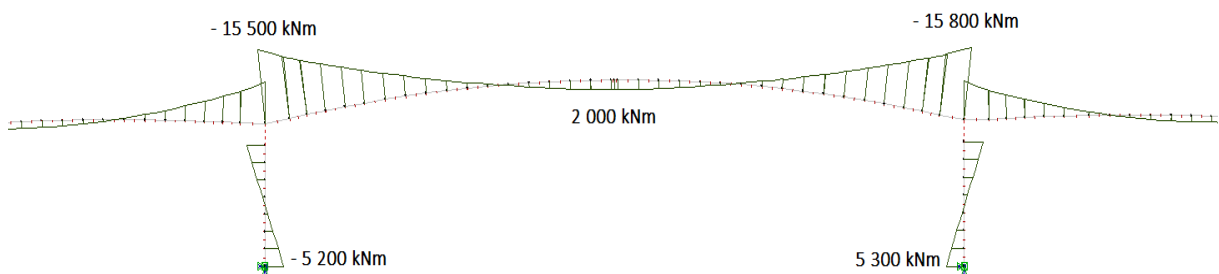
Temperatur kombinasjon 7 $\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$



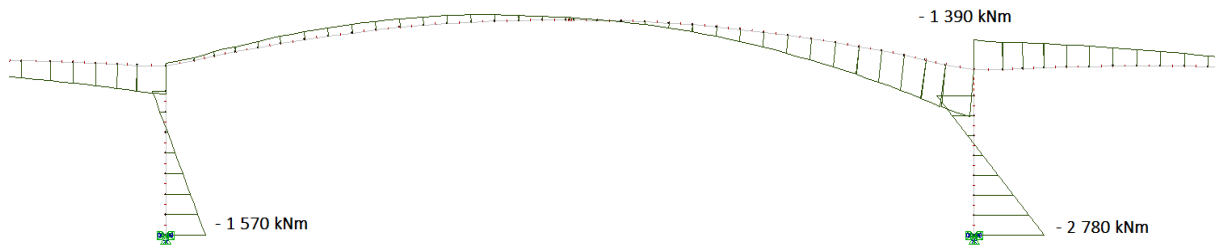
Vindlast



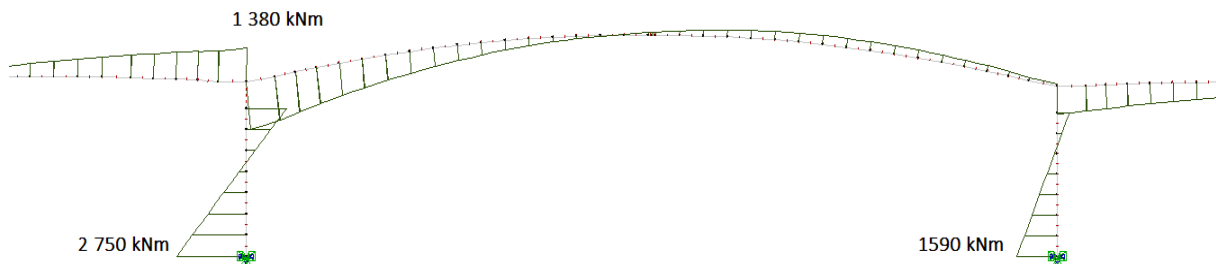
Vindlast + trafikklast



Bremselast fra nord til sør (verst for søyle 4)



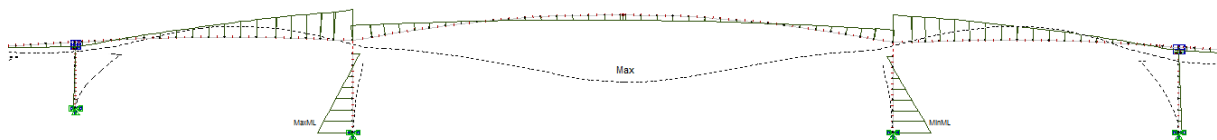
Bremselast fra sør til nord (verst for søyle 3)



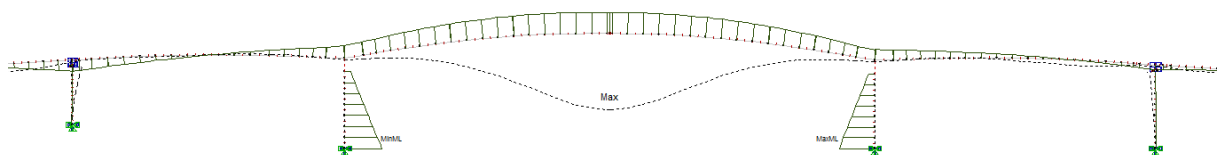
Momentdiagrammene ovenfor ser fornuftige ut med tanke på hvor det vil oppstå strekk og trykk, samt hvordan brubjelken vil krumme seg. Eneste momentdiagrammet det blir satt et spørsmålstegn ved er kryptet, da man skulle tro at det ville sett mer ut som momentdiagrammet fra svinnet. Som man ser fra figurene under så kan man se ut fra deformasjonene at begge tilfellene har lik deformasjon i brubjelken, men ikke i søyla. Deformasjonene i brubanen er fornuftige med tanke på tanke på at brubanen prøver å trekke seg sammen. Ved svinnet ser man at søyla får deformasjoner som gir momenter i henhold til deformasjonene. Men ved kryp deformasjonene oppstår ikke den samme deformasjonen i søylene i FFB delen derfor oppstår heller ikke momentene like som i svinnet.

Bidraget fra kryptet er uansett et lite bidrag og vil ikke ha store utsalg på resultatet

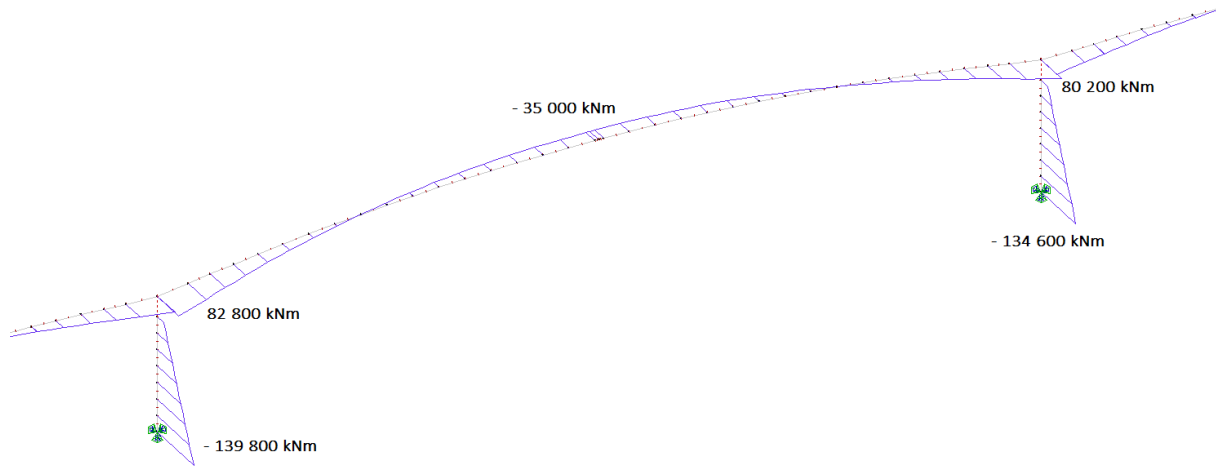
Svinn:



Kryp 100 år:



Andre laster som inngår i andre kontroller er vind horisontalt.



Figur 59: Momentdiagram fra horisontal vindlast

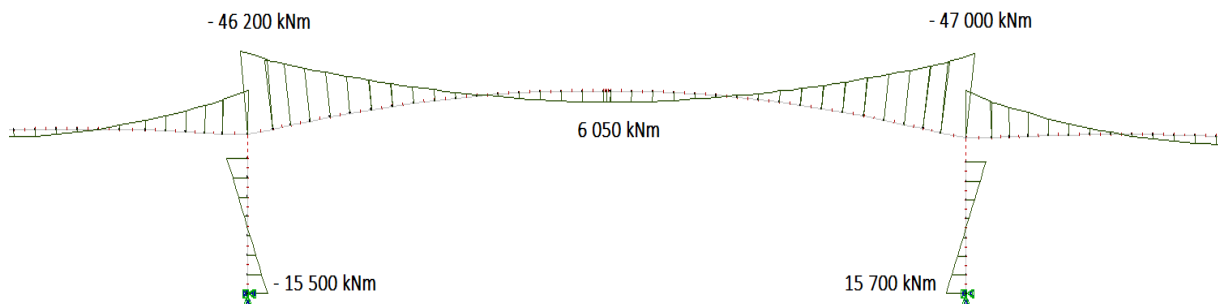
Figur 59 viser momentdiagram av maks vindlast satt på i alle felt treffer «perfekt» horisontalt. Dette er lite sannsynlig i seg selv. At deler av brua ligger på terreng er vil gjøre at det lite trolig vil oppstå maks vindlast på alle feltene samtidig.

7.6.1 Verifikasjon av laster.

7.6.1.1 Kontroll av superegenvekt

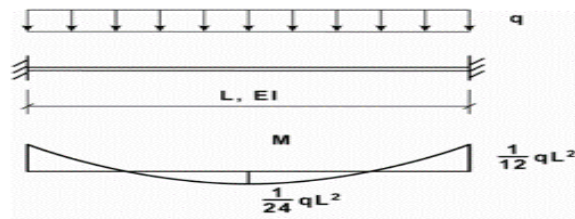
For å sjekke om NovaFrame resultatet av superegenvekten er tilnærmet riktig er det gjort en kontroll av momentdiagrammet fra superevekten. Dette gjøres for å se om modellen regner egenvekter riktig.

Figur 60 viser resultatet i NovaFrame:



Figur 60: Momentdiagram for superegenvekt fra NovaFrame

For å kontrollere om dette svaret er tilnærmet riktig ble det laget en modell med en bjelke som var fast innspent på begge sider som skal tilsvare bruas hovedspenn.



Bruspenn: $L=170\text{m}$

Superegenvekt: $q=25,75\text{kN/m}$

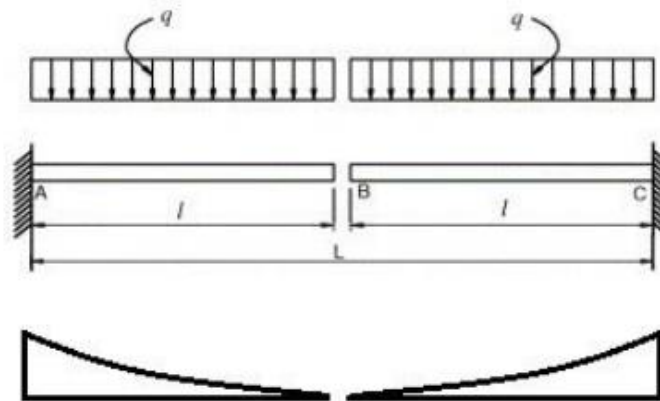
Resultat fra bjelkeformler: $M_{\text{søyle}} = \frac{1}{12} qL^2 = -62\,014\text{ kNm}$ $M_{\text{midt,felt}} = 31\,007\text{ kNm}$

Resultat fra NovaFrame gir: $M_{\text{NF,søyle,v}} = -46\,979\text{ kNm}$ $M_{\text{NF,midt felt}} = 6\,050\text{ kNm}$

Som man ser fra resultatet er løsningen fra bjelkeformler ganske mye større en NovaFrame, dette er fordi lasten q vil bli splittet i en normal- og en vinkelrett kraft på brua. Derfor er det forventet at det også blir mindre her. Annet arealmomentet (I) er også mye større inne ved søylene enn i feltet og det vil føre til mye større forskjeller på momentene i felt og over søyle. Mer av momentet vil bli ført til brubanen over søylene. Dette er enkelt å se ut ifra Euler-Bernoulli ligningen $M = EI(x) \frac{d^2w}{dx^2}$. Brubanen er heller ikke 100 % innspent. Med dette tatt i betraktning så er resultatet fra NovaFrame fornuftig.

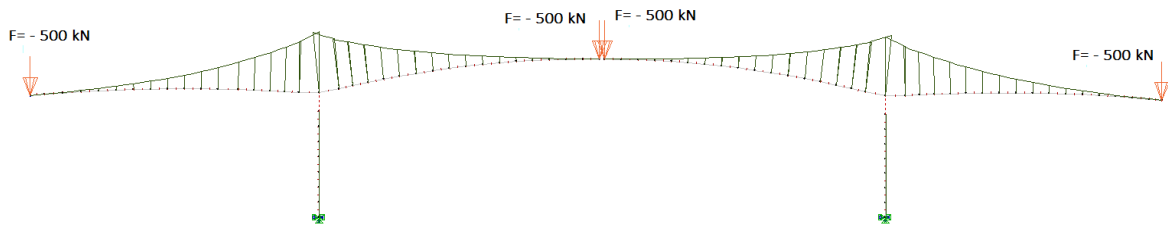
7.6.1.2 Kontroll av modell for byggefaselasten

For å kontrollere hvordan modellen opptrer i byggefasen er det valgt å se på tilfellet rett før sammenkobling i byggefase 18. Før sammenkobling vil systemet være statisk bestemt og momentkreftene for kragearmene tilsvarende som figur 61 under.



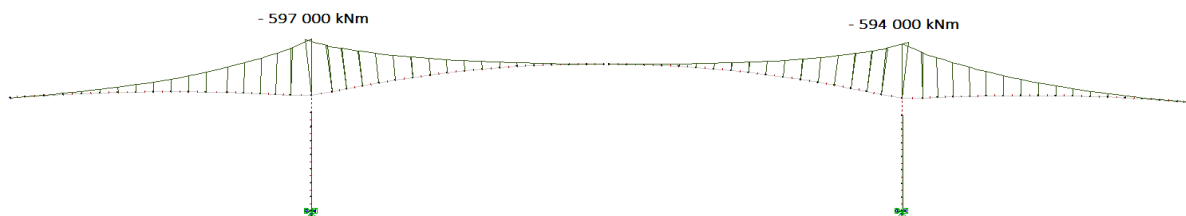
Figur 61: Momentforløp for innspent utkrager påført jevnt fordelt last

Figur 62 viser hvordan brua i byggefase 18, og hvordan den er belastet med jevnt fordelt egenlast og støpevognene som punktlaster på enden.



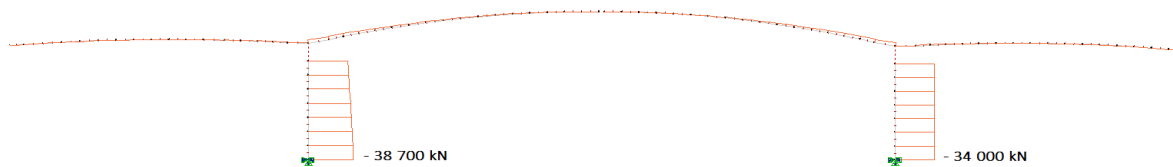
Figur 62: Belastning av bru i NovaFrame i byggefase 18, rett før sammenkobling

Som forventet blir momentkreftene størst over oppleggene og avtar til null moment i enden av utkragearmene. Som en kan se av figur 63, balanserer lastene seg med likevekt på hver side av søylehodet og gir dermed ikke momenter i søylene.



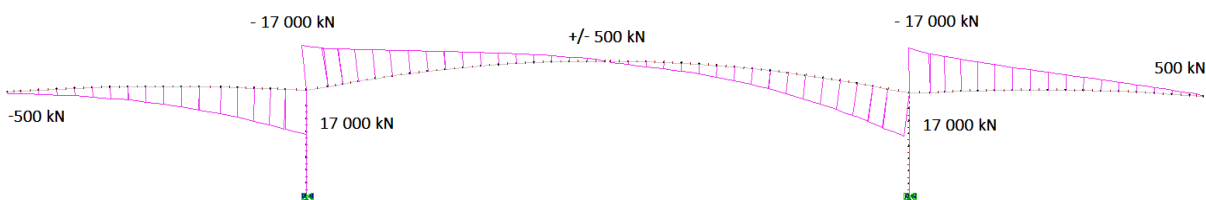
Figur 63: Momentdiagram for byggefase 18

Vider ser man at søylene får store aksialkrefter som følge av egenlast og støpevogn, vist i figur 64.



Figur 64: Aksialkraftdiagram for byggefase 18

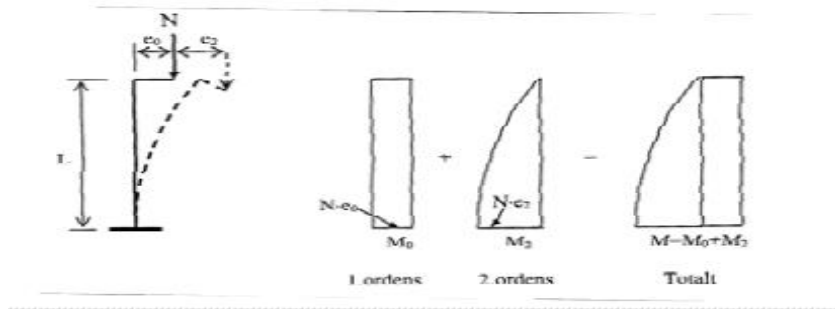
Skjærkraftdiagrammet er også slik som forventet, med 500 kN i enden hvor støpevognene er pålastet, og at de øker inn mot søyle på grunn av egenvekten.



Figur 65: Skjærkraftdiagram for byggefase 18

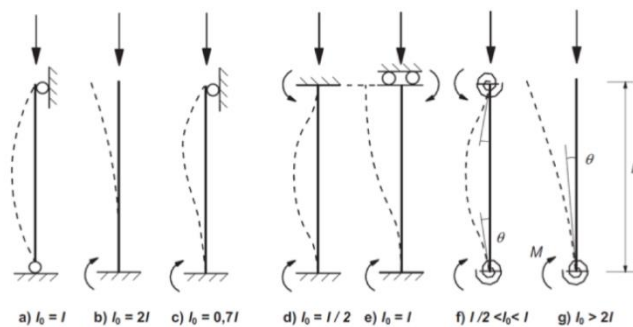
7.7 Slankhet av søyler

For å finne lastene som blir dimensjonerende i søylene må man sjekke om søylen er slank eller kort. Hvis søylen er slank må man ta med 2. ordens lastvirkninger. I bruer med store vegbaner kan 2. ordenslastvirkningene bli ganske stor hvis søylene er slanke. Spesielt ut av planet, her vil for eksempel egenvekten påføre søylen omtrent 0 moment fra 1 ordenslastvirkninger. Men hvis søylen er slank så vil egenvekten påføre søylen et betydelig moment på grunn av utbøyingen. Se figur x for forklaring



Figur 66: Effekten av slankhet

Søylens knekk lengde er av stor betydning for å finne ut som søylen er slank eller kort. NS-EN 1992-1-1 gir noen eksempler på effektive lengder for enkeltstående konstruksjonsdeler.



Figur 67: Effektive lengder

Søylene i herøybrua er plassert på store fundamenter som i NovaFrame modellen er fast innspent. Men i virkeligheten er det vanskelig eller umulig å oppnå full rotasjonsfastholdning. I brubanens retning vil toppen av søylen være monolittisk bygget fast i brubanen. Dette fører til en stivforbindelse, men ikke fullt innspent som i tilfelle d. Tilfelle f er mest nøyaktig for Herøybrua i brubanens retning. Ved beregning er det funnet ut at knekk lengde faktoren i brubanens lengderetning er 0,639. Dette er fornuftig fordi søylenes randbetingelser ligger ganske nærme tilfelle d, men 0,5 vil være for stivt.

Ut av brubanen vil situasjonen være helt annerledes. Søylen vil ikke kunne bevege seg helt fritt på grunn av at søylene ved siden av vil jobbe imot utbøyingen. Resultatet fra beregningene gir en knekk lengde faktor på 1,94. Altså ganske nærme fritt forskyvelig søyle. Det er stor avstand mellom søylene så dette kan bidra til at knekk lengdefaktoren er så stor som den er. Herøybruas søyler har sterk akse for å ta de opptredende momentene her.

Beregningene av slankhet er gjort etter NS-EN 1992-1-1.

I henhold til NA 5.8.3.1 er betingelsen for at andre ordens beregning ikke kreves gjennomført, kan ansees oppfylt dersom:

$$\lambda_n \leq \lambda_{n,lim}$$

der λ_n er normalisert slankhet

Beregning av slankhet i brubanenes retning: Slankhet søyle 3

Generell info:

Betong:

$$A_c = 9400000 \text{ mm}^2 \quad f_{cd} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{5400 * 5000^3}{12} - \frac{4400 * 4000^3}{12} \\ = 3,2783 * 10^{13} \text{ mm}^4$$

Armering:

Ø25

$$A_s = 72612,5 \text{ mm}^2 \quad f_{yd} = 384 \text{ N/mm}^2$$

Pkt. 5.8.3.2

Punkt (1) $\lambda = \frac{l_0}{i}$ slankhetsforholdet (5.14)

Punkt (3) $I_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$

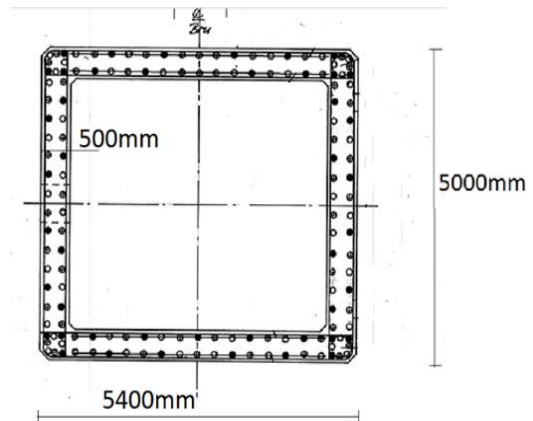
$k_1=0,1$ k ville vært lik 0 hvis den var totalt rotasjonsfastholdt. Men det anbefales å bruke verdien 0,1.

$$k_2 = \frac{\varnothing * EI}{M * l}$$

Der:

$\varnothing=0,000148$ er rotasjonene ved innspenning for bøyemomentet $M=148614,45 \text{ kNm}$

$$E=26400 \text{ N/mm}^2$$



Ved beregning av annet arealmomentet ble det tatt med betongen og den armeringen som gir mest bidrag. Armeringen mot midten ble neglisjert.

$$\eta - 1 = \frac{E_s}{E_c} - 1 = 6,576$$

$$I = \frac{5400 * 5000^3}{12} - \frac{4400 * 4000^3}{12} + (7359,37 * 2425^2 * 2 + 7359,37 * 2075^2 * 2 + 7850 * 2250^2 * 2) * 6,57$$

$$I = 3,429 * 10^{13} mm^4$$

$$\text{Lengden på søyla, } l = 22,53m \quad k_2 = 0,04$$

$$I_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = 12736,4mm$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 1867,5mm$$

$$\lambda = \frac{I_0}{i} = 6,82$$

NA 5.8.3.1

$$\lambda_{n,lim} = 13(2 - r_m)A_\omega \quad (NA. 5.13. aN)$$

der

$$A_\omega = \frac{1,25}{(1 + 0,2\omega_{ef})} \leq 1$$

hvor

$$\omega_{ef} = \omega_{(\infty,t_0)} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$\omega_{(\infty,t_0)} = 2,411$ hentet fra krypberegninger, se vedlegg 3

$M_{0Eqp} = 26\,600$ kNm er hentet fra NovaFrame der bruene var påført permanente laster med faktorer i henhold til bruksgrensetilstand

$M_{0Ed} = 11900$ kNm er hentet fra NovaFrame der bruene var påført laster i henhold til bruddgrensetilstanden. (trafikk var den variable lasten som førte til størst moment)

$$\omega_{ef} = 0,54$$

$$A_\omega = 1,12 \leq 1 \Rightarrow A_\omega = 1$$

$$r_m = \frac{M_{02}}{M_{01}} \quad \text{momentforhold}$$

der

$$M_{02} = -12000kNm$$

$$M_{01} = 119000kNm$$

$$r_m = -0,1$$

$$\lambda_{n,\text{lim}} = 27,3$$

$$\lambda_n = \lambda * \left(\frac{n}{1 + 2\omega k_a} \right)^{0,5}$$

hvor

$$n = \frac{N_{ed}}{f_{cd}A_c} = 0,357$$

$$N_{ed} = 47000kN \text{ hentet fra NovaFrame}$$

$$\omega = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}A_c} = 0,212 \text{ mekanisk armeringsforhold}$$

$$k_a = \left(\frac{i_s}{i} \right)^2 = 9,58$$

$$i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 5781,2$$

$$I_s = (7359,37 * 2425^2 * 2 + 7359,37 * 2075^2 * 2 + 7850 * 2250^2 * 2)6,576 \\ = 1,5086 * 10^{12}mm^4$$

$$\lambda_n = \lambda * \left(\frac{n}{1 + 2\omega k_a} \right)^{0,5} = 1,81$$

$\lambda_n=1,81 \leq \lambda_{n,\text{lim}}=27,3$ dermed trenger vi ikke tenke på andre ordens beregninger i retning med brubanene

Beregning av slankhet i søylen ut fra brubanenes retning:

$$\lambda_n \leq \lambda_{n,\text{lim}}$$

der: λ_n er normalisert slankhet

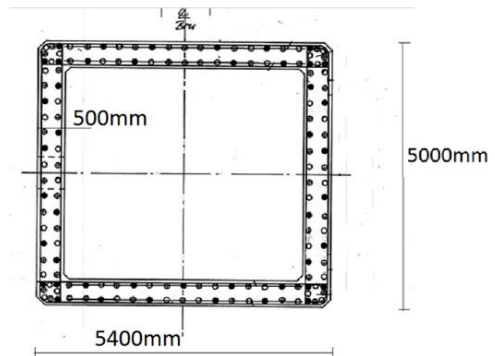
Slankhet søyle 3:

Generell info:

Betong:

$$A_c = 9400000 \text{ mm}^2 \quad f_{cd} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{5000 * 5400^3}{12} - \frac{4000 * 4400^3}{12} \\ = 3,7215 * 10^{13} \text{ mm}^4$$



Armering Ø25:

$$A_s = 72612,5 \text{ mm}^2 \quad f_{yd} = 384 \text{ N/mm}^2$$

Pkt. 5.8.3.2

$$\text{Punkt(1): } \lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{slankhetsforholde} \quad (5.14)$$

$$\text{Punkt (3)} I_0 = l * \max \left(\sqrt{\left(1 + 10 * \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}\right)} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right) \quad (5.16)$$

$k_1=0,1$, k_2 ville vært lik 0 hvis den var totalt rotasjonsfastholdt. Men det anbefales å bruke verdien 0,1.

$$k_2 = \frac{\varnothing * EI}{M * l}$$

I dette tilfelle er \varnothing og M et resultat av vindkraften satt på horisontalt på brubanen.

$\varnothing = 0,0020626$ er rotasjonene ved innspenning for bøyemomentet $M = 25441,7 \text{ kNm}$

$E = 26\,400 \text{ N/mm}^2$

Ved beregning av annet arealmomentet ble det tatt med betongen og den armeringen som gir mest bidrag. Armeringen mot midten ble neglisjert.

$$\eta - 1 = \frac{E_s}{E_c} - 1 = 6,576$$

$$I = 3,9 * 10^{13} \text{mm}^4$$

$$l = 22,53 \text{m} \text{ lengden på søylen}$$

$$k_2 = 3,705$$

$$I_0 = l * \max \left(\sqrt{\left(1 + 10 * \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}\right)} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right)$$

$$= l * \max(1,405; 1,95) = 43933,5 \text{mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 1989,73$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = 22,1$$

NA 5.8.3.1

$$\lambda_{n,\text{lim}} = 13A_\omega \quad (\text{NA. 5.13. bN})$$

der

$$A_\omega = \frac{1,25}{(1 + 0,2\omega_{ef})} = 0,875$$

$$\lambda_{n,\text{lim}} = 11,375$$

$$\lambda_n = \lambda * \left(\frac{n}{1 + 2\omega k_a}\right)^{0,5}$$

der

$$n = \frac{N_{ed}}{f_{cd}A_c} = 0,357$$

$$N_{ed} = 47000 \text{kN} \text{ hentet fra NovaFrame}$$

$$\omega = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}A_c} = 0,212 \text{ mekanisk armeringsforhold}$$

$$k_a = \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 10$$

$$i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 6292,789$$

$$I_s = (15 * \pi * 12.5^2 * 2 * 2625,2^2 + 15 * \pi * 12.5^2 * 2 * 2274,5^2 + 7850 * 2 * 2450^2)6,576 = 1,788 * 10^{12}mm^4$$

$$\lambda_n = \lambda * \left(\frac{n}{1 + 2\omega k_a}\right)0,5 = 5,77$$

$$\lambda_n = 5,77 \leq \lambda_{n,lim} = 11,375$$

Dermed trenger vi ikke tenke på andre ordens beregninger i retning ut fra brubanene

8. Dimensjonerende lastkombinasjoner

Resultatene av lastene som ble beskrevet og vist i forrige kapittel kan opptre samtidig, det er derfor nødvendig å kontrollere de ulike tverrsnittene ved ulike lastkombinasjoner med tilhørende lastfaktorer. For lastkombinasjoner er det benyttet HB R412 – brukklassifisering. Den angir hvordan lastene skal kombineres og med ulike faktorer. Det er viktig å redegjøre for om lastene virker gunstig eller ugunstig for tverrsnittet i kombinasjonen. Virker lasten gunstig for konstruksjonsdelen brukes en lavere faktor enn om den virker ugunstig. For eksempel skal faktoren for egenvekten i bruddgrense normalt settes lik 1,15, og 1,0 hvis dette er ugunstigere. Variable laster skal bare tas med om de virker ugunstig for lasttilfellet.

8.1 Bruddgrensetilstanden

Ved kontroll av bruddgrensetilstanden skal det kontrolleres for to sett med lastkombinasjoner, lastkombinasjon a og b. Likning a er for lasttilfeller med en ugunstig variabel last, og likning b er lasttilfeller med flere ugunstige variable laster samtidig. Figur 68 viser et utdrag fra tabell 3.3-1, med de ulike lastkombinasjonene og hvilke lastfaktorer som skal benyttes i de ulike kombinasjonene [4].

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjons- laster, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1,0	1,15 ⁽¹⁾⁽²⁾	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

⁽¹⁾ Ved kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for andre permanente laster til 1,1.
⁽²⁾ Lastfaktor for permanente laster settes lik 1,0, dersom dette er ugunstigere.

hvor:

γ_D = 1,1/0,9 for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2, forøvrig er $\gamma_D = 1,0$.

γ_1 = 1,4 for brukslaster
 = 1,2 for spesialtransporter (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)
 = 1,15 for mobilkraner (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)
 = 1,1 for engangstransporter
 = 1,0 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje
 = 1,6 for øvrige variable laster.

γ_2 = 1,2 for brukslaster
 = 1,1 for spesialtransporter (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)
 = 1,05 for mobilkraner (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)
 = 0,8 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer
 = 1,3 for øvrige variable laster.

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning:

Q_1 = Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes.

Q_n = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.

Figur 68: Lastkombinering for bruddgrensetilstanden. Utdrag fra Tabell 3.3-1, HB-R412

Dette resulterer i tre ulike kombinasjoner for likning a og fire ulike kombinasjoner for likning b. Tabell 5 viser de ulike lastkombinasjonene med tilhørende faktorer som må kontrolleres i de ulike tverrsnittene som kontrolleres.

Tabell 5: Ulike lastkombinasjoner med tilhørende faktorer

Last-komb.	EV+ SEV	Spenn-kraft	Kryp	Svinn	Trafikk	Temp	Vind	Vind + trafikk	Bremse-last
Likning a.1	1,15/1,0	0,9 / 1,1	1,15/1,0	1,15	1,4				
Likning a.2	1,15/1,0	0,9 / 1,1	1,15/1,0	1,15		1			
Likning a.3	1,15/1,0	0,9 / 1,1	1,15/1,0	1,15			1,6		
Likning b.1	1	1	1	1	1,2	0,8		0,8	0,8
Likning b.2	1	1	1	1	0,8	0,8		0,8	0,8
Likning b.3	1	1	1	1	0,8	0,8		1,3	0,8
Likning b.4	1	1	1	1	0,8	0,8		0,8	1,2

NovaFrame har funksjoner i fanen ”Postprocessing” for å kunne samle blant annet all egenlast til en samlet kombinasjon under ”Ordinary load combinations”. Dette gjør at man kan samle de lastene som skal kombineres som tabell 5 over viser og gir mindre input ved lastkombineringen. Videre gir programmet muligheten til å kunne lage lastkombinasjoner med faktorer og velge om lastene skal med i kombinasjonen hvis de virker ugunstig og utelate de hvis de virker gunstig med funksjonen. Dette er gjort for å få opp et samlet momentdiagram av lasttilfellene og kontrollere håndberegningene.

Selv om NovaFrame gir muligheten til å lastkombinere automatisk ved å bygge opp lastkombinasjoner, er det allikevel valgt å gjøre dette manuelt for å få mer forståelse og læringsutbytte. Det er derfor hentet ut verdier fra momentdiagrammer og skjær- og aksialdiagrammer der dette er nødvendig for kapasitetskontroller. For eksempel viser tabell 6 momentverdiene og hvilke faktorer som skal benyttes for de ulike lastene. Det blir her presentert momentverdier for hovedsøylene (søyle 3 og 4), brutverrsnittet over hovedsøylene og midtspennet i FFB-delen.

8.1.1 Momentkrefter

Her presenteres moment verdiene for de ulike tverrsnittene som inngår i kontrollen og hvordan de kombineres, med tilhørende lastfaktorer.

Tabell 6: Karakteristiske verdier for de ulike lasttilfellene og tverrsnittene som inngår i de ulike lastkombinasjonene, med tilhørende faktorer.

Lasttilfeller	Likning a		Likning b		Karakteristiske Momenter [kNm]				
	Faktor	Faktor	Faktor	Faktor	Søyle 3	Søyle 4	Brubane akse 3	Brubane akse 4	Midt-felt
Egenvekt	1,15	1	1	1	-123 000	127 000	-425 000	-433 000	45 000
Superegenvekt	1,15	1	1	1	-15 000	15 700	-46 200	-47 000	6 050
Spenn.arm tvang	0,9	1,1	1	1	148 000	-152 000	-85 100	-78 600	7 200
Kryp 100 år	1,15	1	1	1	-5 500	5 200	-2 200	-2 000	-3 100
Svinn	1	1,15	1	1	54 000	-58 000	-20 100	-17 500	6 400
Trafikk positivt	1,4	1,4	1,2	0,8	11 150	27 500			11 600
Trafikk negativt	1,4	1,4	1,2	0,8	-28 500	-9 806	-56 400	-56 600	
Temp. Komb. 5	1	1	0,8	0,8	-53 800	56 200	28 900	28 900	
Temp. Komb. 8	1	1	0,8	0,8	52 300	-55 200	-23 900	-21 400	
Temp. Komb. 6	1	1	0,8	0,8					12 000
Temp. Komb. 7	1	1	0,8	0,8					-8 600
Vind maks	1,6	1,6			-13 000	13 200	-39 000	-39 600	5 100
Vind + Trafikk			1,3	0,8	-5 200	5 300	-15 500	-15 800	2 000
Bremselast			1,2	0,8	2 750	-2 780	-1 380	-1 390	0

Som vist i tabellen ovenfor er de markert bort de lastene som ikke inngår for de ulike tverrsnittene. Temperatur kombinasjon 5 og 8 er de som gir verst bidrag til søylene og brubanen i akse 3 og 5, og temperaturkombinasjon 6 og 7 gir verst bidrag for midtspennet som vist i kapittel 7.4.2. Maks vindkraft opptrer alene da bruene stenges ved denne vindstyrken, og bremselasten opptrer kun sammen med trafikklasten.

Resultatene er vist i tabell 7. Verdiene er beregnet i Excel-ark som ligger vedlagt på minnepenn for kontroll av beregninger.

Tabell 7: Resultat for moment i de ulike lastkombinasjonene.

	Søyle 3		Søyle 4		Brubjelke akse 3	Brubjelke akse 4	Midtfelt
	Positivt M [kNm]	Negativt M [kNm]	Positivt M [kNm]	Negativt M [kNm]	Negativt M [kNm]	Negativt M [kNm]	Positivt M [kNm]
a.1	97 010	-17 725	13 785	-99 728	- 740 095	- 740 125	87 128
a.2	133 700	-31 625	31 485	-141 200	- 685 035	- 682 285	82 888
a.3	102 500	1 375	-3 595	-106 800	- 723 535	- 724 245	79 048
b.1	115 920	-22 900	20 100	-120 251	- 677 800	- 675 780	86 670
b.2	111 460	-11 500	9 100	-116 329	- 655 240	- 653 140	82 030
b.3	104 700	-14 100	11 750	-109 439	- 662 990	- 661 040	83 030
b.4	112 560			-117 441			

Maksimal verdier er markert ut med blått, og bremselasten er neglisjert da den kun har bidrag i søylene. Verdiene for brubjelken er beregnet for maksimalt moment midt over søyle, verdien på 740 100 kNm er muligens litt stor. I følge NS-EN 1992-1-1, 5.3.2.2 (3) kan bjelker som er monolittisk forbundet med oppleggene, kan det kritiske dimensjonerende momentet ved opplegget settes lik momentet ved kanten av opplegget. Da blir det reduserte støttemomentet i lastkombinasjonen som vist i tabell 8.

Tabell 8: Redusert støttemoment over søylene

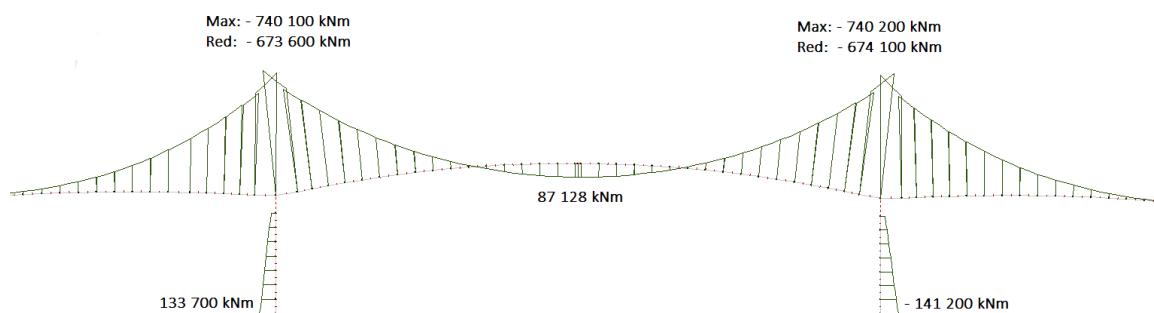
Lasttilfeller	For likning a		For likning b		Redusert karakteristiske momenter [kNm]	
	Faktor	Faktor	Faktor	Faktor	Brubjelke akse 3, redusert	Brubjelke akse 4, redusert
Egenvekt	1,15	1	1	1	- 382 000	- 390 300
Superegenvekt	1,15	1	1	1	- 42 400	- 43 200
Spennkraft tvang	0,9	1,1	1	1	- 80 200	- 73 900
Kryp 100 år	1,15	1	1	1	- 2 100	- 1 900
svinn	1	1,15	1	1	- 18 700	- 16 200
Trafikk positivt	1,4	1,4	1,2	0,8		
Trafikk negativt	1,4	1,4	1,2	0,8	- 52 400	- 52 500
Temp komb. 5	1	1	0,8	0,8		
Temp komb. 8	1	1	0,8	0,8	- 22 450	- 36 400
Temp komb. 6	1	1	0,8	0,8		
Temp komb. 7	1	1	0,8	0,8		
Vind	1,6	1,6			- 35 800	- 36 400
Vind + Trafikk			1,3	0,8	- 14 200	- 14 500
Bremselast			1,2	0,8		

Resultatet av lastkombinering med redusert momentkrefter ved søylekant blir da som vist i tabell 9.

Tabell 9: Resultat fra lastkombinering for redusert moment

Lastkombinasjon	Bru akse 3 redusert [kNm]	Bru akse 4 redusert [kNm]
Likning a.1	- 673 560	- 674 130
Likning a.2	- 622 650	- 620 780
Likning a.3	- 657 480	- 658 780
Likning b.1	- 617 600	- 616 220
Likning b.2	- 596 640	- 595 220
Likning b.3	- 603 740	- 602 470

Under er det vist momentkraftdiagrammet med de største verdiene fra likning a1 og likning a2 fremhevet.



Figur 69: Momentdiagram fra NovaFrame med maksimale verdier i kritiske snitt

8.1.2 Aksialkrefter

På tilsvarende måte som for momentkreftene over er det nødvendig å finne normalkreftene for hovedsøylene som inngår i M-N diagrammet for søylekapasiteten. Resultatene for normalkreftene kommer i hovedsak fra egenvekt, superegenvekt, vind og trafikklastene og er vist i tabell 10.

Tabell 10: Karakteristiske aksiallaster for søyle 3 og 4

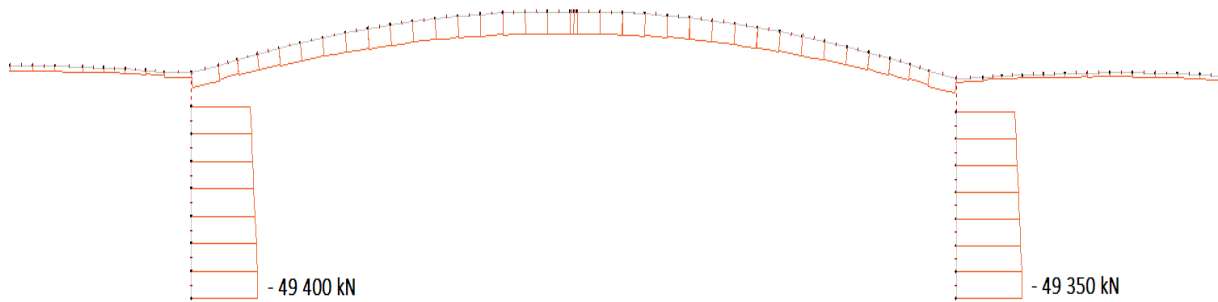
Lasttilfelle	For likning a		For likning b		Karakteristiske aksialkrefter	
	Faktor	Faktor	Faktor	Faktor	Søyle 3 [kN]	Søyle 4 [kN]
Egenvekt	1,15	1	1	1	-33 700	-34 200
Superegenvekt	1,15	1	1	1	-2 500	-2 500
Spennkraft tvang	0,9	1,1	1	1	-3 100	-2 700
Kryp 100 år svinn	1,15	1	1	1	-50	-30
Trafikk -	1	1,15	1	1	-550	-420
Trafikk -	1,4	1,4	1,2	0,8	-2 600	-2 600
Temp komb. 8	1	1	0,8	0,8	-600	-500
Vind	1,6	1,6			-2 100	-2 150
Vind + Trafikk			1,3	0,8	-850	-850
Bremselast			1,2	0,8	0	0

Dette gir følgende resultater aksialkraften i de ulike lastkombinasjonene med tilhørende lastfaktorer, vist i tabell 11.

Tabell 11: Resultat av lastkombinasjoner for aksialkrefter i søyle 3 og 4

Lastkombinasjon	Søyle 3 [kN]	Søyle 4 [kN]
Likning a.1	-49 370	-49 333
Likning a.2	-46 330	-46 193
Likning a.3	-49 090	-49 133
Likning b.1	-44 180	-44 050
Likning b.2	-43 140	-43 010
Likning b.3	-43 565	-43 435
Likning b.4	-43 140	-43 010

Resultatet for lastkombineringen blir da som antatt størst ved trafikklaster og vist i tabell 11. Dette er også kontrollert ved lastkombinasjon i NovaFrame. Aksialkraft diagrammet for likning a.1 er vist i figur 70.



Figur 70: Aksialkraft diagrammet for lastkombinasjon a.1

Fra lastkombinasjonene kommer det frem at størst moment i søylene kommer fra likning a.2, mens størst aksialkraft i søylene kommer fra likning a.1. tabell 12 viser verdiene for den verste momentkraften med tilhørende aksialkraft, og verste aksialkraft med tilhørende momentkraft. Disse verdiene inngår i kapasitetskontrollen av søyletverrsnittet.

Tabell 12: Verste M-kraft med tilhørende N-kraft og verste N-kraft med tilhørende M-kraft

Konstruksjons del	Verst M-kraft med tilhørende N-kraft fra likning a.2		Verst N-kraft med tilhørende M-kraft fra likning a.1	
	M-kraft [kNm]	N-kraft [kN]	M-kraft [kNm]	N-kraft [kN]
Søyle 3	133 700	-46 330	97 000	-49 370
Søyle 4	-141 200	-46 193	99 800	-49 333

8.1.3 Skjærkrefter

Skjærkreftene er nødvendige for kontroll av brubanen. Det er her hentet ut skjærkraft verdier fra de ulike lasttilfellene. I henhold til NS-EN 1992-1-1, 6.2.1 (8) er det for konstruksjonsdeler som i hovedsak påvirkes av jevnt fordelt belastning, ikke nødvendig å påvise kapasiteten for skjærkraft annet en avstand d fra kanten av opplegget. Det er i dette tilfellet valgt å vise maks skjærkraft over opplegget og redusert skjærkraft d fra opplegget. Dette for å illustrere forskjellene på maks- og redusert skjærkraft. Tabell 13 viser skjærkraften fra de ulike lasttilfellene for brubanen i akse 3 og 4.

Tabell 13: Karakteristiske skjærkraft for de ulike lasttilfellene

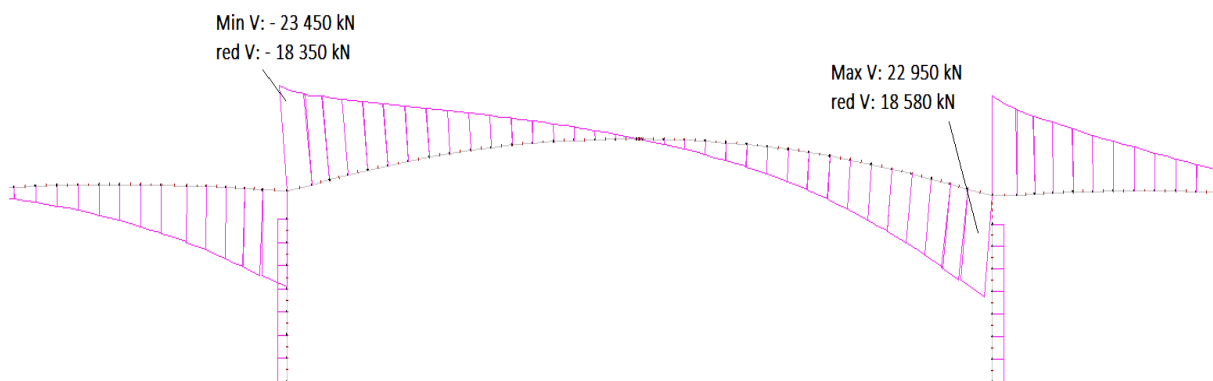
Lasttilfelle	For likning a		For likning b		Skjærkraft [kN]			
	Faktor	Faktor	Faktor	Faktor	Brubane akse 3		Brubane akse 4	
					V_{max}	V_{red}	V_{max}	V_{red}
Egenvekt	1,15	1	1	1	-15 000	-11 000	14 600	11 200
Superegenvekt	1,15	1	1	1	-1 300	-1 100	1 300	1 100
Spennarm.tvang	0,9	1,1	1	1	-1 600	-1 600	1 600	1 600
Kryp 100 år	1,15	1	1	1	0	0	0	0
svinn	1	1,15	1	1	-470	-500	450	500
Trafikk +	1,4	1,4	1,2	0,8				
Trafikk -	1,4	1,4	1,2	0,8	-1 700	-1 500	1 700	1 500
Temp Komb 5	1	1	0,8	0,8	500	500	-500	-500
Temp Komb 8	1	1	0,8	0,8	-500	-500	500	500
Temp Komb 6	1	1	0,8	0,8				
Temp Komb 7	1	1	0,8	0,8				
Vind	1,6	1,6			-1 100	-900	1 100	900
Vind + Trafikk			1,3	0,8	-430	-350	430	350
Bremselast			1,2	0,8	0	0	0	0

Dette gir følgende resultater for skjærkraften i de ulike lastkombinasjonene med tilhørende lastfaktorer, vist i tabell 14. Maksimale verdier for skjærkraften redusert med avstanden d ut fra opplegget er markert med blått. Som antatt vil lastkombinasjonen hvor trafikklaster inngår være det verst tenkelige for brua med tanke på skjærkrefter.

Tabell 14: Resultat av lastkombinasjoner for skjærkrefter i brubane over akse 3 og 4.

	Brubane over akse 3		Brubane over akse 4	
	V [kN]	V_{redusert} [kN]	V [kN]	V_{redusert} [kN]
Likning a.1	-23 426	-18 350	22 943	18 580
Likning a.2	-21 546	-16 750	21 063	16 980
Likning a.3	-22 806	-17 690	22 323	17 920
Likning b.1	-21 154	-16 680	20 734	16 880
Likning b.2	-20 474	-16 080	20 054	16 280
Likning b.3	-20 689	-16 255	20 269	16 455
Likning b.4	-20 474	-16 080	20 054	16 280

Resultatene er kontrollert opp mot lastkombinasjonen i NovaFrame med tilsvarende resultat. Under er det vist skjærkraftdiagrammet for likning a.1 med maksimale verdier.



Figur 71: Skjærkraftdiagram fra NovaFrame med maksimale verdier

8.2 Bruksgrensetilstanden

Det er foretatt bruksgrensekontroll av bruene for å sjekke om det oppstår riss i søylene, da dette som nevnt i kapittel 4, kan ha en forkortning av initieringsperioden i betongen. I henhold til HB-R412, 3.3.2 skal lastkombinasjon b, som representerer en lasttilstand som ikke overskrider mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid, anvendes for rissvidde kontroll av betongkonstruksjoner og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger. Lastfaktorer for likning b for bruksgrensetilstanden er vist i tabell 15.

Tabell 15: Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden, fra Tabell 3.3-2 i HB R412

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjonslaster D	Variable laster, Q
Likning b	1	1	$\psi_1 * Q_1 + 0,7 \sum \psi_1 * Q_n$

Videre er det ulike kombinasjonsfaktorer, ψ_1 , gitt i tabell 16.

Tabell 16: Kombinasjonsfaktorer for bruksgrensetilstanden, fra Tabell 3.3-3, HB R412

Variable laster (Q)	Kombinasjonsfaktorer ψ
Trafikklast (T)	0,5
Naturlast (E)	0,5

Lastene som inngår i lastkombinasjonen for søyle 3 er som vist i tabell 17:

Tabell 17: Aktuelle laster for bruksgrensekontroll i søyle 3

Last	M [kNm]	N [kN]
Egenvekt	-123 000	-34000
Superegenvekt	-15 000	-2500
Spennkraft	148 000	-3200
Kryp 100 år	-5 500	-50
Svinn	54 000	-540
Temp. kombinasjon 8	52 300	-600
Vind (maks oppover)	13 000	2100

For å finne påkjenningen som er verst med tanke på riss er det valgt å se på maks vindkraft som virker oppover. Dette fordi det vil gi lastkombinasjonen som gir størst strekkspenninger i søyla.

Lastkombinasjon b fører til:

$$M_{ed} = -123\,000 \text{ kNm} - 15\,000 \text{ kNm} + 148\,000 \text{ kNm} - 5\,500 \text{ kNm} + 54\,000 \text{ kNm} \\ + 0,5 * 52\,300 \text{ kNm} + 0,7 * 0,5 * 13\,000 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 89\,200 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -34\,000\text{ kN} - 2\,500\text{ kN} - 3\,200\text{ kN} - 50\text{ kN} - 540\text{ kN} + 0,5 * 2\,100\text{ kN} \\ - 0,5 * 0,7 * 600\text{ kN}$$

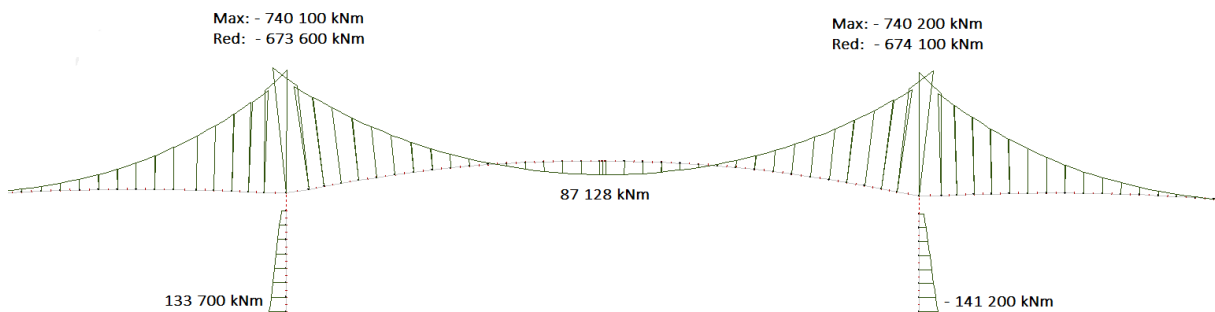
$$N_{ed} = -39450\text{ kN}$$

9. Virkningen av ulike søylestivheter i NovaFrame

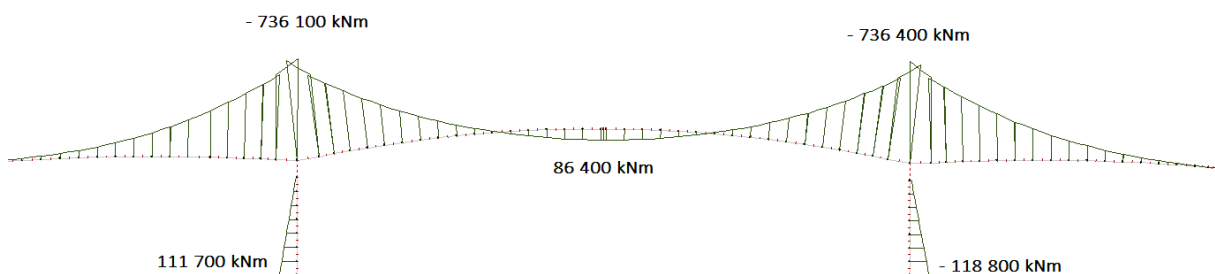
Som nevnt i kapittel 6.5 regner NovaFrame lineær elastisk bøyestivhet, noe som gir urealistisk stor stivhet for søylene. Dette vil føre til at søylene trekker til seg urealistisk store momenter. Lavere bøyestivhet gir mindre søylemomenter, noe som er gunstig for søylene. Det er vanlig å redusere denne bøyestivheten ved prosjektering av FFB-bruer. Under er det vist effekten av å redusere søylestivheten i NovaFrame til henholdsvis 80 % og 50 %. Dette er gjort ved å redusere E-modulen for søylene i modellen.

Som forventet viser resultatet at søylene tar til seg mindre moment ved lavere søylestivhet. Eksempelet under viser momentdiagrammene for verste lastkombinasjon fra kapittel 8.1.1

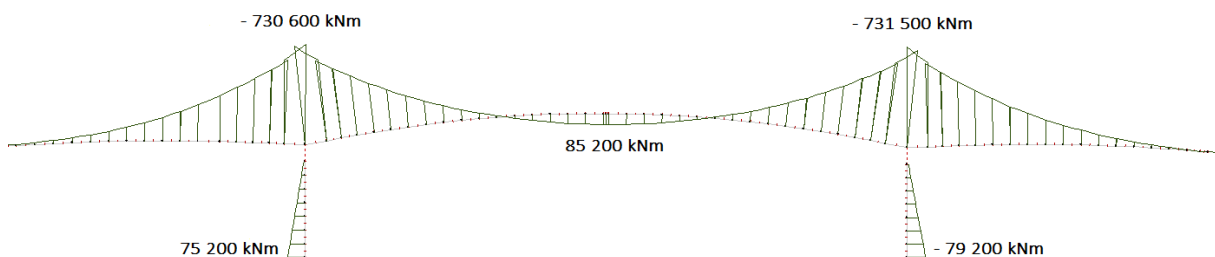
100 % Søylestivhet



80 % Søylestivhet



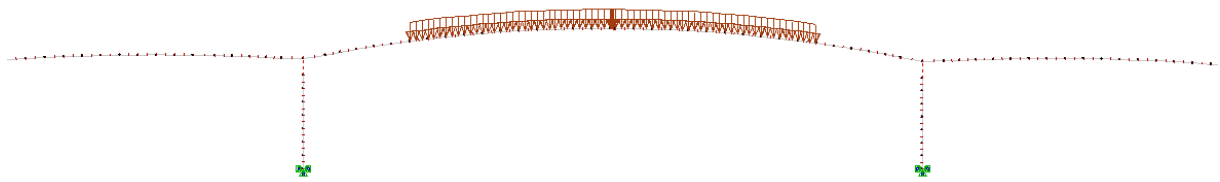
50 % Søylestivhet



Figur 72: Momentdiagram for lastkombinasjons likning a.2 for ulik søylestivhet

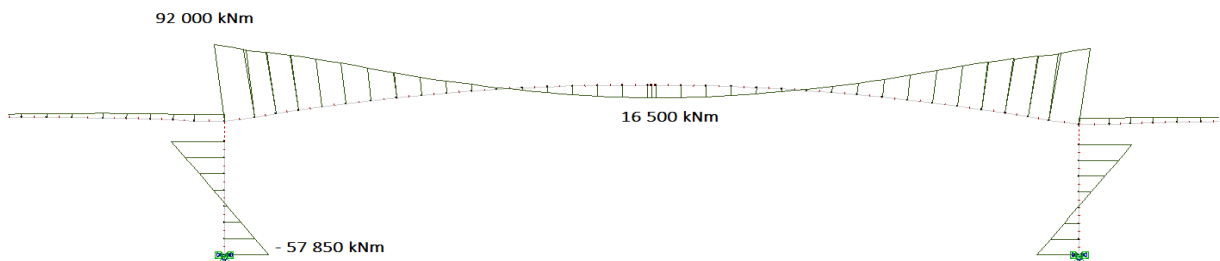
Fra figur 72 ser man tydelig at opptredende momentkrefter i søylene synker i takt med søylestivheten. Noe som derimot er litt merkelig er at ved lavere søylestivhet synker både støttemomentet og feltmomentet. Det burde i prinsippet blitt lavere støttemoment og større feltmoment som følge av at søylene ble mykere. Siden momentdiagrammet er et resultat av flere laster i kombinasjon er det vanskelig å si hvorfor det blir slik da det er vanskelig å se hvordan effekten av laster i andre felt og over støttene virker inn.

Det er derfor valgt å bryte ned lastsituasjonen ved å sette på en fiktiv jevnt fordelt last på 50 kN/m over deler av midtspennet, som vist i figur 73

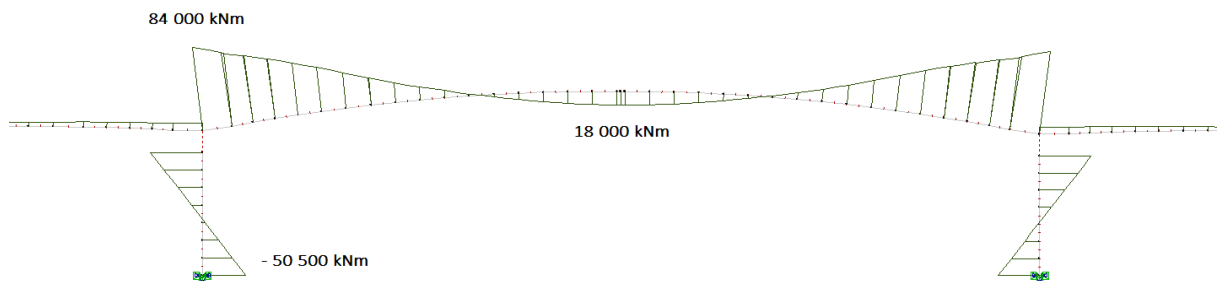


Figur 73: Lastsituasjonen som blir påsatt feltet

Som det fremkommer fra figur 74 og 75 oppfører modellen seg som forventet ved at feltmomentet øker ved redusert søyleverrsnitt og støttemomentet synker.



Figur 74: 100 % søylestivhet



Figur 75: 50 % søylestivhet

10 Kontroll i bruddgrensetilstand

I dette kapitelet er det funnet kapasiteten til brua ved valgte steder. Det er valgt å finne kapasiteten i søyle 4 ved bruk av M-N diagrammer da denne utsettes for største laster. I brubanen er det valgt å finne momentkapasiteten til tverrsnittet midt i FFB feltet og over søyle 4. I tverrsnittet over søyle 4 er det også funnet skjærkapasiteten. Det er i tillegg utført en kontroll av kapasiteten til brubanen i tverretningen.

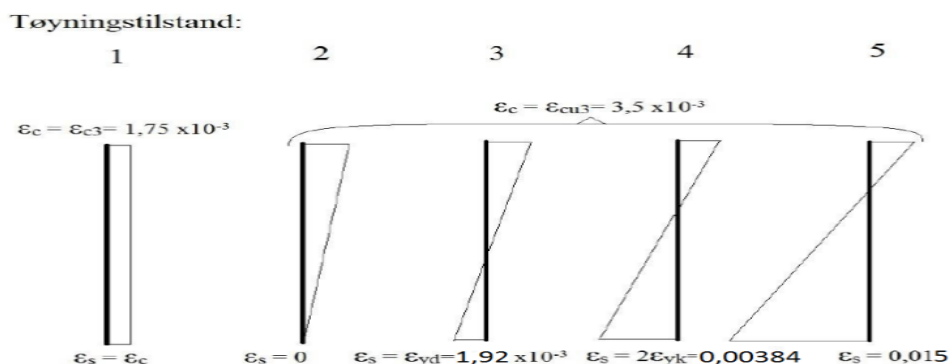
Ved beregning av kapasiteten til søyla er det valgt å se på kapasiteten i brubanens lengde retning. Dette er valgt fordi dette er om svak akse for søyla. Etter at det ble beregnet at søylene bare skulle dimensjoneres for å ta første ordens momenter og momentene er omtrent like store i begge retninger. Dermed blir den dimensjonerende retningen om svak akse.

10.1 Søylekapasiteten

Søylekapasiteten blir funnet ved å lage et M-N diagram. M-N diagram lages ved å finne søylens bruddpunkter ved forskjellige belastninger. Kombinasjonene som inngår i diagrammet er typisk kun trykkspenninger, eller en kombinasjon av trykk og moment. Belastningene som påføres er bruddtøyningene til materialene i søylen. Når man har tilstrekkelig med punkter lages det en kurve gjennom punktene som beskriver grenseverdier for tverrsnittet. Hvis lastene fra brua er innenfor denne kurven er kapasiteten god nok.

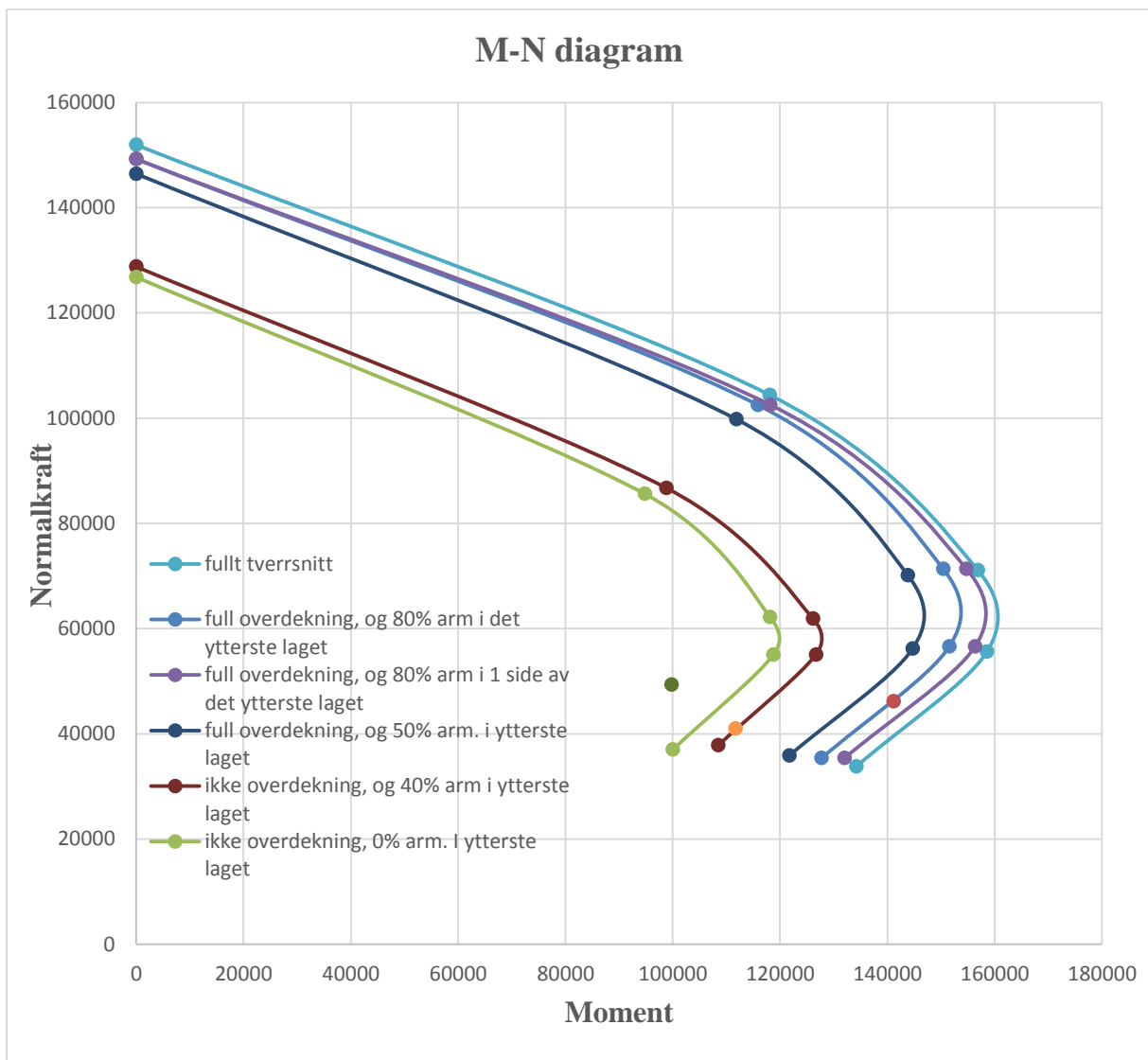
Det er valgt 5 tøyningstilstander for å lage kapasitetsgrafen til søylen. Tøyning tilstandene som er valgt er [15]:

1. Rent trykk
2. Trykkbrudd i betong
3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering
5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning



Figur 76: Tøyningstilstand

Det er interessant å se på hvordan søylekapasiteten er ved redusert søyletverrsnitt, da det er oppstått skader i brua. Derfor er det valgt å lage flere forskjellige M-N diagrammer som viser hvor mye søyla tåler i utgangspunktet og ved at deler av armering i ytterste lag og betong overdekningen blir borte som følge av korrosjon. Resultatene av de ulike søylekapasitetene på grunn av reduksjon av søyletverrsnittet er samlet i figur 77. På neste side er utregningene for fullt tverrsnitt vist, mens reduserte tverrsnitt ligger vedlagt.

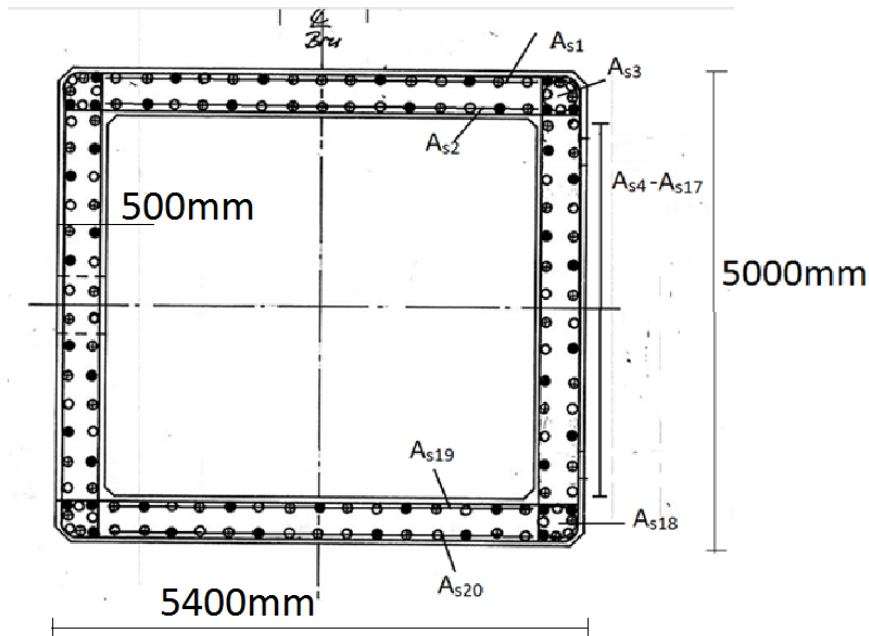


Figur 77: M-N diagram for søyle med fullt og redusert tverrsnitt

Beregning av M-N diagram for fullt tverrsnitt:

Under er det visst beregning av M-N diagrammet for fullt tverrsnitt. Beregning av de resterende M-N grafene er i vedlegg 5.

Søyletverrsnittet er som vist i figur 78.



Figur 78: Søyletverrsnitt

Materialegenskapene:

Betongens konstruksjonsfasthet for trykk:

$$f_{cn} = 19,6 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_c = 1,4 \quad f_{cd} = 14 N/mm^2$$

$$E_c = 24900 \frac{N}{mm^2} \quad E_{cd} = \frac{24900}{1,4} = 17785,7 \frac{N}{mm^2} \quad \epsilon_{c3} = 0,00175 \quad \epsilon_{cu3} = 0,0035$$

Videre deles betongtverrsnittet inn i flens og steg:

$$\text{Flens: } 4400 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = 2,2 * 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Steg: } 5000 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = 2,5 * 10^6 \text{ mm}^2$$

Totalt betongareal:

$$A_c = 2 * (2500000 + 2200000) = 9,4 * 10^6 \text{ mm}^2$$

Armering:

$$f_{sk} = 480 N/mm^2 \quad \gamma_s = 1,25 \quad f_{yd} = 384 N/mm^2$$

$$\epsilon_{yd} = 0,00192 \quad \text{Overdekning} = 50 \text{ mm i tillegg ligger det bøyler av } \phi 12 \text{ utenfor armeringen.}$$

Armeringen er delt inn som visst i figur 78 - Søyletverrsnitt:			
	mm ²	Antall Ø25	Avstand fra "UK" til senter stål (mm)
AØ25	490,625		
As1	7359,375	15	4925
As2	7359,375	15	4575
As3	7850	16	4750
As4	1962,5	4	4362
As5	1962,5	4	4076
As6	1962,5	4	3790
As7	1962,5	4	3504
As8	1962,5	4	3218
As9	1962,5	4	2929
As10	1962,5	4	2643
As11	1962,5	4	2357
As12	1962,5	4	2071
As13	1962,5	4	1785
As14	1962,5	4	1499
As15	1962,5	4	1213
As16	1962,5	4	927
As17	1962,5	4	641
As18	7850	16	250
As19	7359,375	15	425
As20	7359,375	15	75
Totalt(As)	72612,5	148	

Bruddkriterium 1: Trykk i hele tverrsnittet

Betongens tøyning: $\epsilon_c = \epsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3}$

Armeringens tøyning: $\epsilon_s = \epsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$ armeringen flyter ikke.

$T_c = A_c \cdot f_{cd} = 131\,600 \text{ kN}$ (valgt å neglisjere at arealet til stålet burde vært trekt ifra)

$$S_1 = E_s \cdot \epsilon_{c3} \cdot \frac{A_{s,tot}}{\gamma_S} = 20331,5 \text{ kN}$$

$$N_1 = 151931,5 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0$$

Bruddkriterium 2: Trykkbrudd i betong

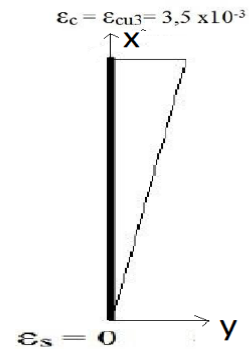
Armerings bidraget:

Ønsker å finne tøyningen til de forskjellige armerings lagene. Dette gjøres ved å lage en formel for grafen på tegningen.

$$\varepsilon(x)_x = y(x) = 7 \cdot 10^{-7} x$$

Ønsker å finne ut når $\varepsilon(x) = 0,00192 \Rightarrow x = 2743 \text{ mm}$

Dermed er $A_{s1} - A_{s9} \varepsilon(x) = 0,00192$



Tøyning	Tøyning	$N_{2s} = (\varepsilon_x \cdot E_s \cdot A_{sx})$ (kN)	Arm til t.p (mm)	$M_{2s} = N_{2s} \cdot \text{Arm (kNm)}$
ξ_{s1}	0,00192	2826	2425	6853,1
ξ_{s2}	0,00192	2826	2075	5864,0
ξ_{s3}	0,00192	3014,4	2250	6782,4
ξ_{s4}	0,00192	753,6	1859	1400,9
ξ_{s5}	0,00192	753,6	1573	1185,4
ξ_{s6}	0,00192	753,6	1287	969,9
ξ_{s7}	0,00192	753,6	1001	754,4
ξ_{s8}	0,00192	753,6	715	538,8
ξ_{s9}	0,00192	753,6	429	323,3
$\xi(2643)_{s10}$	0,00185	726,125	143	103,8
$\xi(2357)_{s11}$	0,00165	647,625	-143	-92,6
$\xi(2071)_{s12}$	0,00145	569,125	-429	-244,2
$\xi(1785)_{s13}$	0,00125	490,625	-715	-350,8
$\xi(1499)_{s14}$	0,00105	412,125	-1001	-412,5
$\xi(1213)_{s15}$	0,000849	333,2325	-1287	-428,9
$\xi(927)_{s16}$	0,000649	254,7325	-1573	-400,7
$\xi(641)_{s17}$	0,000449	176,2325	-1859	-327,6
$\xi(250)_{s18}$	0,000175	274,75	-2250	-618,2
$\xi(425)_{s19}$	0,0002975	437,882813	-2075	-908,6
$\xi(75)_{s20}$	0,0000525	77,2734375	-2425	-187,39
Totalt bidrag fra armeringen		$N_{2s} = 17587,73$		$M_{2s} = 20804,4842$

Betongens bidrag:

$$T_{c,flens} = f_{cd} * A_{cflens} = 30800kN \quad arm \ 2250mm \quad M_{2c,flens} = 69300kNm$$

$$T_{c,steg} = f_{cd} * b * 0,8h * 2stk = 56000kN \quad arm \ 500mm \quad M_{2c,steg} = 28000kNm$$

$$b = 500mm$$

Totalt bidrag fra stål og betong:

$$N_2 = 104387,7kN$$

$$M_2 = 118104,5kNm$$

Bruddkriterium 3: Trykkbrudd i betong

Armeringens bidrag:

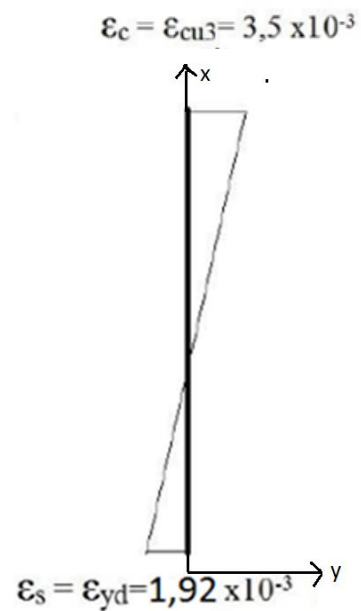
Ønsker å finne tøyningen til de forskjellige armeringslagene. Dette gjøres ved å lage en formel for grafen på tegningen.

$$\varepsilon(x)_x = y(x) = 1,1 * 10^{-6}x - 2 * 10^{-3}$$

Ønsker å finne ut når $\varepsilon(x) = 0,00192 \Rightarrow$

$$x = 3564mm$$

dermed er $A_{s1} - A_{s6} \ \varepsilon(x) = 0,00192$



Tøyning	Tøyning	$N_{2s}=(\epsilon_x * E_s * A_{sx})$ (kN)	Arm til t.p (mm)	$M_{2s}=N_{2s} * Arm$ (kNm)
ξ_{s1}	0,00192	2826	2425	6853,05
ξ_{s2}	0,00192	2826	2075	5864,0
ξ_{s3}	0,00192	3014,4	2250	6782,4
ξ_{s4}	0,00192	753,6	1859	1400,9
ξ_{s5}	0,00192	753,6	1573	1185,4
ξ_{s6}	0,00192	753,6	1287	969,9
ξ_{s7}	0,00186	730,05	1001	730,78
ξ_{s8}	0,00155	608,375	715	434,99
ξ_{s9}	0,00123	482,775	429	207,11
$\xi(2643)_{s10}$	0,000914	358,745	143	51,30
$\xi(2357)_{s11}$	0,000632	248,06	-143	-35,47
$\xi(2071)_{s12}$	0,000293	115,0025	-429	-49,34
$\xi(1785)_{s13}$	-0,00002	-7,85	-715	5,61
$\xi(1499)_{s14}$	-0,000333	-130,7025	-1001	130,83
$\xi(1213)_{s15}$	-0,000646	-253,555	-1287	326,32
$\xi(927)_{s16}$	-0,00096	-376,8	-1573	592,71
$\xi(641)_{s17}$	-0,00127	-498,475	-1859	926,67
$\xi(250)_{s18}$	-0,0017	-2669	-2250	6005,25
$\xi(425)_{s19}$	-0,00151	-2222,53	-2075	4611,75
$\xi(75)_{s20}$	-0,00192	-2826	-2425	6853,05
Totalt bidrag fra armeringen		$N_{2s}=$ 4485,29		$M_{2s}=43847,2$

Betongens bidrag:

$$T_{c,flens} = f_{cd} * A_{cflens} = 30800kN \quad arm \ 2250mm \quad M_{2c,flens} = 69300kNm$$

$$T_{c,steg} = f_{cd} * b * 0,8 * \alpha * d * 2 = 35803,04kN \quad arm \ 1221,3mm \quad M_{2c,steg} = 43726,25kNm$$

$$b = 500mm$$

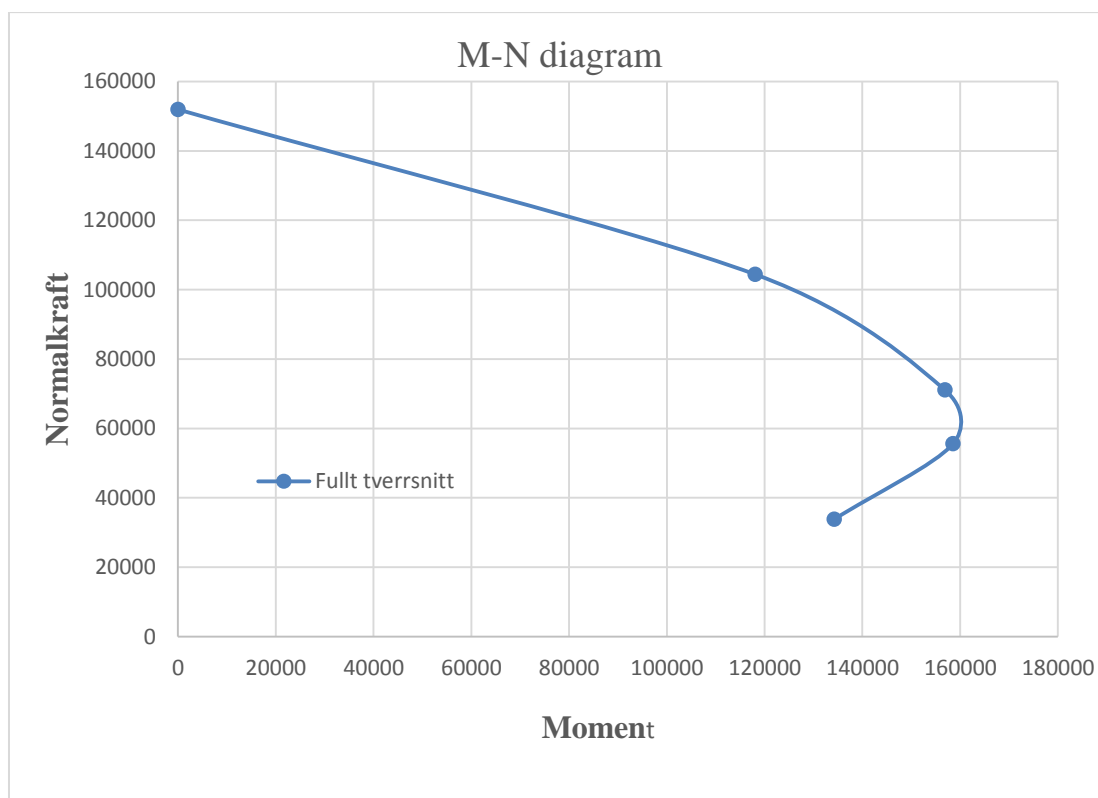
Totalt bidrag fra stål og betong:

$$N_3 = 71088,33kN \quad M_3 = 156873,457kNm$$

Samme framgangsmåte er brukt for å finne de to siste punktene og resultatet ble:

M,1	0	N,1	151931,5
M,2	118104,484	N,2	104387,7288
M,3	156873,457	N,3	71088,33375
M,4	158573,263	N,4	55605,1565
M,5	134251,739	N,5	33807,8085

Dette resulterer i M-N diagrammet for fullt søyleverrsnitt som vist i figur 79 under.



Figur 79: M-N diagram for fullt tverrsnitt

10.2 Kapasitet i brubanen

Beregningene er gjort med egen modifiserte formler med utgangspunkt i betongkonstruksjons boka [15]. Regelverk som er brukt er NS 3473.

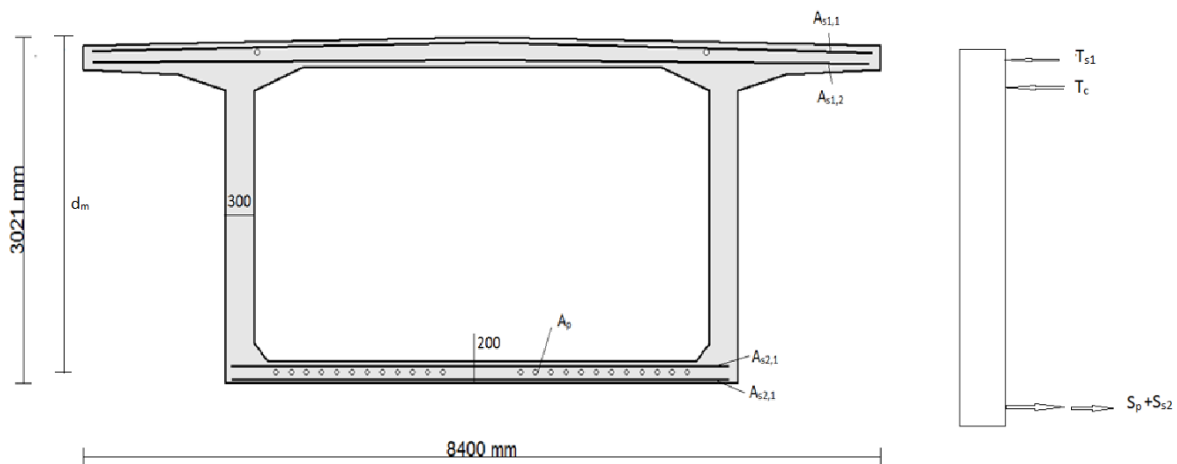
10.2.1 Momentkapasitet

Momentkapasitet i feltet

Tverrsnitt med flens i trykksonen, utsatt for bøyning, kan antas å ha en medvirkende flensbredde på hver side utenfor steget lik den minste av følgende verdier, i henhold til NS 3473, 9.5.1:

- faktisk flensbredd
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger flenstykkelse

Tverrsnitt: 1025,8 midt i felt i FFB delen



Flensdelen som kan tas med for B_{eff} :

- faktisk flensbredd=1500mm
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter =
= $0,1 * 56\ 600\ \text{mm} = 5660\ \text{mm}$ (hentet fra NovaFrame)
- 8 ganger flenstykkelse = $8 * 270\text{mm} = 2160\text{mm}$

Kan da dimensjonere med hele flensbredden.

Material data:

Spennstål:

$$f_{p,0,2k} = 1570 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_s = 1,25 \quad f_{pd} = 1256 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$$

Det er 24 kabler:

$$A_p = 29857,7 \text{ mm}^2$$

$$P_{tot} = A_p * f_{pd} = 37501 \text{ kN}$$

$$P_{eff} = 0,75 * P_{tot} = 28126 \text{ kN}$$

$$\epsilon'_{p0} = \frac{P_{eff}}{E_p A_p} = 4,83 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_p = \frac{f_{pd}}{E_p} = 6,44 * 10^{-3}$$

Stålet:

$$f_{yk} = 400 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Overdekningen: 50mm

Bøyler $\phi 12$ rundt armeringen

$$A_{s1,1} = 42\phi 12 = 4750 \text{ mm}^2$$

$$d_{s1,1} = 50 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + \frac{12 \text{ mm}}{2} = 68 \text{ mm}$$

$$A_{s1,2} = 53\phi 12 = 5994 \text{ mm}^2$$

$$d_{s1,2} = 270 - 50 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 202 \text{ mm}$$

Finner en midlere d for $A_{s1,1} + A_{s1,2}$

$$d_{s1} = \frac{\sum d_i * S_i}{\sum S_i}$$

$$= \frac{68 \text{ mm} * 4750 \text{ mm}^2 * 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 202 \text{ mm} * 5994 \text{ mm}^2 * 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{4750 \text{ mm}^2 * 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 5994 \text{ mm}^2 * 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 142,8 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = A_{s1,1} + A_{s1,2} = 10744 \text{ mm}^2 \quad A_{s2,1} = 25\phi 12 = 2827 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,2} = 25\phi 12 = 2827 \text{ mm}^2 \quad A_{s2} = A_{s1,2} + A_{s2,2} = 5654 \text{ mm}^2$$

Betongen:

$$f_{cn} = 25,2 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1,4 \quad f_{cd} = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Beregning:

Midlere d for armeringen og spennarmeringen i undergurten:

$$d_m = h - 100 \text{ mm} = 2921 \text{ mm}$$

Likevekt av kreftene:

$$\sum Fx = 0 \Rightarrow S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

$$S_{s2} = f_{yd} * (A_{s2,1} + A_{s2,2})$$

$$T_{s1} = f_{yd} * (A_{s1,1} + A_{s1,2})$$

Balansert tverrsnitt: Sjekker om tverrsnittet er over-eller underarmert

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon_{po} + \varepsilon_{cu}} = 0,685$$

$$0,8\alpha_b d_m = 1600,71 \text{ mm}$$

Betongens virkehøyde ligger da i hele brubanen og litt nedover steget. Det fører til:

$$T_c = f_{cd} * b_{flens} * h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d - h_f)$$

$$\text{Likevekt:} \quad S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

$$f_{pd} * A_{pb} + f_{yd} * A_{s2} = f_{cd} * b_{flens} * h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d - h_f) + f_{yd} * A_{s1}$$

$$A_{pb} = \frac{f_{yd}}{f_{pd}} (A_{s1} - A_{s2}) + \frac{f_{cd} b_{flens} h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d_m - h_f)}{f_{pd}} = 45242,4mm$$

$A_{pb} > A_p$ fører til underarmert

Momentkapasitet:

Ved underarmert antas det at betongenstrykksonehøyde ligger i brubanen

Likevekt:

$$S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

Hvor: $T_c = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m$

$$f_{pd} * A_p + f_{yd} * A_{s2} = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m + f_{yd} * A_{s1}$$

$$\alpha = 0,10153$$

$$0,8\alpha d_m = 237,3mm < 270mm \text{ innenfor brubanetykkelsen på } 270mm$$

$$M_{Rd, felt} = T_c z_c + T_{s1} * z_{s1}$$

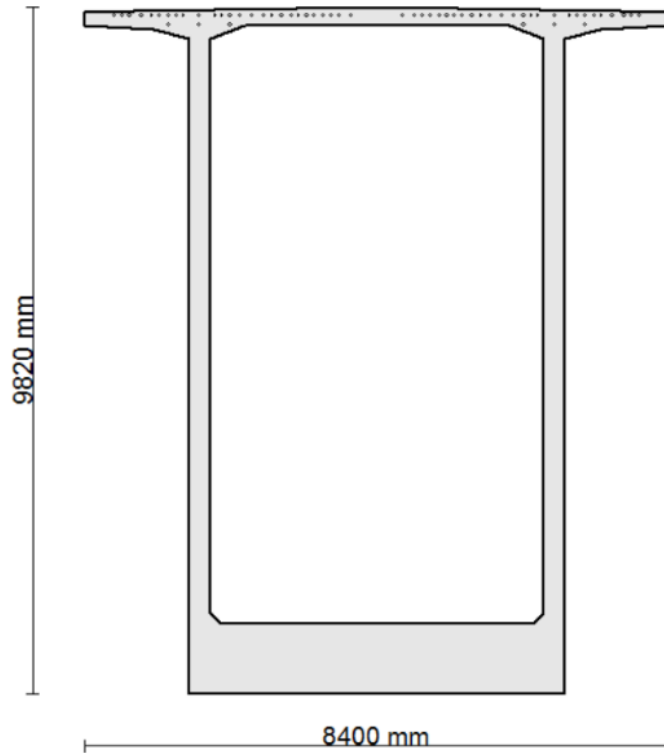
$$z_c = d_m - 0,4 \alpha d_m = 2802,35mm$$

$$z_{s1} = d_m - d_{s1} = 2778,2mm$$

$$M_{Rd, felt} = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m * z_c + f_{yd} * A_{s1} * z_{s1} = 110080,4kNm$$

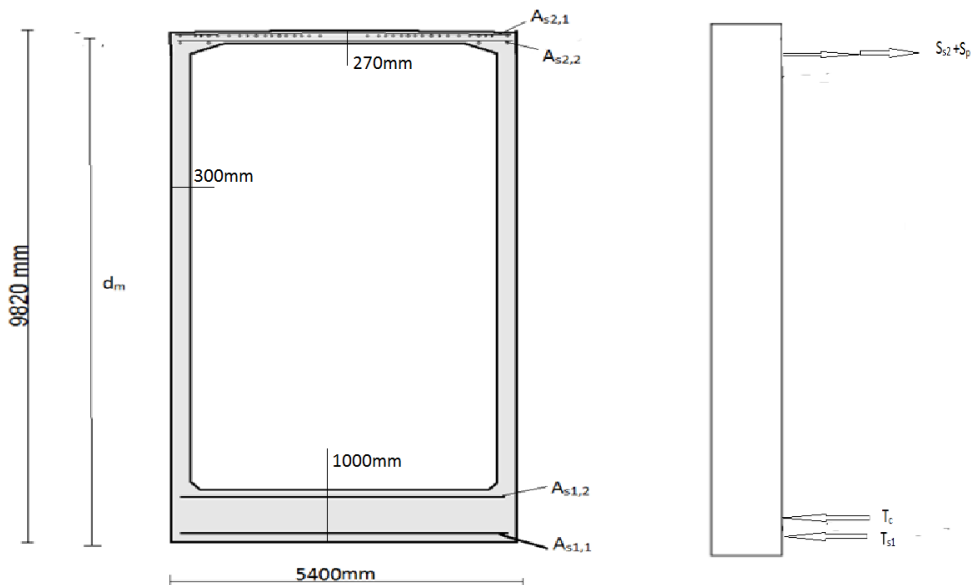
10.2.2 Momentkapasitet over hovedsøyle

Tverrsnitt over søyle 3.



NS 3473, 9.5.1: Hvis flensen ligger i strekksonen, kan den armering som ligger innenfor en bredde som gitt for trykksone, regnes fullt virksom. Kontrollerer først dette tverrsnittet.

Dimensjonerende tverrsnitt:



Material data:

Spennstål:

$$f_{p,0,2k} = 1570N/mm^2 \quad \gamma_s = 1,25 \quad f_{pd} = 1256N/mm^2$$

$$E_p = 195000N/mm^2$$

38 kabler:

$$A_p = 47274,7mm^2$$

$$P_{tot} = A_p * f_{pd} = 59377kN$$

$$P_{eff} = 0,75 * P_{tot} = 44533kN$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{P_{eff}}{E_p A_p} = 4,831 * 10^{-3}$$

$$\varepsilon_p = \frac{f_{pd}}{E_p} = 6,44 * 10^{-3}$$

Stålet:

$$f_{yk} = 400N/mm^2 \quad f_{yd} = 320N/mm^2$$

Overdekningen: 50mm

Bøyler $\phi 12$ rundt armeringen

$$A_{s1,1} = 25\phi 12 = 2827mm^2$$

$$d_{s1,1} = 50mm + 12mm + \frac{12mm}{2} = 68mm$$

$$A_{s1,2} = 25\phi 12 = 2827mm^2$$

$$d_{s1,2} = 1000 - 50mm - 12mm - \frac{12mm}{2} = 932mm$$

Finner en midlere d for $A_{s1,1} + A_{s1,2}$

$$d_{s1} = 500mm$$

$$A_{s1} = A_{s1,1} + A_{s1,2} = 5654\text{mm}^2$$

$$A_{s2,1} = 27\phi 12 = 3054\text{mm}^2$$

$$A_{s2,2} = 31\phi 12 = 3506\text{mm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s2,1} + A_{s2,2} = 6560\text{mm}^2$$

Betongen:

$$f_{cn} = 25,2\text{N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1,4 \quad f_{cd} = 18\text{N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Beregning:

Midlere d for armeringen og spennarmeringen i veibanen:

$$d_{s1} = \frac{\sum d_i * S_i}{\sum S_i} = \frac{d_{2,1}A_{s2,1}f_{yd} + d_{2,2}A_{s2,2}f_{yd} + d_p A_p f_{pd}}{A_{s2,1}f_{yd} + A_{s2,2}f_{yd} + A_p f_{pd}} = 9684\text{mm}$$

$$d_{2,1} = 9820\text{mm} - 50\text{mm} - 12\text{mm} - \frac{12\text{mm}}{2} = 9752\text{mm}$$

$$d_{2,2} = 9820\text{mm} - 270\text{mm} + 12\text{mm} + \frac{12\text{mm}}{2} = 9568\text{mm}$$

$$d_p = 9820\text{mm} - \frac{270\text{mm}}{2} = 9685\text{mm}$$

Likevekt av kreftene:

$$\sum Fx = 0 \Rightarrow S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

Hvor:

$$S_{s2} = f_{yd} * (A_{s2,1} + A_{s2,2})$$

$$T_{s1} = f_{yd} * (A_{s1,1} + A_{s1,2})$$

Balansert tverrsnitt: Skjekker om tverrsnittet er over-eller underarmert

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon_{po} + \varepsilon_{cu}} = 0,685$$

$$0,8\alpha_b d_m = 5306,8 \text{ mm}$$

Betongens virkehøyde ligger da i hele undergurten pluss en del av steget.

$$T_c = f_{cd} * b_{flens} * h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d - h_f)$$

$$\text{Likevekt: } S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

$$f_{pd} * A_{pb} + f_{yd} * A_{s2} = f_{cd} * b_{flens} * h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d - h_f) + f_{yd} * A_{s1}$$

$$A_{pb} = \frac{f_{yd}}{f_{pd}} (A_{s1} - A_{s2}) + \frac{f_{cd} b_{flens} h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d_m - h_f)}{f_{pd}} = 114191 \text{ mm}^2$$

$A_{pb} > A_p$ fører til underarmert

Momentkapasitet:

Ved underarmert antar jeg at betongenstrykksonehøyde ligger i brubanen

$$\text{Likevekt: } S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

$$T_c = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m$$

$$f_{pd} * A_p + f_{yd} * A_{s2} = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m + f_{yd} * A_{s1}$$

$$\alpha = 0,0792$$

$$0,8\alpha d_m = 613,9 \text{ mm} < 1000 \text{ mm innenfor undergurten på } 1000 \text{ mm}$$

$$M_{Rd, søyle} = T_c z_c + T_{s1} * z_{s1}$$

$$z_c = d_m - 0,4 \alpha d_m = 9377 \text{ mm}$$

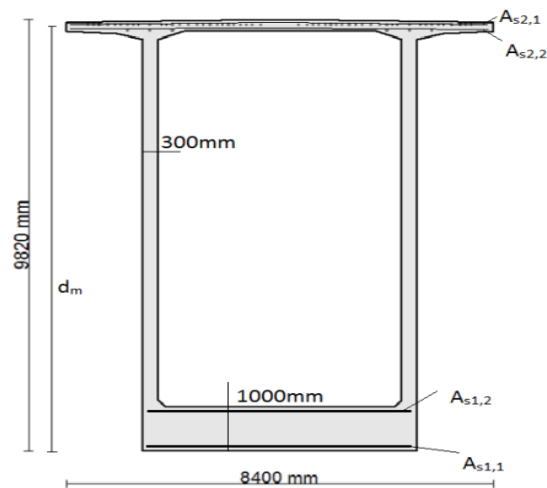
$$z_{s1} = d_m - d_{s1} = 9185 \text{ mm}$$

$$M_{Rd, søyle} = f_{cd} * b_{fl} * 0,8 \alpha d_m * z_c + f_{yd} * A_{s1} * z_{s1} = 575860,7 \text{ kNm}$$

$M_{ed} = 684\ 000 \text{ kNm}$ opptredende moment er større enn kapasiteten.

Velger å finne kapasitetet over søyla med et større tverrsnitt, tar her med utkragerne i beregningen.

Dimensjonerende tverrsnitt over søyle:



Flensdelen som kan tas med for B_{eff} :

- faktisk flensbredd = 1500 mm

- 10% av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter = $0,1 * 73000 \text{ mm} = 7300 \text{ mm}$
(hentet fra novaframe)

- 8 ganger flenstykkelse = $8 * 270 \text{ mm} = 2160 \text{ mm}$

Kan da dimensjonere med hele flensbredden

Material data:

Spennstål:

$$f_{p,0,2k} = 1570N/mm^2 \quad \gamma_s = 1,25 \quad f_{pd} = 1256N/mm^2 \quad E_p = 195000N/mm^2$$

58 spennkabler:

$$A_p = 72156 \text{ mm}^2$$

$$P_{tot} = A_p * f_{pd} = 90628kN$$

$$P_{eff} = 0,75 * P_{tot} = 67971kN$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{P_{eff}}{E_p A_p} = 4,831 * 10^{-3}$$

$$\varepsilon_p = \frac{f_{pd}}{E_p} = 6,44 * 10^{-3}$$

Stålet:

$$f_{yk} = 400N/mm^2 \quad f_{yd} = 320N/mm^2$$

Overdekningen: 50mm

Bøyler $\phi 12$ rundt armeringen

$$A_{s1,1} = 25\phi 12 = 2827mm^2$$

$$d_{s1,1} = 50mm + 12mm + \frac{12mm}{2} = 68mm$$

$$A_{s1,2} = 25\phi 12 = 2827mm^2$$

$$d_{s1,2} = 1000 - 50mm - 12mm - \frac{12mm}{2} = 932mm$$

Finner en midlere d for $A_{s1,1} + A_{s1,2}$

$$d_{s1} = 500mm$$

$$A_{s1} = A_{s1,1} + A_{s1,2} = 5654mm^2$$

$$A_{s2,1} = 42\phi 12 = 4750mm^2$$

$$A_{s2,2} = 53\phi 12 = 5994mm^2$$

$$A_{s2} = A_{s2,1} + A_{s2,2} = 10744 \text{ mm}^2$$

Betongen:

$$f_{cn} = 25,2 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1,4 \quad f_{cd} = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0,0035$$

Beregning:

Midlere d for armeringen og spennarmeringen i veibanen:

$$d_{s1} = \frac{\sum d_i * S_i}{\sum S_i} = \frac{d_{2,1} A_{s2,1} f_{yd} + d_{2,2} A_{s2,2} f_{yd} + d_p A_p f_{pd}}{A_{s2,1} f_{yd} + A_{s2,2} f_{yd} + A_p f_{pd}} = 9684,7 \text{ mm}$$

$$d_{2,1} = 9820 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 9752 \text{ mm}$$

$$d_{2,2} = 9820 \text{ mm} - 270 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + \frac{12 \text{ mm}}{2} = 9568 \text{ mm}$$

$$d_p = 9820 \text{ mm} - \frac{270 \text{ mm}}{2} = 9685 \text{ mm}$$

Likevekt av kreftene:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

$$S_{s2} = f_{yd} * (A_{s2,1} + A_{s2,2})$$

$$T_{s1} = f_{yd} * (A_{s1,1} + A_{s1,2})$$

Balansert tverrsnitt: Sjekker om tverrsnittet er over- eller underarmert

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon_{po} + \epsilon_{cu}} = 0,685$$

$$0,8\alpha_b d_m = 5306,8 \text{ mm}$$

Betongens virkehøyde ligger da i hele undergurten pluss en del av steget.

$$T_c = f_{cd} * b_{flens} * h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d - h_f)$$

$$\text{Likevekt: } S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

$$f_{pd} * A_{pb} + f_{yd} * A_{s2} = f_{cd} * b_{flens} * h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d - h_f) + f_{yd} * A_{s1}$$

$$A_{pb} = \frac{f_{yd}}{f_{pd}} (A_{s1} - A_{s2}) + \frac{f_{cd} b_{flens} h_{flens} + f_{cd} * 2 * b_{steg} (0,8\alpha_b d_m - h_f)}{f_{pd}} = 113128 \text{ mm}^2$$

$A_{pb} > A_p$ fører til underarmert

Momentkapasitet:

Ved underarmert antar jeg at betongenstrykksonehøyde ligger i brubanen

Likevekt:

$$S_p + S_{s2} = T_c + T_{s1}$$

$$T_c = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m$$

$$f_{pd} * A_p + f_{yd} * A_{s2} = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m + f_{yd} * A_{s1}$$

$$\alpha = 0,1225$$

$$0,8\alpha d_m = 949,1 \text{ mm} < 1000 \text{ mm innenfor undergurten på } 1000 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,søyle} = T_c z_c + T_{s1} * z_{s1}$$

$$z_c = d_m - 0,4 \alpha d_m = 9210 \text{ mm}$$

$$z_{s1} = d_m - d_{s1} = 9184,7 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,søyle} = f_{cd} * b_{fl} * 0,8\alpha d_m * z_c + f_{yd} * A_{s1} * z_{s1} = 866264 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,søyle} \geq M_{ed} = 748\,000 \text{ kNm}$$

10.2.3 Skjærkapasitet til brubanen ved søyle

Ved beregning av skjær blir det først funnet kapasiteten til brubanen med skjærarming. Hvis det blir nødvendig blir trykk bidraget fra spennkablene tatt med i beregningene i henhold til NS3473.

$$V_{cd} = V_{co} + V_{sd}$$

$$V_{co} = 0,33 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0,66 f_{td} b_w d k_w \quad 12.3.2.1$$

$$k_a = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$k_v = 1$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$A_{s1} = 42 \phi 12 = 4750 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 53 \phi 12 = 5994 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = 9752 \text{ mm}$$

$$d_2 = 9618 \text{ mm}$$

$$d = \frac{\sum d_i * S_i}{\sum S_i} = 9677 \text{ mm}$$

$$b_w = 600 \text{ mm}$$

$$f_{td} = 1,76 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{co} = 3625,5 \text{ kN}$$

$$V_{co} = 0,33 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v = 3625,5 \text{ kN} \leq 0,66 f_{td} b_w d k_w = 6744,5 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

$$V_{co} = 3625,5 \text{ kN}$$

Skjærarmeringens bidrag:

4 ϕ 16 cc 125 mm i henhold til tegning.

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$\cot \alpha = 0$$

$$\sin \alpha = 1 \quad \left(\alpha = \frac{\pi}{2} \right)$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{4 * \pi * 8^2}{125} = 6,434 \text{ mm}^2 / \text{mm} = 6434 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$f_{sd} = 320 \text{ N/mm}^2$$

$$z = 0,9d = 8709,3 \text{ mm}$$

$$V_{sd} = 17931kN$$

$$V_{cd} = V_{co} + V_{sd} = 21556,9kN$$

Kapasitet for trykkbrudd: 12.3.2.5

$$V_{ccd} = 0,25f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) \leq 0,45f_{cd}b_wz$$

$$z = 0,9d = 8709,3mm$$

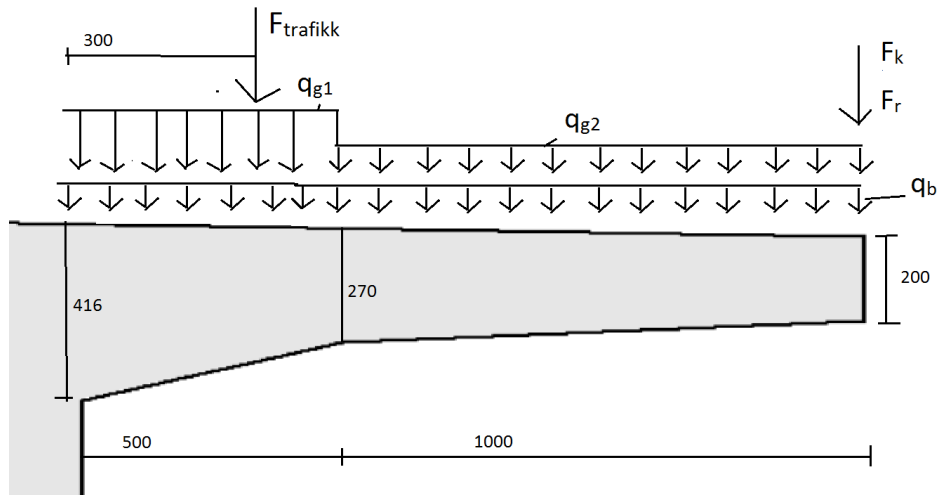
$$f_{cd} = 19N/mm^2$$

$$0,25f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) = 23515kN \leq 0,45f_{cd}b_wz = 42327,2kN \Rightarrow ok$$

$$V_{ccd} = 23515kN$$

10.3 Tverretningen

For å sjekke brubanens kapasitet i tverretningen ser man på flensen som stikker ut fra steget som en utkrager som er 1 meter bred. Deretter må man plassere lastene for å få verst tenkelig moment ved innspenningen. Lastene som blir påført utkrageren er som vist i figur 80.



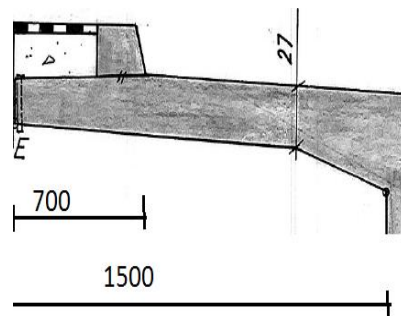
Figur 80: Brubjelkens utkrager med påførte laster

Laster som virker i tverretning:

$F_{trafikk} = 160 \text{ kN}$ i henhold til HB R412-brukklassifisering figur 3.2-1:

Aksellast = 160 kN for Bk10. Plasseringen er valgt ut ifra figur 3.2-3:

1500mm - 700mm - 500mm = 300 mm fra innspenning



Rekkverk: $F_r = 1 \text{ kN/m}$

Kantdrager: $F_k = 6,25 \text{ kN/m}$

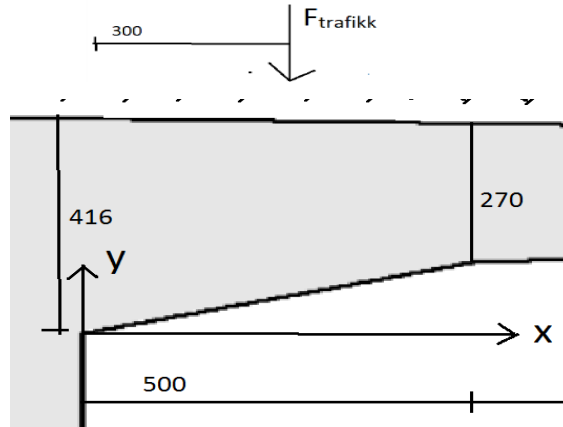
Belegning: $q_b = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Ved beregning av egenvekten er det gjort noen forenkling som vist under.

Tyngdetetthet for betong: $\rho_{betong} = 25 \text{ kN/m}^3$

$$q_{g1} = \rho_{betong} * \frac{(0,416\text{m} + 0,270\text{m})}{2} = 8,575 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{g2} = \rho_{betong} * \frac{(0,27\text{m} + 0,2\text{m})}{2} = 5,875 \text{ kN/m}^2$$



Figur 81: Trafikklasterplassering i tverretning

Momentbidraget fra trafikklasteren

$$y(x) = 0,292x$$

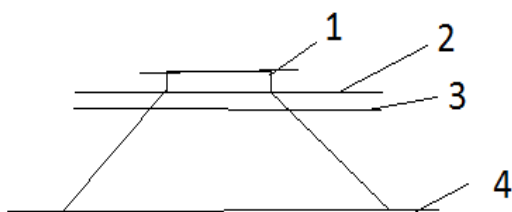
$$y(300) = 87,6\text{mm}$$

$416\text{mm} - 87,6\text{mm} = 328,4\text{mm}$ tykkelsen på brubanen under lasten:

$$\frac{328,4\text{mm}}{2} = 164,2\text{mm}$$

tyngde punktet til betongen under lasten.

I henhold til NS-EN1991-2 4.3.6:



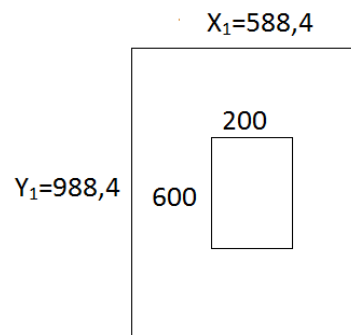
1. Kontaktflaten til lasten (200*600mm²)
2. Asfalt (30mm)
3. Starten av betongdekke
4. Midten av betongdekke

Gjennom asfalten og betongdekke sprer lasten seg med 45 grader ut i hver retning.

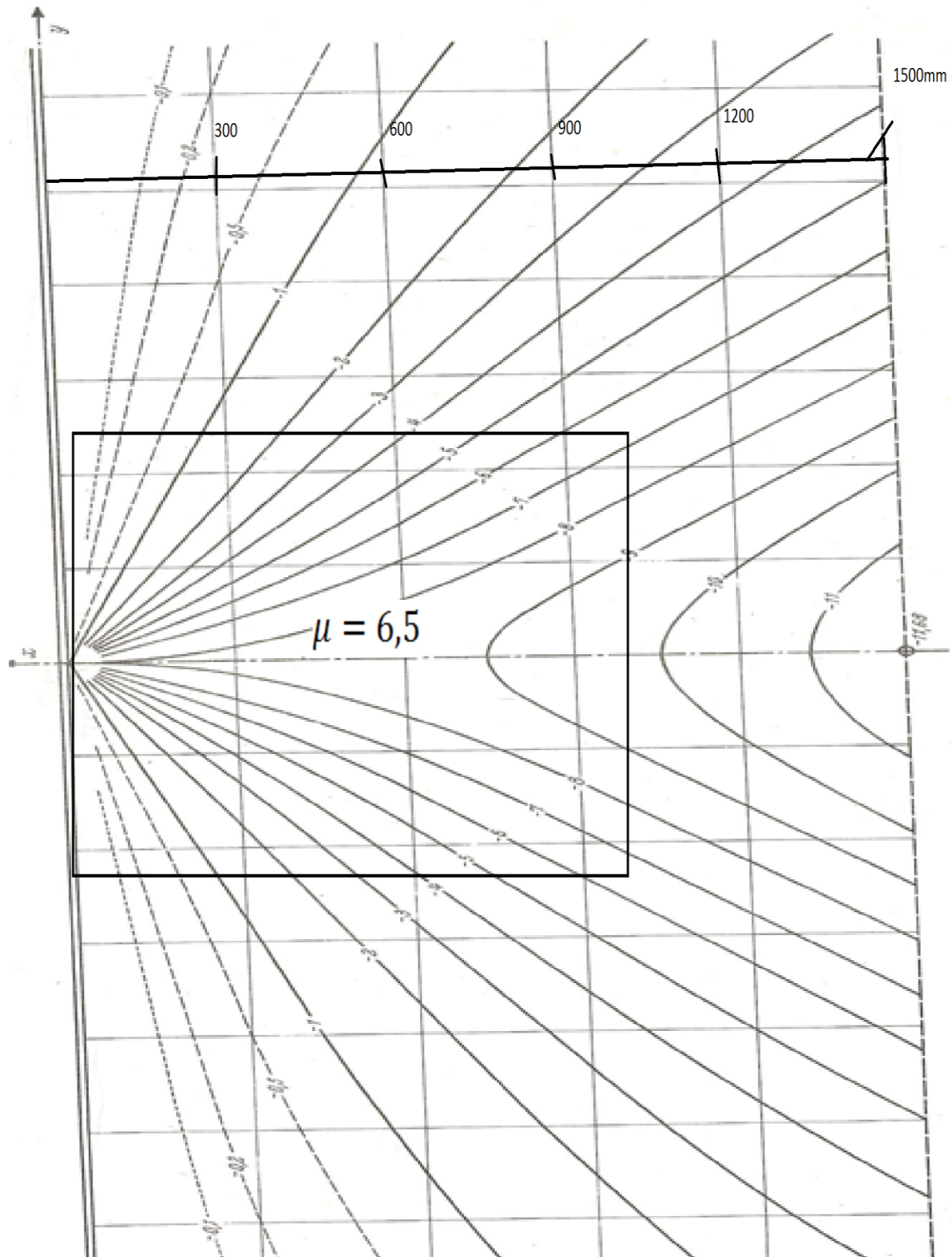
Resultatet er vist i tegning til høyre.

$$Y_1 = 600\text{mm} + 2 * (30 + 164,2)\text{mm} = 988,4\text{mm}$$

$$X_1 = 200\text{mm} + 2 * (30 + 164,2)\text{mm} = 588,4\text{mm}$$



For å finne momentet trafikklaster skaper ved innspenningen ble denne flaten puttet inn i figur x som vist og faktoren $\mu = 6,5$ ble funnet.



Figur 82: Diagram for å hente ut faktor μ

$$M_{ed,trafikk} = \frac{F_{trafikk}}{8 * \pi} * \mu * \gamma_{trafikk}$$

$$M_{ed,trafikk} = \frac{160kN}{8 * \pi} * 6,5 * \gamma_{trafikk} = \gamma_{trafikk} * 41,38kNm/m$$

Skjærbidraget til trafikklasten:

Statensvegvesen publikasjon 6.4.1 kan brukes hvis lasten er plassert inntil ca. 30 % av spennvidden fra det undersøkte punkt: $0,3 * 1500mm = 450 mm > 300 mm \Rightarrow ok$

$$V_{trafikk} = k_v * \frac{F_t}{t_y}$$

Der

$t_y = 628mm$ tykkelsen på dekke

$F_t = 160kN$ trafikklasten

k_v fra diagram: 4.1

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{X_1}{Y_1} = 0,595$$

$$\frac{s}{t_y} = \frac{s}{Y_1} = 0,0058 \text{ altså ca. lik } 0$$

s er avstanden fra ny flate til innspenningen $300mm - \frac{588,4mm}{2} = 5,8mm$

$k_v = 0,93$ i henhold til diagram 4.1

$V_{trafikk} = k_v * \frac{F_t}{t_y} = 150,5kN/m$ At omtrent hele lasten virker per meter er fornuftig ettersom den er så nærme.

Opptredende moment blir:

$$\begin{aligned} M_{ed,tv} &= \gamma_g * (1 kN/m * 2,5m + 6,25 kN/m * 2,5m + \frac{2,5 kN/m * 2,5^2 m^2}{2} \\ &+ \frac{8,575 kN/m * 0,5^2 m^2}{2} + 5,875 kN/m * 1m * 1m) + \gamma_{trafikk} * 41,38kNm/m \\ &= 1,15 * 32,88 kNm/m + 1,4 * 41,38 kNm/m = 95,75kNm/m \end{aligned}$$

Opptredende skjær:

$$V_{ed} = \gamma_g (1 \frac{kN}{m} + 6,25 \frac{kN}{m} + 2,5 \frac{kN}{m^2} * 1m + 8,575 \frac{kN}{m^2} * 0,5m + 5,875 \frac{kN}{m^2} * 1m) + \gamma_{trafikk} * 150,5 \frac{kN}{m} = 233,6 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Der } \gamma_g = 1,15 \quad \gamma_{trafikk} = 1,4$$

Kapasitet i tverretningen:

Betong:

$$f_{cn} = 25,2 \frac{N}{mm^2} \quad f_{cd} = 18 \frac{N}{mm^2} \quad \epsilon_{cu} = 0,0035$$

Stålet:

$$f_{yk} = 400 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} = 320 \frac{N}{mm^2} \quad \epsilon_{yd} = 0,0016$$

$$A_s = \pi * 8^2 * \frac{1000}{100} = 2010,62 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = \pi * 6^2 * \frac{1000}{200} = 565,5 \text{ mm}^2$$

$$d = 416 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 358 \text{ mm}$$

Balansert armerinstverrsnitt bestemmes:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0,686$$

$$0,8 * \alpha_b * d * f_{cd} * b + A_s' = A_s * f_{yd}$$

$$A_{sb} = \frac{0,8 * \alpha_b * d * f_{cd} * b + A_s' * f_{yd}}{f_{yd}} = 11616,96 \text{ mm}^2 > A_s \Rightarrow \text{underarmert}$$

$$\alpha = \frac{A_s * f_{yd} - A_s' * f_{yd}}{0,8 * d * f_{cd} * b} = 0,0897$$

$$M_{rd} = f_{cd} * b * 0,8 * \alpha * d * (d - 0,4 * \alpha * d) + A_s' * h' = 159,77 \text{ kNm/m}$$

Skjærkapasitet forenklet metode i henhold til punkt NS 3473 12.3.2

$$V_{cd} = V_{co} + V_{sd}$$

12.3.2.1:

$$V_{co} = 0,33 * \left(f_{td} + \frac{k_a * A_s}{\gamma_c * b * d} \right) * b_w * d * k_w \leq 0,66 * f_{td} * b_b * d * k_v$$

$$k_a = 100 \text{ N/mm}$$

$$A_s = 2001,62 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$k_v = 1,5 - \frac{0,358}{1} = 1,142$$

$$f_{td} = 1,76 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{co} = 0,33 * \left(1,76 + \frac{100 * 2001,62}{1,4 * 1000 * 358} \right) 1000 * 358 * 1,142 = 291,57 \text{ kN/m}$$

$$\leq 0,66 * f_{td} * b_w * d * k_w = 474,9 \Rightarrow OK$$

Skjærarmeringens bidrag:

Det er vanskelig å se fra tegning hva som er lagt inn av skjærarmering her, men det må være minimumsarmering i henhold til NS3473:18.3.6.

$$A_s \geq 0,2 * A_c * \frac{f_{tk} \sin \alpha}{f_{sk}}$$

$$\text{hvor } \alpha = \frac{\pi}{2}$$

$$f_{tk} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$A_{sv} = 0,2 * 416 * 100 * 2,55 * \frac{1}{400} = 530,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Legger inn ø12c20 fører til:

$$A_{sv} = 6^2 * \pi * \frac{1000}{200} = 565,5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

12.3.2.4 Skjærarmeringens bidrag

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\pi * 6^2}{200} = 0,565$$

$$\cot\alpha = 0$$

$$\sin\alpha = 1 \quad (\alpha = \frac{\pi}{2})$$

$$f_{sd} = 320\text{N/mm}^2$$

$$z = 0,9d = 0,9 * 358\text{mm} = 322,2\text{mm}$$

$$V_{sd} = 58,3\text{kN/m}$$

$$V_{cd} = V_{co} + V_{sd} = 291,57\text{kN/m} + 58,3\text{kN/m} = 349,9\text{kN/m}$$

Kapasitet for trykkbrudd:

12.3.2.5

$$V_{ccd} = 0,25f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) \leq 0,45f_{cd}b_wz$$

$$z = 0,9d = 322,2\text{mm}$$

$$f_{cd} = 18\text{N/mm}^2$$

$$b_w = 1000$$

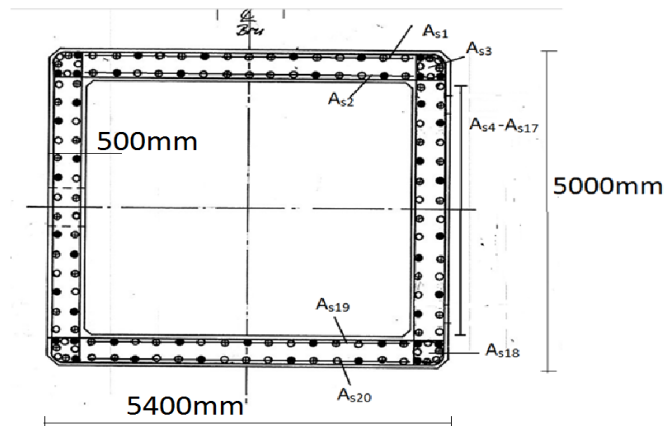
$$0,25f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) = 1449,9\text{kN/m} \leq 0,45f_{cd}b_wz = 2609\text{kN/m} \Rightarrow \text{ok}$$

$$V_{ccd} = 1449,9\text{kN/m}$$

10.4 Kontroll av søyleverrsnitt i bruksgrensetilstand

Spenningene i søyla i brubanens retning er funnet ved formelen:

$$\text{Spenning: } \sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y_x$$



Figur 83: Søyleverrsnitt

Material egenskaper for betong B350:

I henhold til NS3473, 10.4.3 tabell 4 og 5.

$$\text{Betongfasthet for trykk: } f_{cn} = 19,6 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_c = 1 \quad f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 19,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tn} = 1,85 \frac{N}{mm^2} \text{ konstruksjonsfasthet for strekk}$$

$$\text{Areal flens: } 5400 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = 2,7 * 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Areal steg: } 4000 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = 2,0 * 10^6 \text{ mm}^2$$

Totalt areal blir da:

$$A_c = 2 * (2,7 * 10^6 \text{ mm}^2 + 2,0 * 10^6 \text{ mm}^2) = 9,4 * 10^6 \text{ mm}^2$$

Materialelegenskaper for armering:

$$f_{sk} = \frac{480 \text{ N}}{mm^2} \quad \gamma_s = 1 \quad f_{yd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 480 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

Overdekningen fra arbeidstegning er satt til 50mm, i tillegg ligger det bøyer av $\phi 12$ utenfor armeringen.

$$A_{s1} = A_{s2} = A_{s19} = A_{s20} = 7359,4 \text{ mm}^2 \quad (15\phi 25)$$

$$A_{s18} = A_{s3} = 7850 \text{ mm}^2 \quad (16\text{Ø}25)$$

Transformert areal beregnes etter formel:

$$A_t = A_c + (\eta - 1) * A_s$$

$$\text{hvor,} \quad \eta - 1 = \frac{E_s}{E_c} - 1 = 6,576$$

Det blir kun tatt med bidraget fra armeringen i flensene. Armeringen i steget er neglisjerbart. Neglisjerer også $\frac{D\pi^4}{64}$ bidraget til armeringen.

$$A_t = 9,4 * 10^6 \text{ mm}^2 + 6,58 * (4 * 7359,4 \text{ mm}^2 + 2 * 7850 \text{ mm}^2) = 9,697 * 10^6 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunktet: 2500 mm fra uk

$$\text{Annet arealmoment fra kapittel 7.7 om slankhet:} \quad = 3,429 * 10^{13} \text{ mm}^4$$

Spenning:

$$\sigma_{strek} = -\frac{39450 * 10^3}{9,697 * 10^6} + \frac{89200 * 10^6}{3,429 * 10^{13}} * 2500 = 2,44 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betongens strekkkapasitet:

15.6.1 Betong kan antas urisset dersom:

Ved samtidig virkende aksialtrykk og bøyning er betingelsen:

$$\sigma_{strek} < \frac{k_w * f_{tn}}{k_t}$$

$k_t = 1,5$ lite korrosjonsømfintlig armering, tabell 10

$$k_w = 1,5 - \frac{5000}{1000} = -3,5 \geq 1 \text{ dermed er } k_w = 1$$

$$\sigma_{strek} = 2,44 \frac{N}{\text{mm}^2} < \frac{1 * 1,85}{1,5} \frac{N}{\text{mm}^2} = 1,23 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Det vil oppstå riss.

10.4.1 Rissvidde kontroll

I henhold til NS-3473 15.2.1: Er herøybrua i meget aggressivt miljø. Dette fører i henhold til tabell 9 at grenseverdien for karakteristisk rissvidde er:

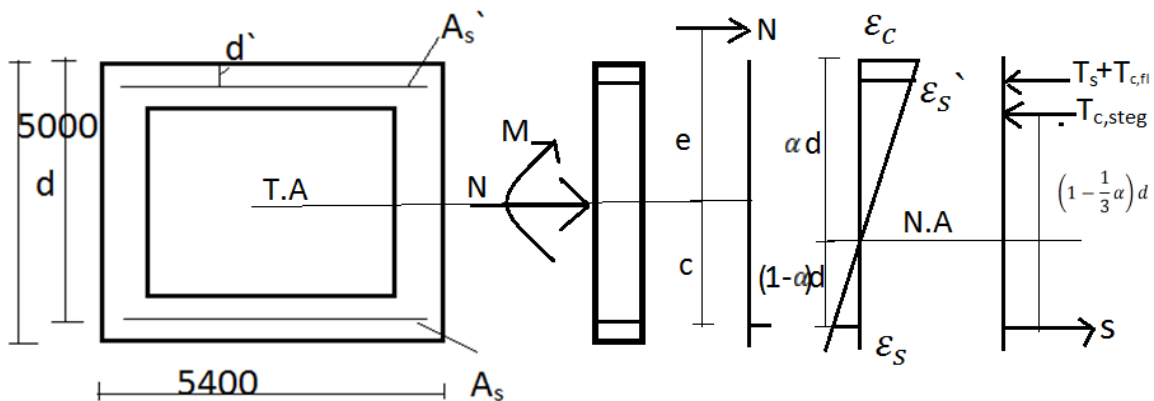
$$w_k = 0,2 \text{ mm for lite korrosjonsømfintilig armering}$$

NS 3473,15.2.3: Rissviddebegrensningen i tabell 9 er knyttet til rissets vidde i en avstand fra armeringen som svarer til minste overdekning i henhold til tabell 12.

Tabell 12 minste overdekning av hensyn til korrosjonsbeskyttelse:

MA: 50 mm dermed gjelder tabell 9 og $w_k = 0,2 \text{ mm}$

Finner videre EI for opprisset tverrsnitt: Tverrsnittet til søyla blir betraktet som visst under:



Fra kapitel 8.2, Bruksgrensek kontroll gir lastene:

$$M = 89\,200 \text{ kNm}$$

$$N = 39\,450 \text{ kN}$$

Deler betongen opp i to bidrag, flensen og steget. Flensen er 4400 mm * 500 mm og Steget er 5000mm*500mm. En forenkling av beregningene under er at jeg antar at $T_{c,fl}$ altså flens bidraget er $\epsilon_c * E_c * A_{flens}$ og at den virker midt i flensen. Egentlig skulle ϵ_{flens} vært litt mindre og kraften skulle vært litt høyere opp på flensen. Resultatet er at det er konservativt å sette $T_{c,stege}$ midt på flensen når man finner momentbidraget, men det er motsatt med tanke på størrelsen. Resultatet vil det nok ha minimalt å si på.

$$A_s' = A_s = 22568,8 \text{ mm}^2 \text{ Verdiene er all armering i flensene.}$$

$$d = 5000 \text{ mm} - 250 \text{ mm} = 4750 \text{ mm}$$

$$d' = 250 \text{ mm}$$

Det er neglisjert bidrag fra armeringen i midten av steget.

Ønsker å finne α :

$$\sum Fx = 0$$

$$N = T_s + T_{c,flens} + T_{c,stege} - S - E_c \varepsilon_s' A_s'$$

Der

$$T_s = E_s \varepsilon_s' A_s'$$

$$T_{c,flens} = E_c \varepsilon_c A_{flens}$$

$$T_{c,stege} = E_c \varepsilon_c \frac{1}{2} \alpha d b_{stege} * 2$$

$$S = E_s \varepsilon_s A_s$$

$-E_c \varepsilon_s' A_s'$ er betongen man tar med i beregningen som må trekkes fra på grunn av det er stål der.

Dette fører til:

$$N = E_s \varepsilon_s' A_s' + E_c \varepsilon_c A_{flens} + E_c \varepsilon_c \frac{1}{2} \alpha d b_{stege} * 2 - E_s \varepsilon_s A_s - E_c \varepsilon_s' A_s'$$

Ønsker å lage uttrykk med ε_c for ε_s og ε_s'

Ved bruk av formlike trekkanter blir resultatet:

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_s' = \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * \varepsilon_c$$

Innfører dette i ligningen:

$$N = E_s \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * \varepsilon_c A_s' + E_c \varepsilon_c A_{flens} + E_c \varepsilon_c \frac{1}{2} \alpha d b_{stege} * 2 - E_s \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_c A_s - E_c \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * \varepsilon_c A_s'$$

Ganger begge sider med $\frac{1}{E_c \varepsilon_c}$ der $E_c \varepsilon_c = \sigma_c \Rightarrow$

$$\frac{N}{\sigma_c} = \frac{E_s}{E_c} * \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * A_s' + A_{flens} + \frac{1}{2} \alpha d b_{stege} * 2 - \frac{E_s}{E_c} * \frac{1 - \alpha}{\alpha} * A_s - \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * A_s'$$

Fører inn $\eta = \frac{E_s}{E_c}$

$$\frac{N}{\sigma_c} = \eta * \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * A_s' + A_{flens} + \frac{1}{2} \alpha d b_{steg} * 2 - \eta * \frac{1 - \alpha}{\alpha} * A_s - \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * A_s'$$

Denne likningen har 2 ukjente (σ_c og α) derfor må det lages en likning til. Der blir det tatt momentlikevekt om strekkarmering.

$$\sum M A_s = 0$$

$N * (e + c) =$

$$\frac{1}{2} E_c \varepsilon_c \alpha d b_{steg} * 2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) d + E_c \varepsilon_c A_{flens} (d - d') + E_s \varepsilon_s' A_s' (d - d') - E_c \varepsilon_s' A_s' (d - d')$$

Fører inn:

$$\varepsilon_s' = \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} \varepsilon_c$$

$$N * (e + c) = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c \alpha d b_{steg} * 2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) d + E_c \varepsilon_c A_{flens} (d - d') + E_s \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} \varepsilon_c A_s' (d - d') - E_c \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} \varepsilon_c A_s' (d - d')$$

fører inn: $\frac{1}{E_c \varepsilon_c}$ og $\eta = \frac{E_s}{E_c}$

$$N * \frac{(e + c)}{\sigma_c} = \alpha d^2 b_{steg} \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) + A_{flens} (d - d') + \eta \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} A_s' (d - d') - \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} A_s' (d - d')$$

Har nå to likninger:

1:

$$\frac{N}{\sigma_c} = \eta * \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * A_s' + A_{flens} + \frac{1}{2} \alpha d b_{steg} * 2 - \eta * \frac{1 - \alpha}{\alpha} * A_s - \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} * A_s'$$

2:

$$\frac{N}{\sigma_c} = \frac{1}{e + c} \left(\alpha d^2 b_{steg} \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) + A_{flens} (d - d') + (\eta - 1) \frac{\alpha d - d'}{\alpha d} A_s' (d - d') \right)$$

Setter inn tallene:

$$A_s' = A_s = 22568,8 \text{ mm}^2 \quad d = 4750 \text{ mm} \quad d' = 250 \text{ mm} \quad A_{fl} = 2200000 \text{ mm}^2 \\ b_{\text{steg}} = 500 \text{ mm}$$

$$M = 89\,200 \text{ kNm} \quad e = \frac{M}{N} = 2261 \text{ mm} \quad \eta = \frac{E_s}{E_c} = 7,576 \quad c = 2250 \text{ mm}$$

$$N = 39450 \text{ kN}$$

Setter inn tallene på høyre side av likning 1 og 2:

$$1: 2519393,6 + 2375000\alpha - 178792,4 * \frac{1}{\alpha}$$

$$2: -833610,4\alpha^2 + 2500831,3\alpha + 2342685,8 - 7792,1 * \frac{1}{\alpha}$$

Likning 1 = Likning 2 fører til:

$$2519393,6 + 2375000\alpha - 178792,4 \frac{1}{\alpha} \\ = -833610,4\alpha^2 + 2500831,3\alpha + 2342685,8 - 7792,1 \frac{1}{\alpha}$$

Ender opp med 3. grads likning:

$$833610,4\alpha^3 - 125831,3\alpha^2 + 176707,8\alpha - 171000,3 = 0$$

$$\alpha = 0,5143$$

Finner σ_c :

$$\frac{N}{\sigma_c} = 2519393,6 + 2375000\alpha - 178792,4 \frac{1}{\alpha} \\ \sigma_c = \frac{39450 * 10^3}{2519393,6 + 2375000\alpha - 178792,4 \frac{1}{\alpha}} = 11,626 \text{ N/mm}^2$$

NS3473 15.6.2: Rissviddens beregningsmessige middelvei w_m og karakteristiske verdi w_k beregnes på grunnlag av:

$$w_k = 1,7w_m$$

$$w_m = r\varepsilon_1 s_{rm}$$

hvor:

$$r = 1 - \frac{\beta}{2,5k_1} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \geq 0,4$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_{sk}}$$

$$\beta = 0,5$$

σ_s er armeringsspenning i risset.

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \Rightarrow \varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{11,626}{26400} = 4,4038 * 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_c = \frac{1 - 0,5143}{0,5143} * 4,4038 * 10^{-4} = 4,159 * 10^{-4}$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s = 200000 * 4,159 * 10^{-4} = 83,18 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sr} er armeringsspenning ved beregnet risslast, for uarmert tværsnitt.

Uarmert tværsnitt:

$$A_c = 9400000 \text{ mm}^2 \quad f_{cd} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{5400 * 5000^3}{12} - \frac{4400 * 4000^3}{12} = 3,2783 * 10^{13} \text{ mm}^4$$

Strekken i betongen i U.K:

$$\sigma_{strek} = - \frac{39450 * 10^3}{9400000} + \frac{89200 * 10^6}{3,2783 * 10^{13}} * 2500 = 2,605 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trykket i betong O.K:

$$\sigma_{trykk} = - \frac{39450 * 10^3}{9400000} - \frac{89200 * 10^6}{3,2783 * 10^{13}} * 2500 = -11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenningen i armeringen som tar strekk:

$$\frac{\sigma_{sr} + 11}{4750} = \frac{13,605}{5000} \Rightarrow \sigma_{sr} = 1,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dermed blir:

$$r = 1 - \frac{\beta}{2,5k_1} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 = 1 - \frac{0,5}{2,5 * 0,4} \left(\frac{1,92}{83,18} \right)^2 = 0,9997 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$s_{rm} = 2(c + 0,1s) + k_1 k_2 \phi / \rho_r$$

der:

$c = 50\text{mm}$ overdekning

$S = 290\text{mm}$ er armeringsstengenes innbyrdes semteravstand med høyst 15ø
 $= 375\text{mm OK}$

$$k_1 = 0,4$$

k_2 er en koeffisient som tar hensyn til tøyingsfordelingen over tverrsnittet

$$k_2 = 0,125(\varepsilon_I + \varepsilon_{II})/\varepsilon_I$$

A_{eff} er effektivt betongareal i henhold til figur 14. Den delen av strekksonen som antas å medvirke effektivt til å oppta strekkrefter som gjennom heft overføres fra armering til betongen ikke større en halve strekksonen

Halve strekksonen:

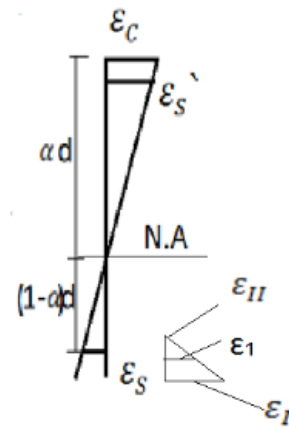
$$\text{Trykksone: } \alpha d = 0,5143 * 4750\text{mm} = 2442,925\text{mm}$$

$$\text{Halve strekksonen: } \frac{1}{2} * (5000\text{mm} - 2442,925\text{mm}) \\ = 1278,53\text{mm}$$

Fra NS 3473 figur 14 :

$$\frac{\varepsilon_I}{2557,075} = \frac{4,159 * 10^{-4}}{2307,075} \Rightarrow \varepsilon_I = 4,61 * 10^{-4}$$

$$\frac{\varepsilon_{II}}{1278,53} = \frac{4,159 * 10^{-4}}{2307,075} \Rightarrow \varepsilon_{II} = 2,305 * 10^{-4}$$



$$k_2 = \frac{0,125(\varepsilon_I + \varepsilon_{II})}{\varepsilon_I} = \frac{0,125(4,61 * 10^{-4} + 2,305 * 10^{-4})}{4,61 * 10^{-4}} = 0,1875$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_e} = 7,949 * 10^{-3}$$

$$A_s = 22568,8\text{mm}^2$$

$$A_e = 4400\text{mm} * 500\text{mm} + 500\text{mm} * 1278,53\text{mm} = 2839265\text{mm}^2$$

$$s_{rm} = 2(c + 0,1s) + \frac{k_1 k_2 \phi}{\rho_r} = 2(50 + 0,1 * 290) + 0,4 * 0,1875 * \frac{25}{7,949 * 10^{-3}}$$
$$= 393,88mm$$

$$w_m = r\varepsilon_1 s_{rm} = 0,9997 * 4,159 * 10^{-4} * 393,88 = 0,1638$$

$$w_k = 1,7 * w_m = 1,7 * 0,1638 = 0,279mm \leq 0,2mm \text{ ikke OK}$$

Rissene er ikke innenfor grenseverdien for rissvidde.

11 Resultat

Under presenteres resultatene fra analysen for de ulike tverrsnittene som kontrolleres. Resultatene sammenliknes med kapasitet ved bruddgrense.

11.1 Resultat for brubjelken

Under i tabell x vises de dimensjonerende lastene som oppstår i de kritiske snittene i brubanen. Med tilhørende momentkapasitet til brubjelken. Deretter blir utnyttelsesgraden beregnet. Resultatet viser at utnyttelsesgraden ikke overstiger 100 % i noen av tilfellene, dermed er brubjelkens kapasitet innenfor kravene gitt i NS-EN 3473.

Tabell 18: Resultat for moment og skjærkrefter i brubjelken

	Brubjelke over akse 3	Brubjelke over akse 4	Midtspenn
Moment [kNm]			
Opptredende	- 673 600	- 674 200	87 130
Kapasitet	- 866 260	- 866 260	110 000
Utnyttelsesgrad [%]	78 %	78 %	79 %
Skjær [kN]			
Opptredende	-18 350	-18 580	
Kapasitet	-21 555	-21 555	
Utnyttelsesgrad [%]	85 %	86 %	

Tabell 19: Resultat for moment og skjærkrefter i tverretningen

	Tverretning brubjelke
Moment [kNm/m]	
Opptredende	98
Kapasitet	160
Utnyttelsesgrad [%]	61 %
Skjær [kN]	
Opptredende	234
Kapasitet	350
Utnyttelsesgrad [%]	67 %

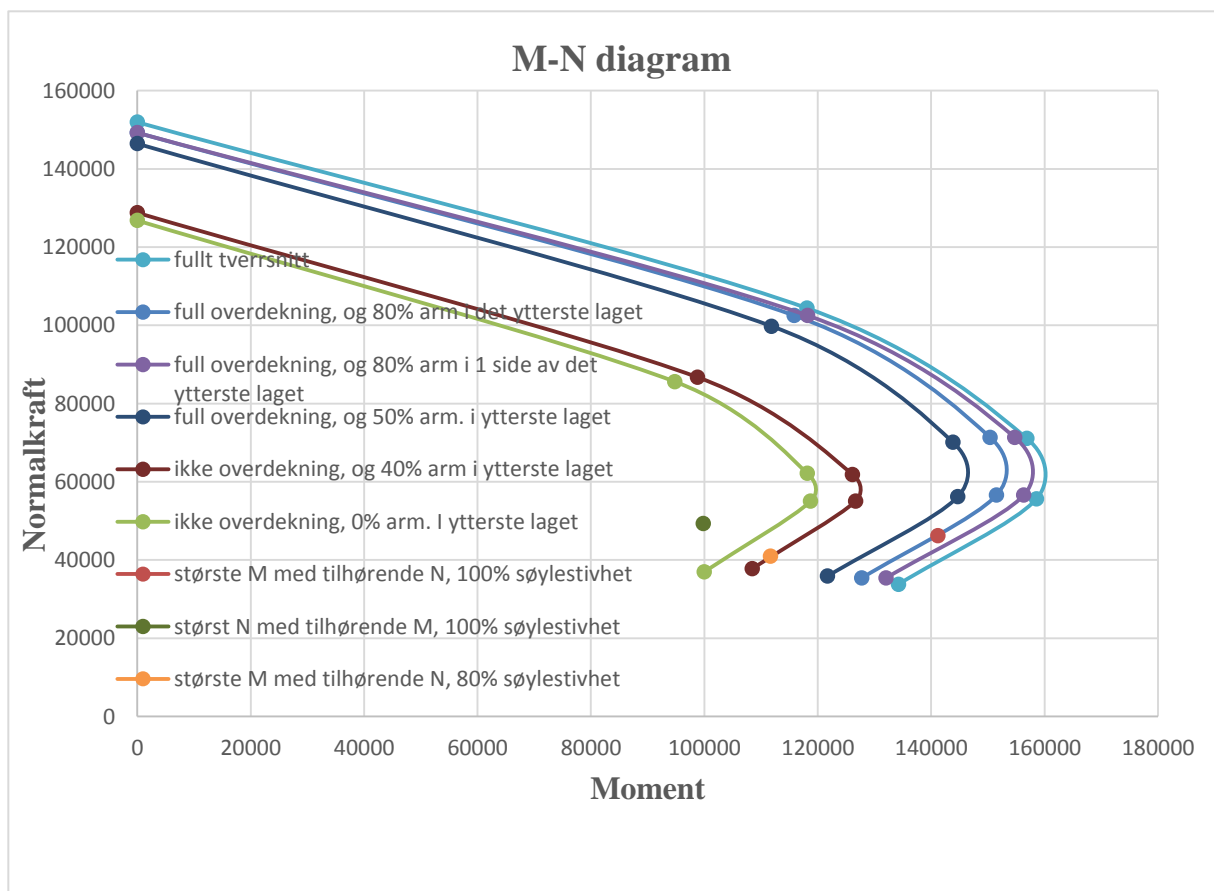
11.2 Resultat for søylene

Under i tabell 20 vises de dimensjonerende moment- og normalkrefter som ble funnet i kapittel 8.1 for søylene. Disse momentene- og normalkreftene blir så satt inn som punkter i M-N diagrammet som vist i figur 84.

Tabell 20: Oversikt over største lastkombinasjoner for M-N diagrammet

Konstruksjons del	Verst M-kraft med tilhørende N-kraft		Verst N-kraft med tilhørende M-kraft	
	M-kraft [kNm]	N-kraft [kN]	M-kraft [kNm]	N-kraft [kN]
Søyle 3	133 700	-46 330	97 000	-49 370
Søyle 4	-141 200	-46 193	99 800	-49 333

Ut ifra M-N diagrammet ser man at punktene som er plassert fra lastkombinasjonene er innenfor kapasitetskurven til et fullt tverrsnitt og til og med for et tverrsnitt med 80 % mindre armering i ytterste laget. Derfor er M-N kapasitetskurven til Herøybrua god. Som nevnt er disse punktene beregnet med 100 % stive søyler noe som ikke gjøres i praksis i dag, derfor er det interessant å også se på det oransje punktet som representerer maks moment med tilhørende normalkraft for 80 % søylestivhet. Resultatet viser at Herøybruen skal få store skader før det blir noe fare for brudd.



Figur 84: M-N diagram med fullt og redusert søyletverrsnitt, samt dimensjonerende laster

12 Diskusjon

Det er i denne oppgaven utført kapasitetskontroll av søyletverrsnitt for hovedsøylene, brubjelke over hovedsøylene og i midtspennet. Kontrollen viser at alle tverrsnittene har tilstrekkelig kapasitet i bruddgrense i forhold til analysen som er utført i NovaFrame, noe som gir mening da brua ikke syntes å ha noen nevneverdige problemer knyttet til kreftene som oppstår. Sidene søylene har synlige skader i form av bom og armeringskorrosjon er det i tillegg kontrollert søylekapasiteten ved redusert tverrsnitt for å illustrere at deler av søylen blir blottlagt for overdekning og noe av armeringen korroderer bort. Det viser seg at det kan bli et problem med 100 % stivt søyletverrsnitt som sannsynligvis er en konservativ antakelse. Ved mykere søyler ser det ikke ut til at lastene er noe problem for restkapasiteten.

Det skal sies at resultatene fra analysen og kontrollene avhenger av mange ulike faktorer som kan føre til usikkerheter. Det at det er gjort ulike antakelser på bakgrunn av mangelfullt grunnlag og diverse forenklinger kan være bidragsyttere til dette, samtidig som armert betong er et komplekst materiale å fastslå oppførselen til. De forenklinger og antakelser som er gjort har enten ikke vært av nevneverdig betydning eller valgt på bakgrunn av konservative antakelser.

Selve byggehistorikken er antatt etter hvordan vi mener det ville vært fornuftig å bygge. Det er entreprenøren som selv velger hvilke rekkefølge som er hensiktsmessig, hvis ikke annet er gitt fra de prosjekterende. Ved å la konstruksjonen stå en stund før sammenkobling vil gitt mindre tvangskrefter fra langtidsdeformasjoner da de hadde fått utviklet seg mer.

En annen usikkerhet er knyttet til virkningen av deformasjonslaster, som i hovedsak er kryp og svinn. Dette fordi de er tidsavhengige mekanismer som utvikler seg over tid og er avhengig av lastsituasjonen. Siden FFB-bruer er bygget i mange ulike byggefaser med ulik tid og belastning er denne en utfordring for prosjekterende ingeniører [16]. Krypberegningene er mye mer omfattende nå enn det var på 70-tallet, noe som gjør at de muligens overestimerte virkningen av disse. Vi har valgt å beregne kryptet etter dagens standard da dette fører til et resultat som er mer likt den reelle lastsituasjonen.

En annen usikkerhet er spennarmeringen og mengden som er lagt inn i de andre spennene enn overkant FFB-del, da det viste seg umulig å oppdrive spennarmeringstegninger. Det er valgt i de ulike spennene å basere seg på en anbudstegning som viste behovet, samt å anta en oppspenning på 0,8 ULS av spennarmeringen, i samråd med veileder hos SVV. Kreftene som oppstår i de ulike tverrsnittene fra spennarmeringen er betydelig og usikkerheten rundt disse resultatene burde tas med i betraktningen. Det er lagt ned mye tid til å beregne mengden ut ifra behovet fra anbudstegningene og resultatene ser fornuftige ut.

Modelleringen av bruens tverrsnitt og posisjon i forhold til bruaksen ble modellert så nøyaktig som mulig i henhold til brutegningene. Dette for å sikre at resultatene blir så realistiske som mulig. Mulig det kunne vært forenklet noe uten at det ville gjort noe store utslag på resultatet. Deformasjonslastene var en utfordring å få 100 % riktig, men verifikasjonene av lastene viser at deformasjonene på bruene er som forventet, men størrelsene på momentene som oppstår fra disse deformasjonene er vanskelig å verifisere på en så stor og kompleks bru.

Det er også i oppgaven valgt og hovedsakelig se på 100 % stiv søyle, selv om det er nevnt at det er vanlig praksis å redusere denne stivheten ved dimensjonering. Analysene er gjort ved 100 % stivhet for å undersøke søylene i den mest konservative tilstanden. Dette har en innvirkning på hvor stort momentene blir i søylene.

Det ble gjort en vurdering om hvilken retning som ville være dimensjonerende for søyla. Beregning av slankhet visste at søyla var kort i begge retninger dermed trengte vi ikke ta hensyn til andre ordenskrefter. Da var det kun vindlasten som virket i retning ut av bruaksen. Momentene som oppstår da var omtrent like store som maks moment i bruretningen. Derfor ble det valgt å dimensjonere søyla om svak akse som er med bruretningen.

M-N diagrammene viser forskjellige reduserte tverrsnitt. Det er ikke sannsynlig at all armering og betong faller vekk, men det gir en pekepinn på kapasiteten når armeringen eller overdekningen blir redusert. Det som skjer i virkeligheten er at skadene oppstår lokalt og hvor mye dette har å si for tverrsnittets kapasitet er usikkert. Det er uansett konservativt å fjerne hele deler av tverrsnittet. Ved 100 % søylestivhet viser resultatet at søyle 4 vil ligge på grensen til brudd hvis maks moment oppstår og 80 % av armeringen i det ytterste laget er rustet bort. Ved 80 % søylestivhet kan hele overdekningen og 40 % av armeringen ruste bort før det blir brudd i søyla. Problemet nå er at søyla muligens må dimensjoneres som slank og andre ordens effekter må tas med og da kan resultatet bli noe helt annet. Ved armeringskorrosjon blir det trolig søylestivheten noe mindre, dette er som vist tidligere i oppgaven å ha en positiv effekt på søylene ved at de tar til seg mindre momenter fra brubjelken.

Bruksgrense tilstanden viser at rissene som oppstår overskrider kravene til NS3473. Hvor mye dette har å si for kloridinntrenging er usikkert og ikke sett på i denne oppgaven, men det kunne vært interessant og sett nærmere på.

Av resultatene ser det ikke ut til at tilstanden til Herøybrua er kritisk, men at skadeutviklingen de siste årene har skjedd raskt og det i bunnen av søylene som er mest utsatt for sjøsprøyt. Størst moment fra NovaFrame analysen viser at det er størst moment i søyle 4, det sammenfaller med der det er registrert størst skader. Dette er ugunstig med tanke på skadene som har oppstått.

Hva kunne vært gjort annerledes

Som nevnt i rapporten var overdekningskravet på 70 og 80 tallet ekstremt lavt, og var ifølge forskriftene spesifisert 25 mm. Ifølge brutegningene ble det allikevel spesifisert 50 mm overdekning. Dette var en viktig avgjørelse for at skadene ikke er større enn de er. Allikevel viser tilstandsrapporten at overdekning ikke var tilsvarende, dette på grunn av at det var dårlige rutiner for kontroll av utførelsen. Noe som kunne forlenget bruas levetid og redusert skadene slik den var bygget hadde vært å bygget med riktig utførelse. Resterende kan kobles til lite strengt regelverk/ mangelfull kunnskap.

Hadde brua blitt bygget i dag, ville overdekningen vært 100 mm, det hadde mest sannsynlig blitt benyttet en betongtype med lavere v/c tall, med maks 0,4, samt økt andelen av

bindemiddel og tilsetningsstoffer som oppfyller kravene statens vegvesen setter til konstruksjoner i eksponeringsklassen brua befinner seg i. Dette ville gitt en mer bestandig betongkonstruksjon, og det ville lite trolig vært de skadene som det er i dag. Det er fra skaderapporten fra Rambøll 2012 foreslått å rense søylene for skadet betong og omstøpe de med 100 mm overdekning.

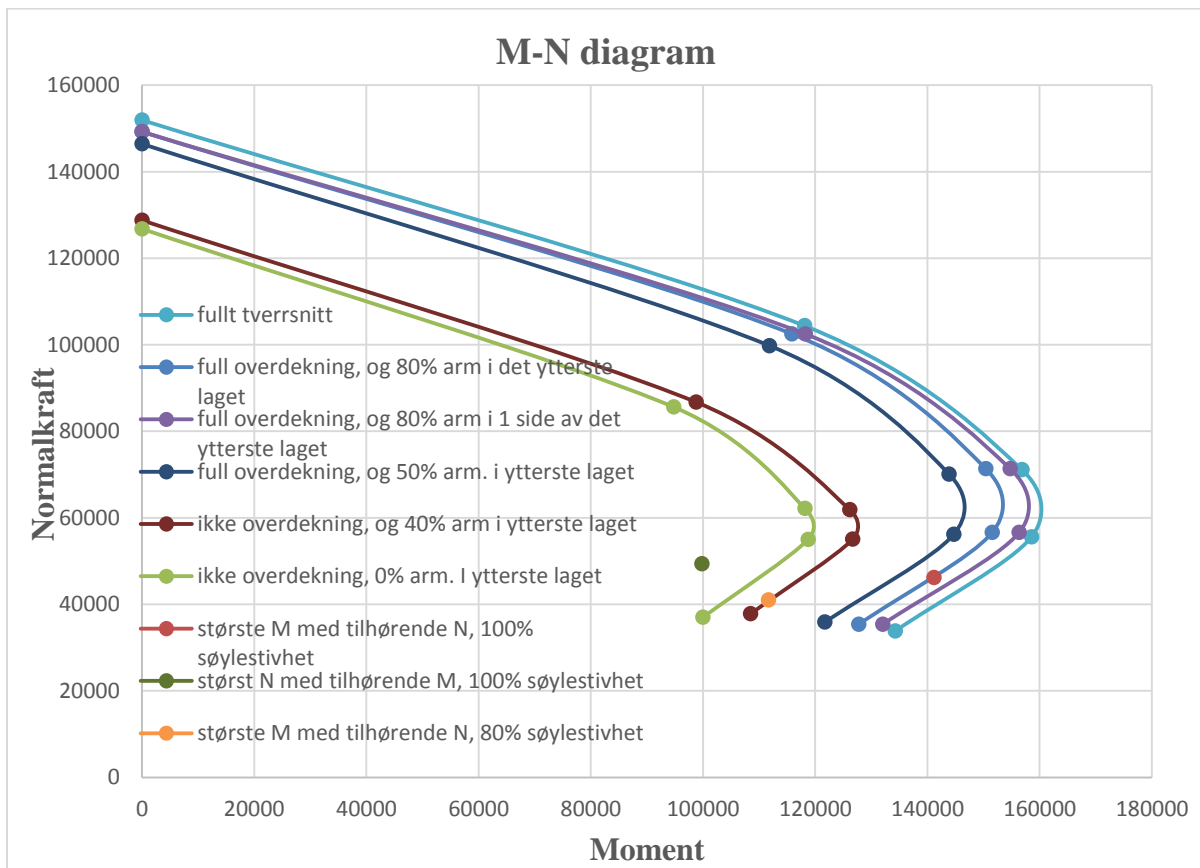
13 Konklusjon

Det er blitt belyst i oppgaven at Herøybrua har betydelige skader i hovedsøylene, noe som trolig skyldes kloridinitert armeringskorrosjon. Det er blitt konkludert med at årsaken til dette skyldes tiden brua ble bygget på med kravene som ble stilt i henhold til NS3473. Liten overdekning og betongkvalitet fremkommer som sannsynlige årsaker, samtidig som kvalitetskontroll av utførende arbeid ikke var like god som den burde vært.

Hovedmålet med denne oppgaven var å kontrollere og analysere søylene for skadene som har oppstått, samt kontroll av de andre kritiske tverrsnittene.

Opgaven tar for seg bruddgrense kapasiteten til gitte deler av bruene. Det viser seg at kapasiteten til brubanen er innenfor kravene med god margin. I feltet er moment utnyttelsesgraden 79 %, over søyle er moment utnyttelsesgraden 78 % og skjær utnyttelsesgraden 86 %. At det ikke har oppstått skader gir en indikasjon på at dette stemmer godt. I tverretningen er også utnyttelsesgraden lav, henholdsvis 61 % for moment og 67 % for skjær. Dette har mye med at utkrageren er relativt kort.

M-N diagrammet viser at søylekapasiteten ved fullt tverrsnitt også er godt innenfor. Problemet er at det har oppstått skader i søylene. Man kan se fra inspeksjonene at det har oppstått betydelige skader på den ene siden i den mest belastet søylen. M-N diagrammet viser at det ikke vil oppstå brudd i søylene selv om 80 % av armeringen i det ytterste laget på den ene søylesiden korroderer bort. Derfor konkluderes det med at det ikke vil oppstå brudd i søyla i nærmeste framtid, men at skadene burde bli rettet opp fordi de kommer til å bli større.



Ved dimensjonering av bruksgrensetilstanden viser resultatet at det oppstår riss og disse er over grensen til NS 3473. Hvor stor effekt dette har på skadeutvikling belyses ikke i denne oppgaven, men det kunne vært interessant og sett nærmere på

Det konkluderes med at brua slik den er i dag, tåler belastningen fra Bruksklasse 10/50t og lastkombinasjonene gitt av håndbok R412. Det er uvisst hvor raskt skadene utvikler seg, men basert på endringen fra 2006 til 2012 er det trolig at denne utviklingen i det minste vil fortsette i samme farten. Det anbefales at det foretas et prøveprogram for å avdekke kloridinnholdet i søylene og reparasjoner for å ivareta søylenes kapasitet slik de er ment å være.

Referanser

- [1] Sétra, "Concrete bridges built using the cantilever method," Juni 2003. [Online]. Available: http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/IMG/pdf/US_F0308A_Prestressed_concrete_bridges.pdf. [Accessed Mai 2016].
- [2] S. Vegvesen, "Fastlandssambandet Sotra- Bergen," 2008. [Online]. Available: http://www.vegvesen.no/_attachment/62666/binary/551283?fast_title=Andre+bruer+og+konstruksjonar.pdf. [Accessed 2016].
- [3] K. S. AS, "Spenneteknikk.no," [Online]. Available: <http://www.spenneteknikk.no/brosjyrer/TobeFR4>. [Accessed 10 Mai 2016].
- [4] Vegdirektoratet, Håndbok R412 - Bruklassifisering, Statens Vegvesen, 2014.
- [5] Strängbetong, BBRV spennarmering katalog.
- [6] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner - Bergening og dimensjonering etter NS4373, Trondheim, 2005.
- [7] Pål Gjerp, M.Opsahl, S.Smeplass, Grunnleggende betongteknologi, Oslo: Norsk Betongforening og Norsk Fabrikkbetongforening (FABEKO), 2004.
- [8] SINTEF, "byggforsk.no," SINTEF Byggforsk, [Online]. Available: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=298§ionId=2#i01>.
- [9] E. G. Giske, "Søylekapasitet til Herøybrua," Norges tekniske- og naturvitenskapelige universitet, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2015.
- [10] Brutusrapport. Herøybrua, "Inspeksjonsrapport," Vegdirektoratet, 2006.
- [11] Rambøll, "Vurdering av skadeutvikling, pilar akse 7 og 8," Rambøll, Drammen, 2013.
- [12] R. Kompen, "Betongregelverk relatert til bestandighet - Betongbruer i et historisk perspektiv," Statens vegvesen, Vegdirektoratet, 2014. [Online]. Available: http://www.vegvesen.no/_attachment/588403/binary/940810?fast_title=8+Kompen+Betongregelverk+og+betongbruer+i+et+historisk+perspektiv.pdf.
- [13] K. Bell, Finite Element Analysis - of linear structural mechanics problems, Trondheim: Akademika Publishing, 2013.
- [14] Vegdirektoratet, håndbok N400 - Bruprosjektering, Statens vegvesen, 2015.
- [15] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, Trondheim: Tapir Akademiske Forlag, 2012.

- [16] P. F. Takács, "Deformations in Concrete Cantilever Bridges," *Doktor ingeniøravhandling*, 2002.
- [17] S. Vegvesen, Håndbok 129.

Vedlegg

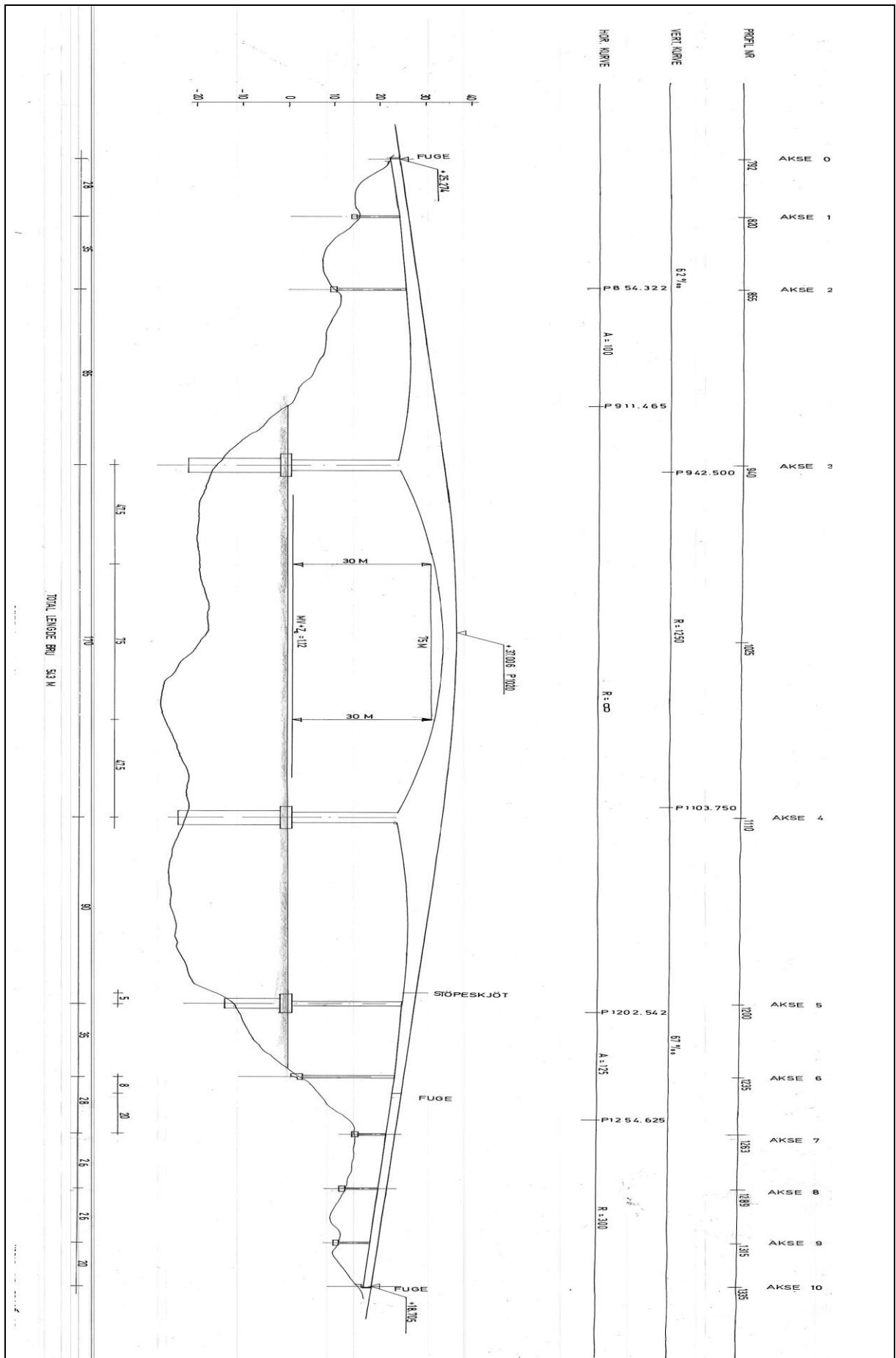
- 1: Oversikt over herøybrua
- 2: Svinn beregningen
- 3: Kryperegninger (se minnepenn for komplett beregninger)
- 4: Temperaturberegninger (se minnepenn for komplett beregninger)
- 5: M-N diagram ligger på minnepenn

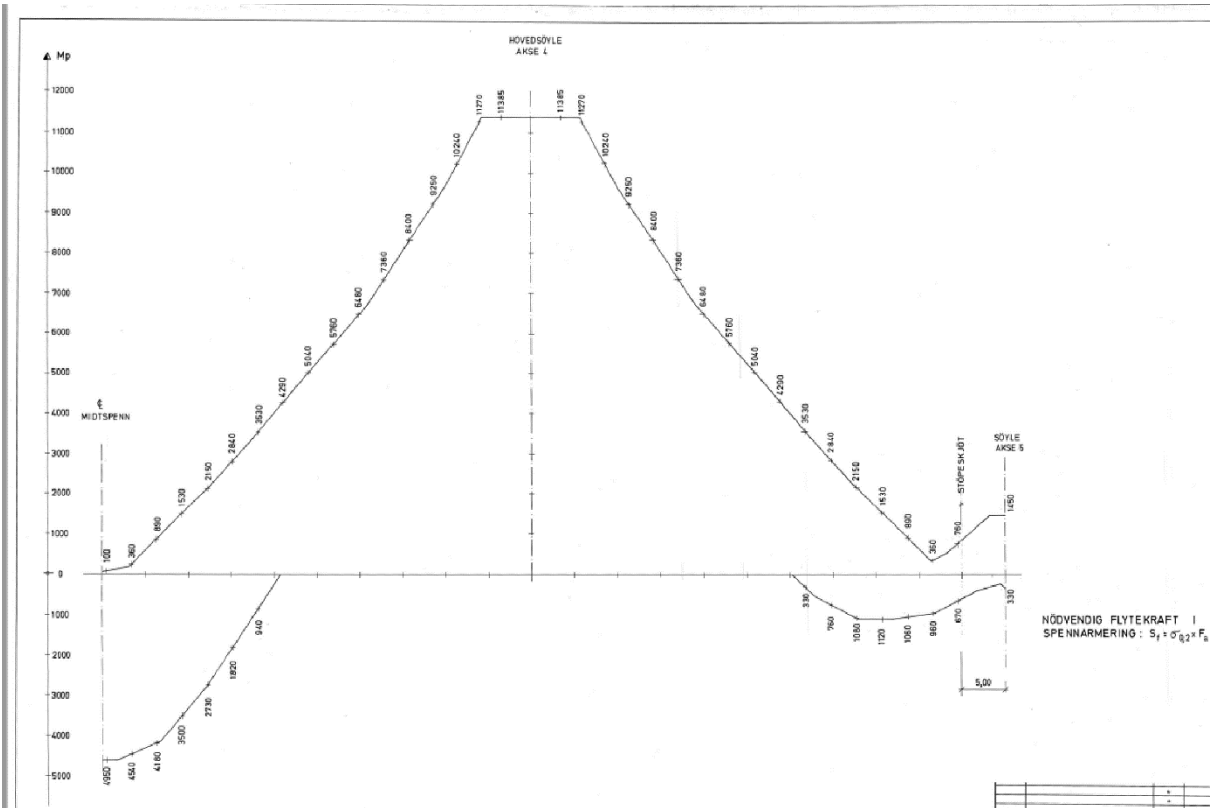
Vedlegg 1

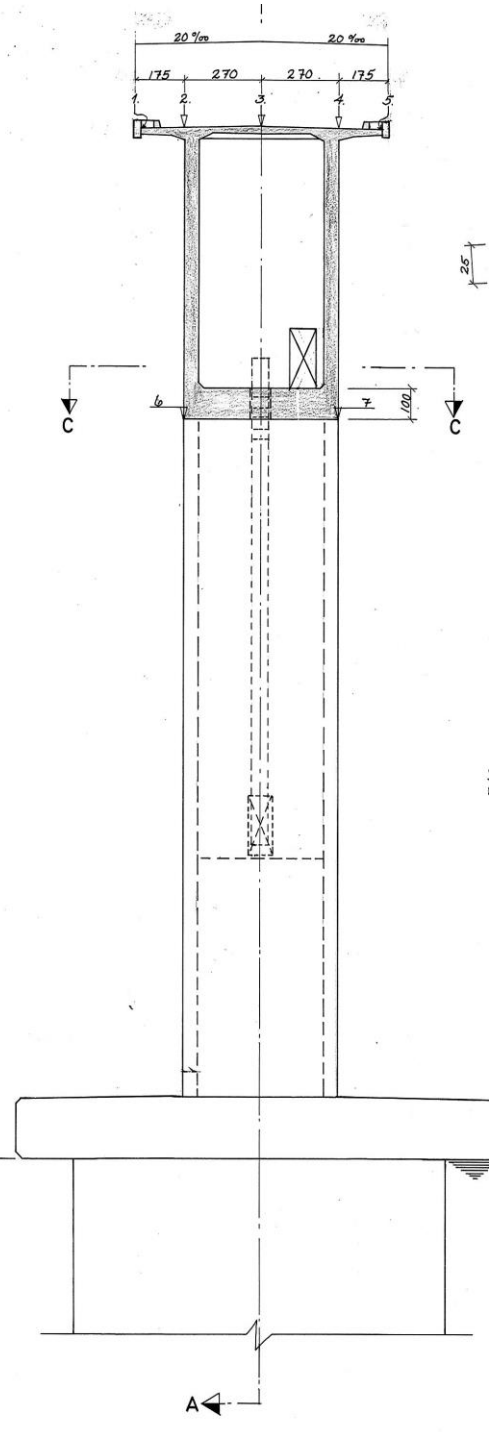
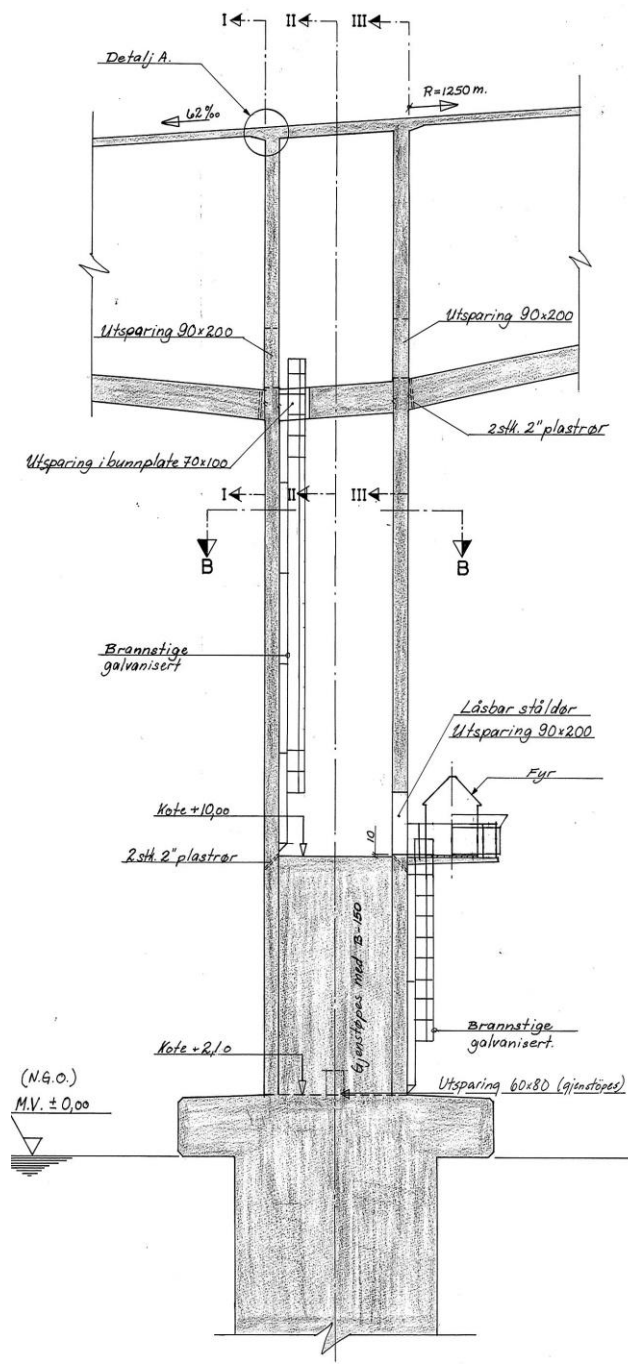
Oversikt over herøybrua

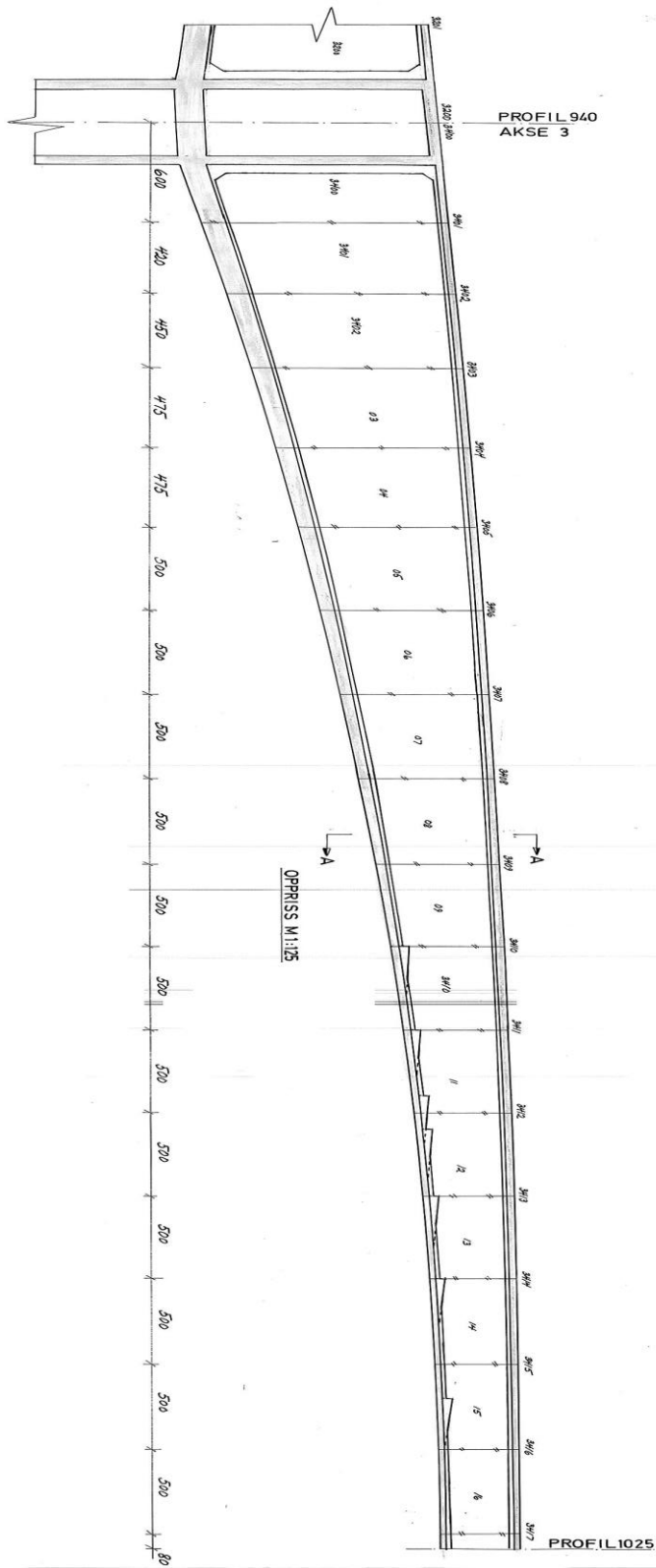
I dette vedlegget ligger det tegninger som ble brukt ved dimensjonering av Herøybrua:

- Oversikt
- Detaljer akse 4, målsetning av kabler
- Spennarmeringsbehov eksempel
- Søyle 3, monolittisk i brubanen
- FFB del, søyle 3 til midt. Oversikt over byggetapper
- Eksempel tverrsnitt FFB del

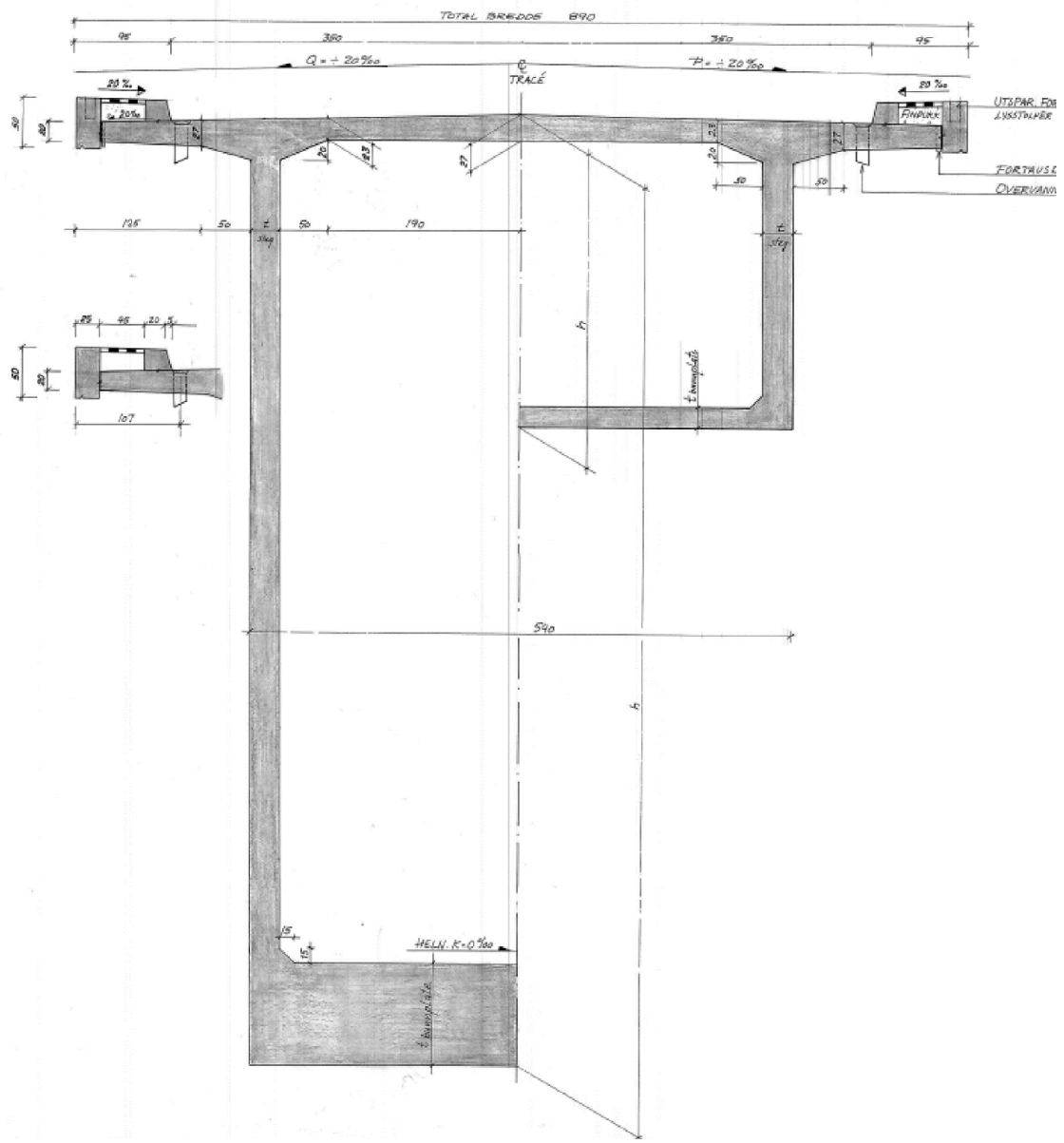








PEL	940	946	950.2	954.7	959.2	964.2	969.2	974.2	979.2	984.2	989.2	994.2	999.2	1004.2	1009.2	1014.2	1019.2	1024.2
A	34786	35657	35300	35230	35470	35711	35944	36177	36410	36643	36876	37109	37342	37575	37808	38041	38274	38507
B/C	34786	34687	35230	35230	35470	35611	35754	35897	36040	36183	36326	36469	36612	36755	36898	37041	37184	37327
D/E	34782	34673	35230	35230	35470	35611	35754	35897	36040	36183	36326	36469	36612	36755	36898	37041	37184	37327
F/G	25361	26448	2757	28228	29108	29744	30380	31016	31652	32288	32924	33560	34196	34832	35468	36104	36740	37376
h	325.5	300.9	275.7	250.2	224.7	199.2	173.7	148.2	122.7	97.2	71.7	46.2	20.7	-5.8	-31.3	-56.8	-82.3	-107.8
t	91.3	82.6	76.2	70.2	64.8	59.7	54.8	50.0	45.2	40.3	35.4	30.5	25.6	20.7	15.8	10.9	6.0	1.1



Vedlegg 2

Vedlegg svinn:

Element 4090

$h_0=537,33\text{mm}$

$k_n=0,7$ tabell 3,3

Beregning:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,36500d} + \varepsilon_{ca\ 36500d} - (\varepsilon_{cd63d} + \varepsilon_{ca63d})$$

$\varepsilon_{cd,36500d}$: Tidsbetrakning: $t=36500\text{døgn}$ $t_0=3\text{døgn}$

$$\varepsilon_{cd,36500d} = \beta_{ds}(t_{365000}, t_3) * k_n * \varepsilon_{cd,0} = 2,5 * 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} = 0,987$$

$\varepsilon_{cd,63d}$: Tidsbetrakning: $t=63\text{døgn}$ $t_0=3\text{døgn}$

$$\varepsilon_{cd63d} = \beta_{ds}(t_{63}, t_3) * k_n * \varepsilon_{cd,0} = 2,724 * 10^{-5}$$

$$\beta_{ds}(t_{63}, t_3) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} = 0,1075$$

Autogene svinnet:

$$\varepsilon_{ca\ 36500d} = \beta_{as}(365000) * \varepsilon_{ca}(\infty) = 5 * 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck}-10) * 10^{-6} = 5 * 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(365000) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1$$

$$\varepsilon_{ca\ 63d} = \beta_{as}(63) * \varepsilon_{ca}(\infty) = 3,978 * 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(63) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 0,796$$

Totale svinnet:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,36500d} + \varepsilon_{ca\ 36500d} - (\varepsilon_{cd63d} + \varepsilon_{ca63d}) = 2,5 * 10^{-4} + 5 * 10^{-5} - (2,724 * 10^{-5} + 3,978 * 10^{-5})$$

$$=2,3298*10^{-4}$$

Element 4150

$$h_0=429,1\text{mm}$$

$$k_n=0,726 \text{ tabell 3,3}$$

Beregning:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd,36500d} + \epsilon_{ca\ 36500d} - (\epsilon_{cd21d} + \epsilon_{ca21d})$$

$$\epsilon_{cd,36500d}: \text{ Tidsbetrakning: } t=36500\text{d}\varnothing\text{gn } t_0=3\text{d}\varnothing\text{gn}$$

$$\epsilon_{cd,36500d} = \beta_{ds}(t_{365000}, t_3) * k_h * \epsilon_{cd,0} = 2,623 * 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} = 0,999$$

$$\epsilon_{cd,21d}: \text{ Tidsbetrakning: } t=21\text{d}\varnothing\text{gn } t_0=3\text{d}\varnothing\text{gn}$$

$$\epsilon_{cd21d} = \beta_{ds}(t_{21}, t_3) * k_h * \epsilon_{cd,0} = 1,265 * 10^{-5}$$

$$\beta_{ds}(t_{21}, t_3) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} = 0,0482$$

Autogene svinnet:

$$\epsilon_{ca\ 36500d} = \beta_{as}(365000) * \epsilon_{ca}(\infty) = 5 * 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck}-10) * 10^{-6} = 5 * 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(365000) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1$$

$$\epsilon_{ca\ 21d} = \beta_{as}(21) * \epsilon_{ca}(\infty) = 3 * 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(21) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 0,6$$

Totale svinnet:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd,36500d} + \epsilon_{ca\ 36500d} - (\epsilon_{cd21d} + \epsilon_{ca21d}) = 2,623 * 10^{-4} + 5 * 10^{-5} - (1,265 * 10^{-5})$$

$$+3 \cdot 10^{-5}) = 2,697 \cdot 10^{-4}$$

Element 2060

$$h_0 = 401,96 \text{ mm}$$

$$k_n = 0,725 \text{ tabell 3,3}$$

Beregning:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd,36500d} + \epsilon_{ca,36500d} - (\epsilon_{cd,133d} + \epsilon_{ca,133d})$$

$$\epsilon_{cd,36500d}: \text{ Tidsbetragtning: } t = 36500 \text{ d\o{g}n } \quad t_0 = 3 \text{ d\o{g}n}$$

$$\epsilon_{cd,36500d} = \beta_{ds}(t_{365000}, t_3) \cdot k_n \cdot \epsilon_{cd,0} = 2,602 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0,99$$

$$\epsilon_{cd,133d}: \text{ Tidsbetragtning: } t = 133 \text{ d\o{g}n } \quad t_0 = 3 \text{ d\o{g}n}$$

$$\epsilon_{cd,133d} = \beta_{ds}(t_{133}, t_3) \cdot k_n \cdot \epsilon_{cd,0} = 7,545 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{ds}(t_{133}, t_3) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0,2874$$

Autogene svinnet:

$$\epsilon_{ca,36500d} = \beta_{as}(365000) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) = 5 \cdot 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(365000) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1$$

$$\epsilon_{ca,133d} = \beta_{as}(133) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) = 4,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(133) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 0,9$$

Totale svinnet:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd,36500d} + \epsilon_{ca,36500d} - (\epsilon_{cd,133d} + \epsilon_{ca,133d}) = 2,602 \cdot 10^{-4} + 5 \cdot 10^{-5} - (7,545 \cdot 10^{-5} + 4,5 \cdot 10^{-5}) = 2,7975 \cdot 10^{-4}$$

Vedlegg 3

Krypberginger, se minnepenn for fulle beregninger i Excel:

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	ferdig	1år	40år	100år	SUM	40	100
Dager	4	11	18	25	32	39	46	53	60	67	74	81	88	95	102	109	116	123	130	137	144	365	14600	36500			
Kryp Element 1	0.517	0.635	0.716	0.78	0.833	0.878	0.918	0.954	0.987	1.017	1.045	1.071	1.096	1.118	1.14	1.161	1.18	1.199	1.217	1.234	1.248	1.257	2.43	2.468	2.468	1.96	1.234
-Delkryp	0.517	0.118	0.081	0.064	0.053	0.045	0.04	0.036	0.033	0.03	0.028	0.026	0.025	0.022	0.022	0.021	0.019	0.019	0.018	0.017	0.017	0.338	0.669	0.038	2.468		
Kryp Element 2		0.522	0.642	0.724	0.788	0.841	0.887	0.927	0.963	0.987	1.027	1.055	1.081	1.106	1.129	1.151	1.172	1.191	1.21	1.228	1.238	1.245	2.438	2.475	2.475	1.21	1.247
-Delkryp		0.522	0.12	0.082	0.064	0.053	0.046	0.04	0.036	0.034	0.03	0.028	0.026	0.025	0.023	0.022	0.021	0.019	0.019	0.018	0.018	0.367	0.653	0.037	2.475		
Kryp Element 3		0.527	0.648	0.73	0.795	0.848	0.895	0.935	0.972	1.005	1.036	1.065	1.091	1.116	1.139	1.161	1.182	1.202	1.221	1.221	1.221	1.237	2.445	2.481	2.481	1.224	1.26
-Delkryp		0.527	0.121	0.082	0.065	0.053	0.047	0.04	0.037	0.034	0.03	0.029	0.028	0.025	0.025	0.022	0.021	0.02	0.019	0.019	0.019	0.376	0.648	0.036	2.481		
Kryp Element 4		0.532	0.653	0.737	0.802	0.856	0.902	0.943	0.98	1.014	1.045	1.073	1.1	1.125	1.148	1.171	1.192	1.212	1.212	1.212	1.212	1.231	2.451	2.487	2.487	1.239	1.275
-Delkryp		0.532	0.121	0.084	0.065	0.054	0.046	0.041	0.037	0.034	0.031	0.028	0.027	0.025	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.397	0.642	0.036	2.487		
Kryp Element 5		0.537	0.743	0.839	0.884	0.91	0.952	0.989	1.023	1.054	1.083	1.11	1.135	1.159	1.181	1.202	1.221	1.237	1.249	1.249	1.249	1.267	2.459	2.494	2.494	1.257	1.292
-Delkryp		0.537	0.122	0.084	0.066	0.055	0.047	0.041	0.037	0.034	0.031	0.029	0.027	0.025	0.024	0.022	0.021	0.02	0.019	0.019	0.019	0.419	0.638	0.035	2.494		
Kryp Element 6		0.542	0.667	0.751	0.818	0.873	0.92	0.962	1	1.034	1.065	1.094	1.122	1.147	1.171	1.193	1.212	1.231	1.245	1.245	1.245	1.263	2.467	2.501	2.501	1.274	1.308
-Delkryp		0.542	0.125	0.084	0.067	0.055	0.047	0.042	0.038	0.034	0.031	0.029	0.028	0.025	0.024	0.022	0.021	0.02	0.019	0.019	0.019	0.443	0.631	0.034	2.501		
Kryp Element 7		0.549	0.675	0.761	0.828	0.884	0.932	0.974	1.02	1.047	1.079	1.108	1.135	1.161	1.185	1.207	1.227	1.247	1.251	1.251	1.251	1.269	2.477	2.51	2.51	1.292	1.325
-Delkryp		0.549	0.126	0.086	0.067	0.056	0.048	0.042	0.038	0.035	0.032	0.029	0.028	0.025	0.024	0.022	0.021	0.02	0.019	0.019	0.019	0.468	0.624	0.033	2.51		
Kryp Element 8		0.557	0.684	0.771	0.839	0.896	0.944	0.987	1.025	1.06	1.092	1.122	1.15	1.176	1.202	1.227	1.248	1.252	1.252	1.252	1.252	1.27	2.488	2.52	2.52	1.32	1.344
-Delkryp		0.557	0.127	0.087	0.068	0.057	0.048	0.043	0.038	0.035	0.032	0.03	0.028	0.026	0.025	0.022	0.021	0.02	0.019	0.019	0.019	0.496	0.616	0.032	2.52		
Kryp Element 9		0.564	0.694	0.782	0.851	0.908	0.957	1	1.039	1.075	1.107	1.137	1.165	1.191	1.215	1.238	1.258	1.258	1.258	1.258	1.258	1.277	2.499	2.55	2.55	1.334	1.365
-Delkryp		0.564	0.13	0.088	0.069	0.057	0.049	0.043	0.039	0.036	0.032	0.03	0.028	0.026	0.024	0.023	0.022	0.021	0.02	0.02	0.02	0.526	0.608	0.031	2.55		
Kryp Element 10		0.573	0.704	0.793	0.863	0.921	0.971	1.02	1.054	1.09	1.123	1.154	1.171	1.188	1.204	1.219	1.234	1.234	1.234	1.234	1.234	1.253	2.477	2.541	2.541	1.357	1.387
-Delkryp		0.573	0.131	0.089	0.07	0.068	0.05	0.044	0.039	0.036	0.033	0.031	0.029	0.027	0.025	0.024	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.558	0.739	0.03	2.541		
Kryp Element 11		0.581	0.714	0.805	0.875	0.934	0.985	1.029	1.069	1.105	1.138	1.171	1.202	1.232	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.271	2.477	2.552	2.552	1.386	1.414
-Delkryp		0.581	0.133	0.091	0.07	0.069	0.051	0.044	0.04	0.036	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.583	0.792	0.029	2.552		
Kryp Element 12		0.589	0.724	0.816	0.887	0.947	0.999	1.043	1.083	1.12	1.151	1.183	1.212	1.239	1.253	1.253	1.253	1.253	1.253	1.253	1.253	1.271	2.477	2.553	2.553	1.414	1.443
-Delkryp		0.589	0.135	0.092	0.071	0.066	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.601	0.793	0.029	2.553		
Kryp Element 13		0.596	0.732	0.825	0.898	0.958	1.009	1.055	1.096	1.137	1.177	1.214	1.244	1.257	1.257	1.257	1.257	1.257	1.257	1.257	1.257	1.275	2.477	2.572	2.572	1.448	1.476
-Delkryp		0.596	0.136	0.093	0.073	0.068	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.621	0.777	0.028	2.572		
Kryp Element 14		0.6	0.737	0.83	0.903	0.964	1.015	1.061	1.102	1.137	1.171	1.202	1.229	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.271	2.477	2.577	2.577	1.488	1.516
-Delkryp		0.6	0.137	0.093	0.073	0.066	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.631	0.772	0.028	2.577		
Kryp Element 15		0.602	0.74	0.833	0.906	0.967	1.018	1.063	1.102	1.137	1.171	1.202	1.229	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.271	2.477	2.582	2.582	1.533	1.561
-Delkryp		0.602	0.138	0.093	0.073	0.066	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.641	0.783	0.027	2.582		
Kryp Element 16		0.603	0.74	0.834	0.907	0.968	1.019	1.064	1.103	1.137	1.171	1.202	1.229	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.271	2.477	2.581	2.581	1.566	1.613
-Delkryp		0.603	0.137	0.094	0.073	0.066	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.641	0.783	0.028	2.581		
Kryp Element 17		0.603	0.741	0.835	0.908	0.969	1.02	1.065	1.104	1.138	1.171	1.202	1.229	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.271	2.477	2.581	2.581	1.596	1.673
-Delkryp		0.603	0.138	0.094	0.073	0.066	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.641	0.783	0.028	2.581		
Kryp Element 18		0.603	0.741	0.835	0.908	0.969	1.02	1.065	1.104	1.138	1.171	1.202	1.229	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.271	2.477	2.582	2.582	1.646	1.747
-Delkryp		0.603	0.138	0.094	0.073	0.066	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.641	0.783	0.028	2.582		
Kryp Element 19		0.604	0.741	0.835	0.908	0.969	1.02	1.065	1.104	1.138	1.171	1.202	1.229	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.252	1.271	2.477	2.582	2.582	1.694	1.841
-Delkryp		0.604	0.137	0.094	0.073	0.066	0.051	0.045	0.04	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.641	0.783	0.027	2.582		

Vedlegg 4

Temperaturberegninger

Tilsvarende er gjort for alle elementer, se minnepenn for Excel ark:

Utrekning av temperaturparametere for element 4120									
Høyde element 4120	h	3,827	m					Maks M søye akse 4	
Faktor for kombinerings	$\omega.N$	0,35						$\Delta T_{N.con}$	Kombi 1 26216,6 kNm
Faktor for kombinerings	$\omega.M$	0,75						$\Delta T_{N.exp}$	Kombi 2 -9248,1 kNm
Temperaturkontraksjon	$\Delta T_{N.con}$	-22	°C					$\Delta T_{M.heat}$	Kombi 3 12878,0 kNm
Temperaturrekspansjon	$\Delta T_{N.exp}$	21	°C					$\Delta T_{M.cool}$	Kombi 4 -22586,7 kNm
Overside varmest	$\Delta T_{M.heat}$	10	°C	Gradient	2,61 °C / m				Kombi 5 56167,0 kNm
Underside varmest	$\Delta T_{M.cool}$	5	°C	Gradient	1,31 °C / m				Kombi 6 -45160,7 kNm
Kombinasjon 1	$\Delta T_{M.heat} (eller \Delta T_{M.cool}) + \omega.N * \Delta T_{N.exp} (eller \Delta T_{N.con})$								
Kombinasjon 2	$\omega.M * \Delta T_{M.heat} (eller \Delta T_{M.cool}) + \Delta T_{N.exp} (eller \Delta T_{N.con})$								
Gir 8 ulike lastkombinasjoner								Maks M midtspenn	
	1	$\Delta T_{M.heat}$	+	$\omega.N *$	$\Delta T_{N.exp}$			12 $\Delta T_{N.con}$	Kombi 1 6452,1 kNm
	2	$\Delta T_{M.heat}$	+	$\omega.N *$	$\Delta T_{N.con}$			13 $\Delta T_{N.exp}$	Kombi 2 10342,9 kNm
	3	$\Delta T_{M.cool}$	+	$\omega.N *$	$\Delta T_{N.exp}$			10 $\Delta T_{M.heat}$	Kombi 3 -6077,0 kNm
	4	$\Delta T_{M.cool}$	+	$\omega.N *$	$\Delta T_{N.con}$			11 $\Delta T_{M.cool}$	Kombi 4 -2186,1 kNm
	5	$\omega.M * \Delta T_{M.heat}$	+	$\Delta T_{N.exp}$					Kombi 5 834,1 kNm
	6	$\omega.M * \Delta T_{M.heat}$	+	$\Delta T_{N.con}$					Kombi 6 11950,8 kNm
	7	$\omega.M * \Delta T_{M.cool}$	+	$\Delta T_{N.exp}$					Kombi 7 -8562,7 kNm
	8	$\omega.M * \Delta T_{M.cool}$	+	$\Delta T_{N.con}$					Kombi 8 2554,0 kNm