

# Analyse av spennarmert betongbru i henhold til Eurokode

Gjeldende regelverk, modellering,  
dimensjonering og bestandighet

**Sunniva Barstad Tomassen**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Håvard Johansen, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.juni 2013	ANTALL SIDER: 123+41 sider vedlegg
------------------------------------	-----------------------	---------------------------------------

TITTEL:

**Analyse av en spennarmert betongbru i henhold til Eurokode**

Design of a prestressed concrete bridge according to European standards

UTFØRT AV:

Sunniva Barstad Tomassen



**SAMMENDRAG:** I denne rapporten blir det gjort en dimensjonering av den spennarmerte betongbrua (Lessinger) som skal gå over Stongarvågen i Bømlo kommune, med byggestart våren 2012. Brua er en platebru med tre spenn hvor sidespennene har en lengde på 27 meter, midtspenn på 33 meter og en total lengde på 87 meter. Brua har en bredde på 13.150 meter med to kjørefelt med tilhørende gang- og sykkelvei på ene side. Lessinger er prosjekter etter prosjekteringsregler fra dagens Eurokodeserie og Statens vegvesens håndbokserie.

Hensikten med rapporten er at kandidaten skal sette seg inn i gjeldende regelverk for prosjektering av spennarmerte brukonstruksjoner med lengde mindre enn 200 meter, samt å gjøre kapasitetsberegninger for overbygningen ved bruk av modelleringsprogrammet Nova Frame. Et litteraturstudium av relevante retningslinjer og krav for prosjektering av slike bruer har blitt gjennomført. En modell av brua har blitt laget i Nova Frame utviklet av Aas Jakobsen etter regelverk gjennomgått i litteraturstudie. Lastkombinasjoner med tilhørende lastfaktorer har blitt generert etter krav fra Eurokode for bruks- og bruddgrensetilstand. Dimensjonering av overbygningen er så utført etter krefter hentet fra programmet, snitt som er dimensjonert er feltmidte og over støtte som gis til å være verst påkjente områder av Nova Frame. Videre er bestandighetskriteriene til følgende betongkonstruksjon vurdert og aktuelle skader, bakgrunn for disse og mulige tiltak har blitt diskutert.

På grunn av tidsbegrensning er ikke alle påvirkende faktorer tatt med i beregningsmodellen, det vil derfor bety at brua ikke er prosjektert i sin helhet i denne oppgaven. I rapporten er det gjort en overordnet kontroll og sammenstilling av krefter som virker på konstruksjonen samt sammenhengen mellom disse.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU, Thomas Reed og Håvard Johansen, Vegdirektoratet.

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



# Forord

Denne oppgaven er skrevet som en del av en 5-årig mastergrad i Bygg og Miljøteknikk ved Norges Tekniske- Naturvitenskapelige Universitet (NTNU), under Institutt for Konstruksjonsteknikk (KT). Arbeidet er utført våren 2013 i en periode på 20 uker og tilsvarer 30 studiepoeng.

Bakgrunn for oppgaven er at kandidaten skal bruke kunnskap fra studiet samt sette seg inn i relevant regelverk og beregningsmetoder ved dimensjonering av en etteropp-spent betongbru. I oppgaven er det gjort en generell dimensjonering av overbygningen i brudd- og bruksgrensetilstand i tillegg til at miljøpåvirkninger og bestandighet til brukonstruksjonen er vurdert.

Beregningene og modelleringen er gjort etter tegninger gitt av Statens vegvesen og modellering og analyse er utført i 3D programmet Nova Frame, utviklet av Aas Jakobsen. Håndberegninger har blitt utført der dette har vært aktuelt, med hjelp fra programmene Mathcad og Excel. For alle beregninger er regler fra Eurokodene og Statens vegvesens prosjekteringshåndbøker blitt brukt.

I følge Statens vegvesen er en bru definert som alle konstruksjoner med spenn over 2.5 meter, i dag finnes det nesten 10 000 bruer på riksveinettet som faller under denne beskrivelsen [1]. For min del har bruer alltid vært fasinerende, derfor falt valget for tema til masteroppgave nettopp på bruprosjektering. Arbeidet med oppgaven har vært både spennende og utfordrende. Modelleringsarbeidet i Nova Frame er noe jeg har brukt mye tid på, samt det å få oversikt over regelverk som skal tas hensyn til i resultatsammenstillingen. Arbeidet med denne oppgaven har utvidet min faglige kunnskap ut over fagkombinasjon fra tidligere semestre og ses på som svært nyttig i videre arbeid.

Jeg vil rette en stor takk til Thomas Reed i Vegdirektoratet, spesielt for veiledning ved bruk av Nova Frame. Lars Narvestad i Aas Jakobsen for lisens og avklaring av programmerings spørsmål og til professor Terje Kanstad ved Konstruksjonsteknisk, NTNU rundt faglige spørsmål og retningsvalg for oppgaven.

---

Sunniva Barstad Tomassen  
Trondheim, 10. juni 2013



# Sammen drag

I denne rapporten blir det gjort en dimensjonering av den spennarmerte betongbrua (Lessinger) som skal gå over Stongarvågen i Bømlo kommune, med byggestart våren 2012. Brua er en platebru med tre spenn hvor sidespennene har en lengde på 27 meter, midtspenn på 33 meter og en total lengde på 87 meter. Brua har en bredde på 13.150 meter med to kjørefelt med tilhørende gang- og sykkelvei på ene side. Lessinger er prosjekter etter prosjekteringsregler fra dagens Eurokodeserie og Statens vegvesens håndbokserie.

Hensikten med rapporten er at kandidaten skal sette seg inn i gjeldende regelverk for prosjektering av spennarmerte brukonstruksjoner med lengde mindre enn 200 meter, samt å gjøre kapasitetsberegninger for overbygningen ved bruk av modelleringsprogrammet Nova Frame. Et litteraturstudium av relevante retningslinjer og krav for prosjektering av slike bruer har blitt gjennomført. En modell av brua har blitt laget i Nova Frame utviklet av Aas Jakobsen etter regelverk gjennomgått i litteraturstudie. Lastkombinasjoner med tilhørende lastfaktorer har blitt generert etter krav fra Eurokode for bruks- og bruddgrensetilstand. Dimensjonering av overbygningen er så utført etter krefter hentet fra programmet, snitt som er dimensjonert er feltmidte og over støtte som gis til å være verst påkjente områder av Nova Frame. Videre er bestandighetskriteriene til følgende betongkonstruksjon vurdert og aktuelle skader, bakgrunn for disse og mulige tiltak har blitt diskutert.

På grunn av tidsbegrensning er ikke alle påvirkende faktorer tatt med i beregningsmodellen, det vil derfor bety at brua ikke er prosjektert i sin helhet i denne oppgaven. I rapporten er det gjort en overordnet kontroll og sammenstilling av krefter som virker på konstruksjonen samt sammenhengen mellom disse.

Tabell 1 viser en oppsummering av krefter som er funnet, kapasiteten til dimensjonert tverrsnitt, dimensjonert armeringsmengde og rissviddekrav.

## IV

<b>Bruddgrensetilstand</b>	<b>Påkjent kraft</b>	<b>Kapasitet</b>	<b>Utnyttelse</b>
Feltmoment	37 716.5 kNm	38 213 kNm	98%
Støttemoment	40 299 kNm	41 622.6 kNm	96%
Skjærstrekk m/skjærarmering	8542.8 kN	9418 kN	90.7%
Skjærtrykk	8906 kN	38 770 kN	23%
<b>Bruksgrensetilstand</b>	<b>Feltmoment</b>	<b>Støttemoment</b>	<b>Utnyttelse</b>
Karakteristisk last	34 927 kNm	31 336 kNm	91% /75%
Ofte forekommende last	29 872 kNm	24 477 kNm	78% /58%
Tilnærmet permanetlast	26 132 kNm	19 029	68% /45%
<b>Rissvidde</b>	<b>Spenning</b>	<b>Krav</b>	<b>Utnyttelse</b>
Felt	207 MPa	240 MPa	86%
Støtte	187 MPa	240 MPa	78%
<b>Armeringsmengder og avstander</b>			
Lengdearmering i felt	60Ø20s80		
Lengdearmering ved støtte	100Ø20s120		
Skjærarmering	10mm <sup>2</sup> /mm		
Maksimum s i lengderetning	60 mm		
Maksimum s i tverretning	600 mm		

Tabell 1: Oppsummering av krefter, kapasiteter, armeringsmengder og rissviddekrav for Lessinger



# Abstract

This report includes the design of a three span plate bridge in prestressed concrete (Lessinger), construction starting spring 2012. The midspan is 33 meters, while the two other spans are 27 meters, with a total length of 87 meters. The bridge deck has a width of 13.150 meters with two road lanes and connecting pedestrian and bike path. The bridge is crossing Stongarvågen in Bømlo County and is designed after guidelines in the European standards and Norwegian Public Roads Administration.

The purpose of this report is for the candidate to familiarize with the guidelines given for design of prestressed concrete bridges with span less than 200 meters and include capacity calculations for the superstructure. There has been done a literature study of relevant guidelines for the design of concrete bridges. A model of the bridge has been made in the space frame modeling program Nova Frame, developed by Aas Jakobsen, recording to guidelines found in the literature study. Load combination with accompanying load factors have been generated for service and ultimate limit state. The forces generated from Nova Frame have been used for the design of the superstructure. Demands regarding durability of the concrete structure have further been discussed with focus on damages and effects on the structure.

In the calculations some of the load combinations has not been included because of limited time, these load combination is assumed not to be decisive for the final results. This means as well that the bridge is not finished with respect to design in this report. But there has been given an overall presentation of forces and the interaction between them for the bridge.

Table 2 show the forces generated from the model, capacity, reinforcement quantities and crack widths.

<b>Ultimate limit state</b>	<b>Force</b>	<b>Capacity</b>	<b>Utilization</b>
Mid span moment	37 716.5 kNm	38 213 kNm	98%
Support moment	40 299 kNm	41 622.6 kNm	96%
Shear force included			
shear reinforcement	8542.8 kN	9418 kN	90.7%
Shearforce	8906 kN	38 770 kN	23%
<b>Service limit state</b>	<b>Moment midspan</b>	<b>Moment support</b>	<b>Utilization</b>
Characteristic load	34 927 kNm	31 336 kNm	91% /75%
Frequent load	29 872 kNm	24 477 kNm	78% /58%
Nearly permanent load	26 132 kNm	19 029	68% /45%
<b>Crack width</b>	<b>Stress</b>	<b>Requirements</b>	<b>Utilization</b>
Mid span	207 MPa	240 MPa	86%
Support C	187 MPa	240 MPa	78%
<b>Reinforcement and distances</b>			
Longditudinal reinforcement, span		60Ø20s80	
Longditudinal reinforcement, support		100Ø20s120	
Shear reinforcement		10mm <sup>2</sup> /mm	
Max s in longditudinal direction		60 mm	
Max s in transversly		600 mm	

Tabell 2: Summation of forces, capabilities, reinforcement quantities and crack width requirements for Lessinger

# Innhold

Forord	I
Sammendrag	III
Abstract	V
Indeksliste	XI
Innledning	1
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2 Dimensjoneringsgrunnlag</b>	<b>3</b>
2.1 Geometri . . . . .	3
2.2 Spennkabler . . . . .	5
2.3 Lager . . . . .	6
2.4 Materialer . . . . .	6
2.4.1 Betong . . . . .	7
2.4.2 Slakkarmering . . . . .	8
2.4.3 Spennstål . . . . .	9
2.4.4 Slitelag . . . . .	9
<b>3 Bakgrunnsteori</b>	<b>11</b>
3.1 Lasttyper . . . . .	11
3.2 Permanente laster . . . . .	12
3.2.1 Belegningsvekt . . . . .	12
3.2.2 Rekkverk . . . . .	12
3.3 Variable laster . . . . .	13
3.3.1 Trafikklaster - Vertikale . . . . .	13
3.3.2 Trafikklaster - Horisontale . . . . .	15
3.3.3 Termisk last . . . . .	16
3.4 Dimensjoneringsklasse . . . . .	17
3.5 Beregningsmessig antall kjørefelt . . . . .	18
3.6 Oppspenning av spennarmering . . . . .	18
3.7 Tap av spennkraft . . . . .	19
3.7.1 Låsetap . . . . .	19

3.7.2	Friksjonstap . . . . .	19
3.7.3	Tap på grunn av temperaturdifferanse . . . . .	20
3.7.4	Kryp . . . . .	20
3.7.5	Svinn . . . . .	21
3.7.6	Relaksasjon . . . . .	21
3.8	Bruksgrensetilstand . . . . .	21
3.8.1	Spenningsbegrensning . . . . .	22
3.8.2	Rissviddebegrensning . . . . .	23
3.8.3	Nedbøyningsbegrensning . . . . .	23
3.9	Bruddgrensetilstand . . . . .	23
3.10	Lastkombinasjoner og lastfaktorer . . . . .	24
3.10.1	Bruddgrensetilstand . . . . .	24
3.10.2	Bruksgrensetilstand . . . . .	25
<b>4</b>	<b>Oppbygging av modell i Nova Frame</b>	<b>29</b>
4.1	Aksesystem og fortegn . . . . .	29
4.2	Referanselinjer og tverrsnitt . . . . .	30
4.3	Noder . . . . .	33
4.4	Elementer . . . . .	33
4.5	Torsjon . . . . .	34
4.6	Randbetingelser . . . . .	35
4.7	Spennkabler . . . . .	36
4.7.1	Tap av spennkraft . . . . .	37
4.7.2	Totalt spenningstap . . . . .	38
4.8	Laster . . . . .	39
4.8.1	Egenlaster . . . . .	39
4.8.2	Temperaturlaster . . . . .	39
4.8.3	Trafikklast . . . . .	40
4.8.4	Kryplast . . . . .	41
4.9	Solve . . . . .	41
4.10	Lastkombinering . . . . .	41
4.11	Oppsummering . . . . .	42
<b>5</b>	<b>Verifikasjon av modell i NovaFrame</b>	<b>43</b>
5.1	Sjekk av temperaturlaster . . . . .	43
5.2	Sjekk av tverrsnittsparemetere . . . . .	45
5.3	Sjekk av egenvekt . . . . .	46
5.4	Sjekk av spennarmering . . . . .	49
5.4.1	Sjekk over støtte . . . . .	50
5.4.2	Sjekk for felt . . . . .	50
5.5	Sjekk av tidsavhengig tap av spennarmeringskraft . . . . .	51
5.6	Oppsummering . . . . .	52
<b>6</b>	<b>Bruddgrensetilstand</b>	<b>53</b>
6.1	Dimensjonerende krefter i ULS . . . . .	53
6.2	Påvirkning fra ulike lasttyper, isolert . . . . .	56

---

6.2.1	Trafikklast . . . . .	56
6.2.2	Spennarmering . . . . .	58
6.2.3	Kryp . . . . .	58
6.2.4	Svinn . . . . .	59
6.2.5	Temperatur . . . . .	59
6.3	Dimensjonering i bruddgrensetilstanden . . . . .	60
6.3.1	Dimensjonering for feltmoment . . . . .	60
6.3.2	Dimensjonering for støttemoment . . . . .	62
6.3.3	Dimensjonering for skjærkrefter . . . . .	63
6.4	Oppsummering . . . . .	65
<b>7</b>	<b>Brukgrensetilstand</b>	<b>67</b>
7.1	Moment i SLS . . . . .	67
7.2	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden . . . . .	68
7.2.1	Spenningsbegrensninger . . . . .	68
7.2.2	Risskontroll . . . . .	69
7.3	Oppsummering av kapasitetssjekker . . . . .	74
<b>8</b>	<b>Bestandighet</b>	<b>75</b>
8.1	Bakgrunns teori . . . . .	75
8.2	Mekanismene bak opprissing i betong . . . . .	77
8.2.1	Riss grunnet indre krefter . . . . .	77
8.2.2	Riss grunnet dirkete last . . . . .	87
8.3	Regelverk angående bestandighet . . . . .	89
8.3.1	Overdekning og rissvidde . . . . .	89
8.3.2	Permeabilitet . . . . .	90
8.3.3	Kloridinnhold og spesielle tiltak mot korrosjon . . . . .	91
8.3.4	Krav til armeringsplassering . . . . .	91
8.4	Effekter av korrosjon på Lessinger . . . . .	91
8.4.1	Hypotetisk scenario med korrosjonsskader i felt . . . . .	95
8.5	Oppsummering og tiltak . . . . .	96
<b>9</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>99</b>
	<b>Bibliografi</b>	<b>103</b>
	<b>Vedlegg</b>	<b>107</b>
<b>A</b>	<b>Anbudstegninger</b>	<b>107</b>
	Anbudstegninger . . . . .	107
<b>B</b>	<b>Beregning av egenvekter</b>	<b>113</b>
B.1	Slitelag . . . . .	113
B.2	Rekkverk . . . . .	113
B.3	Betongkant . . . . .	113
<b>C</b>	<b>Beregningsmessig tap av spennkraft</b>	<b>115</b>

---

Beregning av kryptall for kort tid . . . . .	115
Beregning av langtidskryp og svinn i brubjelken . . . . .	117
Beregning av relaksasjon . . . . .	121
Beregning med forenklet metode for tidsavhengig spenningstap . . . . .	122
<b>D Verifikasjon av resultater fra Nova Frame</b>	<b>123</b>
Verifikasjon av forenklet tverrsnitt . . . . .	123
Beregning av moment fra egenlast . . . . .	126
Sjekk av Nova Frames temperaturgradient . . . . .	129
<b>E Dimensjonering i bruddgrensetilstand</b>	<b>131</b>
Dimensjonering i bruddgrensetilstand for maks feltmoment . . . . .	131
Dimensjonering i bruddgrensetilstand for maks støttemoment . . . . .	134
Dimensjonering for skjær . . . . .	136
<b>F Dimensjonering i bruksgrensetilstand</b>	<b>139</b>
Spenningsbegrensning . . . . .	139
Minimumsarmering for riss i felt . . . . .	141
Minimumsarmering for riss over støtte . . . . .	142
Rissvidde beregninger for felt . . . . .	144
Rissvidde beregninger over støtte . . . . .	146



## Indeksliste

### Store latinske bokstaver

$A_c$	=	Areal av betong
$A_{ct}$	=	Betongareal i strekksonen rett før riss oppstår
$A_p$	=	Areal av spennstål
$A_s$	=	Areal av slakkarmering
$A_{s,min}$	=	Areal av minimumsarmering
$A_{sw}$	=	Areal av skjærarmoring
$B$	=	Bredde av overkant betongtverrsnitt
$E_c$	=	Betongens tangent E-modul
$E_{cm}$	=	Betongens sekant E-modul
$E_p$	=	Spennarmeringens E-modul
$E_s$	=	Slakkarmeringens E-modul
$EI$	=	Bøyestivhet
$F$	=	Kraft
$F_{cr}$	=	Absoluttverdi av strekkraft rett før riss
$F_{02}$	=	Flytekraft til spennarmering
$G$	=	Permanent last
$I_i$	=	Annet arealmoment
$I_T$	=	Torsjonsstivheten
$K$	=	Stivhet
$L$	=	Lengde på aktuelt spenn
$M$	=	Moment
$M_{cr}$	=	Rissmoment
$M_f$	=	Primærmoment
$M_{Ed}$	=	Dimensjonerende moment
$M_{Ed,red}$	=	Dimensjonerende moment ved kant av opplegg
$M_p$	=	Tvangsmoment
$M_{sl}$	=	Slakkarmerings momentkapasitet
$M_{tot}$	=	Totalt moment fra spennarmering
$NA$	=	Nøytralakse
$N_{Ed}$	=	Aksialkraft
$P$	=	Forspenning
$P_{m0}$	=	Initiell forspenningskraft
$P_0$	=	Kabelkraft ved jekk etter oppspenning
$P(x)$	=	Oppspenningskraft i en avstand x fra oppspenningsjekken
$Q_{ak}$	=	Aksellast for LM2
$Q_{corr}$	=	Proporsjon av redusert tverrsnitt pga korrosjon
$Q_{ik}$	=	Aksellast for LM1
$Q_{k,i}$	=	Variabel last
$Q_{lk}$	=	Horisontal trafikklast
$R$	=	Fastholdningskrefter
$RH$	=	relativ luftfuktighet
$S_{t,max}$	=	Maksimumskrav til senteravstand for skjærarmoring i tverretning
$TP$	=	Tyngepunktsakse



$T_c$	=	Trykkresultant
$T_{e,min/max}$	=	Laveste/høyeste jevnt fordelte brudtemperaturandel
$T_0$	=	Initialtemperatur på det aktuelle tidspunktet konstruksjonsdelen blir fastholdt
$V_{Ed}$	=	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{Ed,red}$	=	Dimensjonerende skjærkraft ved kant av opplegg
$\emptyset$	=	Diameter til slakkarmering

### Små latinske bokstaver

$b$	=	Binder innhold
$b_f$	=	Bredde av flenser
$b_w$	=	Bredde av steg
$c_{nom}$	=	Nominell overdekning til armering
$c_{min,dur}$	=	Krav til minste overdekning
$d$	=	Effektiv dybde til betongtverrsnitt
$d_p$	=	Effektiv dybde til spennarmering
$d_{px}$	=	Avstand mellom slakkarmering og spennarmering
$f_{ck}$	=	Karakteristisk trykkfasthet ved 28 døgn
$f_{cm}$	=	Middelverdi av sylindrefasthet
$f_{ctm}$	=	Betongens strekkfasthet
$f_{ct,eff}$	=	Gjennomsnittsverdi for strekkspenning i betongen når riss forventes
$f_{pk}$	=	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	=	Spennstålets 0.1% strekkgrense
$f_{yd}$	=	Design flytgrense for stålet
$f_{yk}$	=	Karakteristisk flytgrense for slakkarmering
$h$	=	Høyde på betongtverrsnitt
$k$	=	Krumningsfaktor
$k_c$	=	Faktor som tar hensyn til overdekning
$k_{1-5}$	=	faktorer for spenningbegrensning
$k_{sur}$	=	Faktor for å ta hensyn til beleggtykkelse
$l_{el}$	=	Elementlengde
$n_1$	=	Antall kjørefelt
$p$	=	Pozzolan innhold
$q_{ik}$	=	Jevnt fordelt last i LM1
$r_i$	=	Frihetsgrader
$s_{l,max}$	=	Største tillatte senteravstand for skjærarmering i lengderetning
$t$	=	Betongens alder i døgn
$t_f$	=	Tykkelse til flens
$t_0$	=	Betongens alder når spenning påføres
$u$	=	Overflate til betongtverrsnitt som blir utsatt for uttørkning
$v/c$	=	vann/semest forhold i betong
$w$	=	Kjørebredde
$w_l$	=	Bredde til kjørebane
$w_{max}$	=	Maksimum rissvidde
$z$	=	innvendig momentarm
$z_{cp}$	=	Avstand fra tyngdepunkt i betongtverrsnitt til spennarmeringstyngdepunkt

**Store greske bokstaver**

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	=	Tidsavhengig tap av spennarmeringskraft
$\Delta T_{M,cool}$	=	Temperaturgradient for varmere underside
$\Delta T_{M,heat}$	=	Temperaturgradient med varmere overside
$\Delta T_{N,con}$	=	Temperaturandel med kontraksjon av brudekket
$\Delta T_{N,exp}$	=	Temperaturandel med ekspansjon av brudekket
$\Sigma$	=	Summen av

**Små greske bokstaver**

$\alpha_Q$	=	Konstant for LM1 for aksellast
$\alpha_q$	=	Konstant for LM1 for jevnt fordelt last
$\alpha_T$	=	Utvidelseskoeffisient
$\beta_Q$	=	Konstant for aksellast i LM2
$\gamma$	=	Tyngetetthet
$\gamma_i$	=	Partialfaktor
$\delta$	=	Nedbøyning
$\xi$	=	Reduksjonsfaktor
$\varepsilon_c$	=	Trykktøyninger i betongen
$\varepsilon_{ca}$	=	Tøyning fra autonomt svinn
$\varepsilon_{cc}$	=	Kryptøyning
$\varepsilon_{cd}$	=	Tøyning fra uttørkningssvinn
$\varepsilon_{cs}$	=	Total svinntøyning
$\theta$	=	Total vinkelendring av spennarmering fra jekk i avstand x
$\kappa$	=	Krumning
$\lambda$	=	Faktor for trykkspenningsblokk
$\mu$	=	Friksjonskoeffisient
$\nu$	=	Poissons ratio
$\rho_{1000}$	=	Verdi for relaksjonstap 1000 timer etter oppspenning
$\sigma_c$	=	Trykkspenning i betongen
$\sigma_{c,kar}$	=	Spenning i betongen for karakteristisk brukslast
$\sigma_{c,quasi}$	=	Spenning i betongen for tilnærmet permanente laster
$\sigma_{c,QP}$	=	Spenning i betong ved spennarmering
$\sigma_{OK}$	=	Spenning i overkant av betongtverrsnitt
$\sigma_{p,max}$	=	Største tillatte spenning i spennarmering ved oppspenning
$\sigma_{pm0}$	=	Spenning i spennstål etter oppspenning og låsing
$\sigma_{pr}$	=	Relaksjon
$\sigma_{UK}$	=	Spenning i underkant av betongtverrsnitt
$\sigma_{s,rebar}$	=	Strekkspenning i slakkarmeringen
$\sigma_{s,middel,spenn}$	=	Gjennomsnittsspenning i spennkabel
$\varphi(t, t_0)$	=	Kryptall
$\psi$	=	Kombinasjonsfaktor

# Kapittel 1

## Innledning

Utgangspunktet for denne oppgaven er den spennarmerte brua Lessinger som oppføres over Stongarvågen i Bømlo kommune. Brua er en del av Statens vegvesen sin oppgradering av veistrekningen Stokkabekken-Rubbestadneset og inngår i bevilgningen Bømlopakken, som består av 18 større og mindre prosjekter [2].

Statens vegvesen er byggherre for prosjektet hvor oppstart av oppføringen er våren 2012. For prosjektering er dagens Eurokodeserie og Statens vegvesens prosjekteringshåndbøker brukt. Formålet med oppgaven er å øke kandidatens innsikt i relevante beregningsmetoder og metode for analysering av brumodell i 3D programmet Nova Frame.

Opgaven innledes med en presentasjon av geometri, plassering og hovedmaterialer som skal brukes på brua etter tegningsgrunnlag for eksisterende bru gitt av Statens vegvesen (vist i vedlegg A). Videre blir prosjekteringsregler fra Eurokode gjennomgått, Håndbok 185 [3] utgitt av SVV gir supplerende krav til Eurokode og krav som stilles her blir også presentert. Det er videre referert til flere håndbøker utgitt av SVV som dekker tema utenfor prosjekteringsreglene. Oppbygging av 3D modellen i programmet Nova Frame er så gjennomgått, med beskrivelse av inputparametere som delvis er gitt av tegning og delvis beregnet, med fullstendige beregninger vist i vedlegg B - F. I modellen har brudd- og bruksgrensetilstanden til konstruksjonen blitt simulert med trafikklast, oppspenningslast, temperaturlaster, svinn og kryp og gitte lastfaktorer funnet i Endringsblad A1 [4].

På grunn av begrenset tid samt størrelse på oppgaven er det for brukonstruksjonen kun sett på verdier som Nova Frame har oppgitt som mest kritiske, altså verdier midt i felt og over støtte. Brutverrsnittet er så blitt dimensjonert for disse verdiene, her er beregninger for moment, skjær, riss og spenningsbegrensninger gjort. I kapittel 8 har det blitt gjort rede for bestandighetsproblematikk tilknyttet betongkonstruksjoner og hvilke situasjoner som bør unngås, hva disse kommer av og hvilket regelverk i Eurokode 2:Del 1 [5] og Håndbok 185 [3] som bør følges. Etter hvert kapittel i oppgaven er det i stor grad gjort en oppsummering av temaet som er gjennomgått og verdier som har blitt beregnet.

I oppgaven er det blitt gjort en del forenklinger og begrensinger av omfang på grunn av begrenset tid. I analysen som er gjort i Nova Frame er ikke alle lastsituasjoner tatt med som blant annet snølast, vindlast og påseilingslast. Snølast og vindlast er utelukket på grunnlag av at disse ikke blir betraktet som dimensjonerende og ulykkes last har det ikke blitt inkludert i denne rapporten. Ingen armerings detaljer er presentert i oppgaven, kun en beskrivelse av plassering og innbyrdes avstander i brutverrsnittet. Konstruksjonen er derfor på ingen måte ferdig prosjektert i denne oppgaven, men en overordnet oversikt over laster og egenskapet til brua har blitt gjennomgått.

# Kapittel 2

## Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapittelet blir tegningsgrunnlaget for Lessinger gjennomgått samt beskrivelse av hovedmaterialene og deres egenskaper. Fullstendig tegningsgrunnlag som gitt fra Statens vegvesen (SVV) er presentert i vedlegg A. Verdier gitt som materialegenskaper er hentet fra *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, heretter kalt EC2:1-1 [5] eller brosjyrer gitt av leverandør.

### 2.1 Geometri

I denne oppgaven er brua Lessinger studert, denne brua skal være en del av forbindelsen mellom Stokkabekken og Rubbestadneset i Bømlo kommune Hordaland. Strekningen er en del av Bømlopakken som Statens vegvesen, heretter kalt SVV skal gjennomføre i løpet av en 15 års periode [2]. Lessinger er en kontinuerlig platebru, med en lengde på 87 meter og tre spenn i spennarmert betong. Midtspennet er lengst og er på 33 meter, mens de to like lange ytterspennene har en lengde på 27 meter. Brua har en vertikalkurve på 4.5%, horisontalkurvatur med radius 400 meter og et tverrfall på 8% i kjørebane og 3% på gangveien. Brua har åtte spennkabler som er ført ondulerende gjennom bruas senterlinje i lengderetning. Brua er en landkar løs bru med ender som er utført som skivesøyler med innspenning i bunn, resterende søyler er utført monolittisk til overbygningen og fastinnspent i bunn [3].

Tverrsnitt av bruplata er konstant over hele lengden til brua. I Nova Frame er det brukt ett tverrsnitt uten kantdragere og rekkverk i modelleringen, antar her at kantdragerne ikke vil ta noen krefter og er derfor ikke vesentlig for modelleringen av tverrsnittet [6].

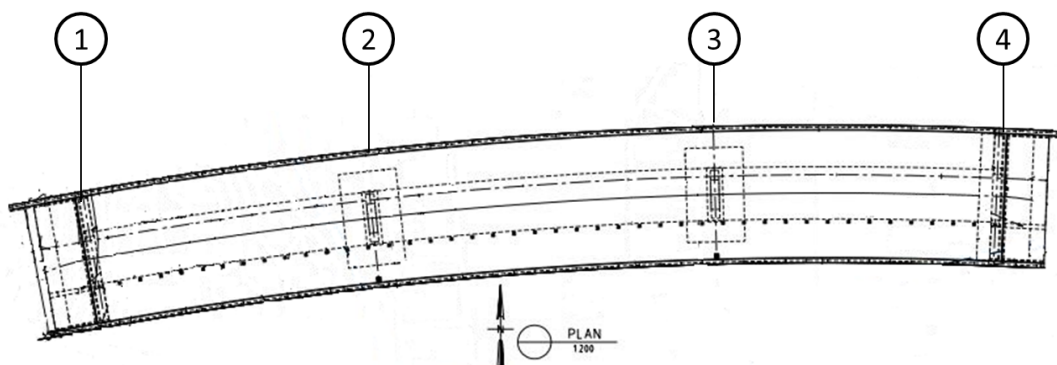
Tabell 2.1 viser en oppsummering av geometrien til brua og noen av materialene som blir brukt.

Skjematisk fremstilling av brua

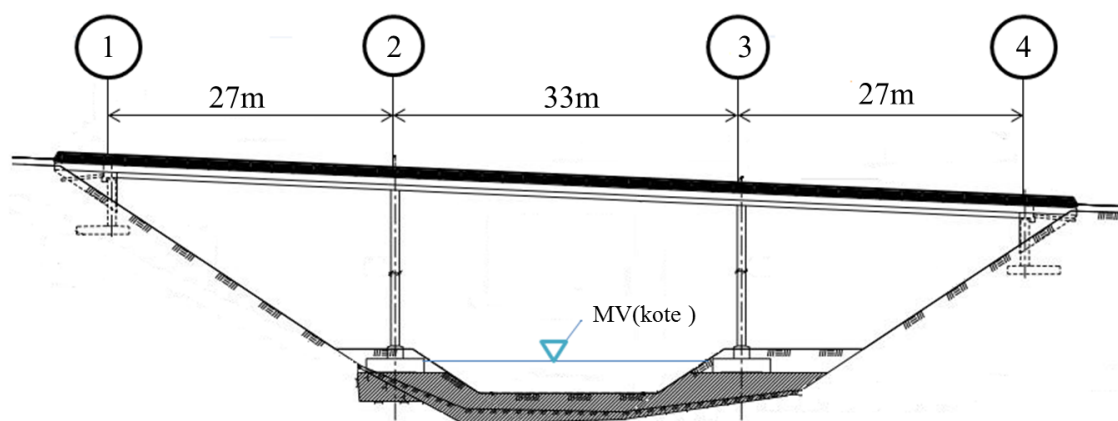
Byggestart	2012
Byggested	Stongarvågen, Bømlo
Fartsgrense	80km/t
Antall akser	4
Total lengde	87 m
Lengde felt 1 og 3	27 m
Lengde midtfelt	33 m
Bredde tverrsnitt	13,15 m
Antall kjørefelt	2
Vertikal helning	4,5%
Hosiontalkurvatur, radius	400 m
Tverrfall kjørebane	8%
Tverrfall gang- og sykkelvei	3%
Betong styrkeklasse	B45
Betong bestandighetsklasse	MF40
Slakkarmering	B500NC
Spennarmering brukt	CONA CMI 1906-140-1860
Antall spennkabler	8 kabler gjennom hele dekket

Tabell 2.1: Skjematisk fremstilling av brua

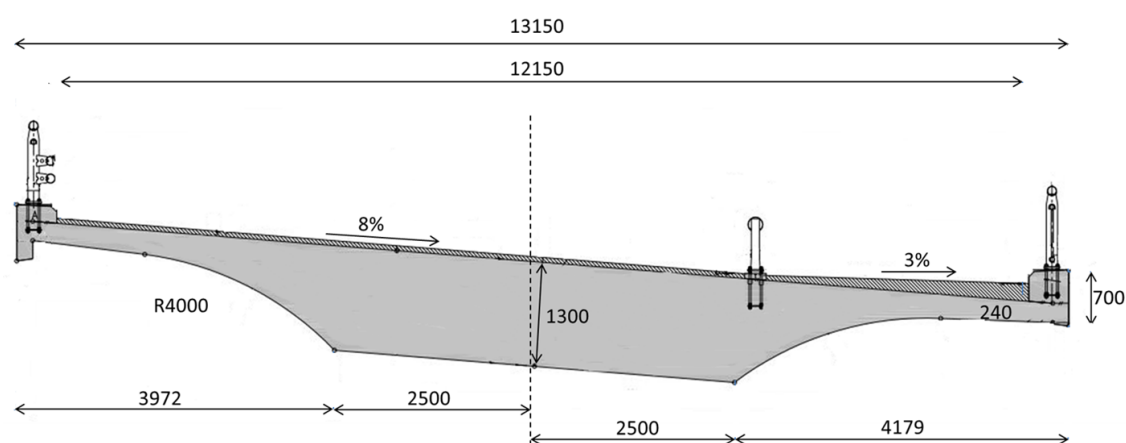
Figurene 2.1, 2.2 og 2.3 er hentet fra tegningsgrunnlaget gitt av SVV, se fullstendig tegninger i vedlegg A. Figur 2.1 viser et horisontalsnitt av overbygningen med definerte akser og veilinje, figur 2.2 viser et vertikalsnitt av brua med definerte akser og mål på spennene og hvordan den er plassert i terrenget. I figur 2.3 vises tverrsnittet til overbygningen som bygget med definerte tverrsnitts mål.



Figur 2.1: Horisontalsnitt av Lessinger



Figur 2.2: Vertikalsnitt av Lessinger



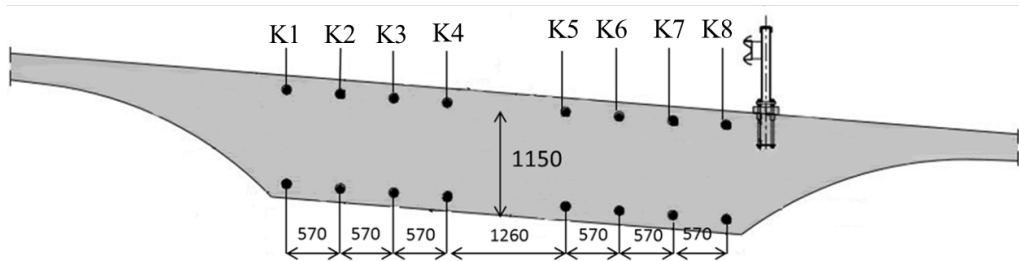
Figur 2.3: Tverrsnitt av bruplata

## 2.2 Spennkabler

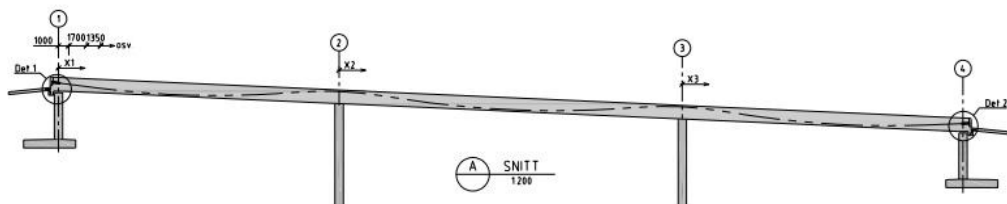
Ved bruk av spennkabler vil man ha anledning til å motvirke noe av effekten til de ytre lastene, dette er på grunn av kraften i spennkabelen som vil virke motsatt rettet i forhold til ytre kraft (og egenlast). I dette tilfellet vil trafikklasten være en varierende last over brutverrsnittet og spennkabelen kan dermed ikke dimensjoneres slik at det blir null moment for opptredende last. Dette er mulig for bjelker som er påkjent av last uten plasseringsendring. Strekkraften som blir påført spennkablene ved endeforankringene vil overføres som trykkraft til betongen på grunn av heft mellom betong og kabel. På Lessinger brukes det åtte spennkabler hvor hver kabel består av 19 spenntau med størrelse 0.6". Kablene legges symmetrisk i tverrsnittet med fire kabler på hver side av tyngdepunktet.

Lessinger er en etter oppspent bro og kablene legges derfor i kabelrør hvor kablene spennes, for så å fylle dette røret med en sementbasert mørtel. Dette skjer etter

at betongen er tilstrekkelig herdet i konstruksjonen. Injisjeringsmørtelet vil i tillegg beskytte spennarmeringen mot korrosjon hvis krav til tetthet er oppfylt [7]. På henholdsvis figur 2.4 og 2.5 kan vi se hvordan kablene vil ligge i tverrsnittet og i lengderetningen.



Figur 2.4: Tverrsnitt med plassering av kabler i felt og over støtte



Figur 2.5: Profil av kabel i lengderetning

## 2.3 Lager

På Lessinger benyttes det lager av typen: TOBE FR4 E60 og A60. Lageret er konstruert i henhold til EN1337-5 [8] og benyttes som fleksibel opplagring for vei- og jernbanebruer. Lageret er formet som en sylinder med stempel og gummipute mellom og deles inn i tre typer:

- TOBE F, fastlager
- TOBE A, allsidig bevegelig lager
- TOBE E, ensidig bevegelig lager

På Lessinger er det ett ensidig lager og ett allsidig lager i både akse 1 og 4. Fordelen med slike lager er at de kan tillate store vertikal- og horisontallaster samt stor rotasjon og bevegelse [8].

## 2.4 Materialer

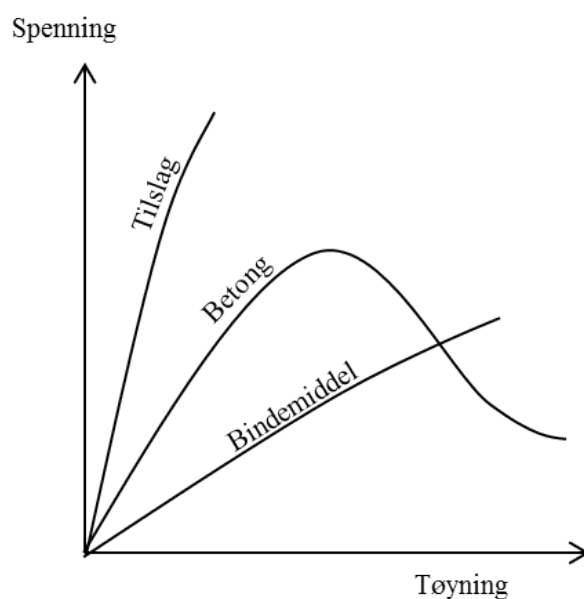
Materialene som brukes i Lessinger vil i hovedsak være betong, armeringsstål og spennarmering. I tillegg kommer rekkverk, slitelag, belegg, fuger og lignende. Videre



gis materialparametere hentet fra EC2:1-1 og kort beskrivelse av materialoppførsel.

### 2.4.1 Betong

Betong er et ikke homogent materiale, egenskapene til betongen er ikke bare summen av materialegenskapene, men også interaksjonen dem imellom. Både sementpasta og tilslag er naturlige sprø materialer når de blir utsatt for trykkrefter, med tilnærmet lineær-elastisk oppførsel til brudd oppstår. Betong som et kompositt materiale har en mer duktil oppførsel i trykk, dette forklares gjerne med de forskjellige stivhetene mellom sementpasta og tilslag. Når utvendige krefter virker på betongen fører dette til spenninger i heftsonen mellom tilslaget og sementpastaen og som igjen gir sprekkdannelse. Ved videre på lasting er mye av energien forsvunnet fra systemet og resultatet avviker mer og mer fra lineær elastisk oppførsel. På punktet for maksimal spenning vil de interne forskjellene i stivhet sammen med riss mønsteret føre til en effektiv refordeling av spenningene og derfor lede til en duktil bruddtilstand, figur 2.6 viser spenning/tøynings fordelingen til tilslag, sementpasta og betong [9]. Mer om sammensetningen til betongen og dens betydning i kapittel 8.



Figur 2.6: Arbeidsdiagram for sement, tilslag og betong i trykk [9]

Betongen som brukes på Lessinger er en betong med fasthetsklasse B45 og bestandighetsklasse MF40, tabell 2.2 gjengir materialegenskapene til betongen fra EC2:1-1 [5].

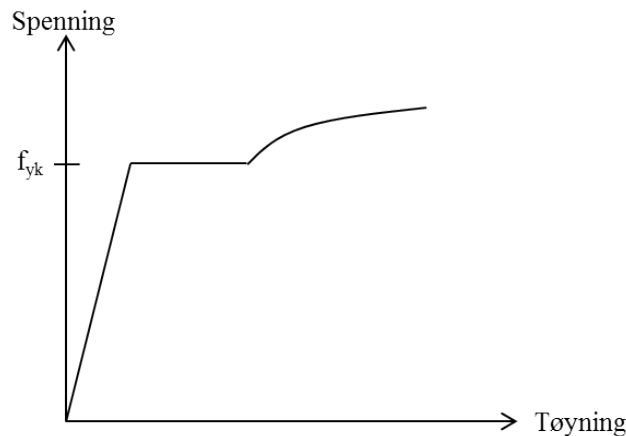
### Betong B45

Tyngdetetthet	$\gamma$	24 kN/m <sup>3</sup>
Karakteristisk sylindetrykkfasthet etter 28 døgn	$f_{ck}$	45 MPa
Middelverdi av sylindetrykkfasthet	$f_{cm}$	53 MPa
Middelverdi for aksialtrekkfasthet	$f_{ctm}$	3.8 MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet 5%-fraktil	$f_{ctk,0.05}$	2.7 MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet 95%-fraktil	$f_{ctk,0.95}$	4.9 MPa
Sekant E-modul	$E_{cm}$	36 000 MPa
Partialfaktor for betong	$\gamma_C$	1.5
Design trykkfasthet	$f_{cd} = (\alpha_{cc}f_k/\gamma_C)$	25.5 MPa

Tabell 2.2: Faktorer for B45 [5]

### 2.4.2 Slakkarmering

Betong er et materiale med lav strekkfasthet og høy trykkfasthet, betongen vil derfor oppføre seg som et sprøtt materiale i strekk. Strekkarmering i stål legges inn i betongen for å ta opp påførte strekkspenninger og sørger også for duktil oppførsel i strekk. Figur 2.7 viser spenning/tøyningsfordelingen til stål utsatt for strekk. Slakkarmeringen på Lessinger er gitt til å være B500NC, materialfaktorer gjengis i tabell2.3.



Figur 2.7: Spenning-tøyningskurve for stål i strekk [7]

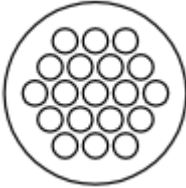
### Armeringsstål B500NC

Karakteristisk flytegrense	$f_{yk}$	500 MPa
Elastitetsmodul	$E_s$	200 000 MPa
Partialfaktor for armeringsstål	$\gamma_s$	1.15
Dimensjonerende verdi for stålspenning	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	434.5 MPa

Tabell 2.3: Faktorer for slakkarmering [9]

### 2.4.3 Spennstål

Bruker spennarmeringstypen CONA CMI 1906-140-1860, som er 19 spenntau med 0.6" for hver spennkabel. I tabell 2.4 er verdiene til spennkabelen satt opp:

<b>Spennstål 1906</b>	
Plassering av tråder	
Areal av en kabel	$A_p$ 2660 mm <sup>2</sup>
Stålets fasthet	$f_{pk}$ 1860 MPa
Stålets 0.1% -grense	$f_{p0.1k}$ 1670 MPa
Elastitetsmodul	$E_P$ 195 000 MPa
Flytekraft	$F_{02}$ 4442 kN
Kabelkraft ved forankring, etter låsing	$P_0$ 3554 kN
Partialfaktor for spennstål	$\gamma_s$ 1.15
Dimensjonerende verdi for stålspenning	$f_{pd} = f_{p0.1k}/\gamma_s$ 1452 MPa

Tabell 2.4: Faktorer for spennstål

### 2.4.4 Slitelag

Hovedoppgaven til slitelaget er å hindre skader på brudekket fra fuktinntrengning, salt og mekanisk slitasje fra trafikk. På Lessinger er det valgt belegningsklasse A3-4 som er et dekke med ett fuktisolerende lag mellom brudekket og asfaltslitelaget, noe som gir en mer varig beskyttelse av brudekket [3].



# Kapittel 3

## Bakgrunnsteori

I dette kapitlet gjennomgås bakgrunns teori og regelverk i tilknytning til dimensjonering og lastpåføring ved Lessinger bru. Eurokodeserien som gir regler for betongkonstruksjoner, laster og materialer vil bli brukt sammen med Statens vegvesen sine håndbøker for prosjektering, dimensjonering og vedlikehold av bruer. Håndbok 185 [3] utgitt av Statens vegvesen er sentral i prosjektering av bruer, denne inneholder prosjekteringsregler for bruer, fergekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige veinettet. Norske bruer er alltid dimensjonert for en levetid på 100år, ved dimensjonering må det tas hensyn til effekten av den faktiske trafikklasten på brua, samt lokasjon og hvor mange prosentandeler som er tungtrafikk i tillegg til andel av kø [3].

### 3.1 Lasttyper

Det vil være en rekke ytre laster som virker på Lessinger, i denne oppgaven skal jeg ikke se på alle disse, men ta for meg noen av de mest sentrale for dimensjoneringen. Laster deles vanligvis inn i følgende grupperinger [3]:

- Permanente laster: Egenlast, vanntrykk, jordtrykk
- Variable laster: Trafikklast, temperaturlast, vind, jordskjelv, snø, ballast m.m
- Deformasjonslaster: Oppspenning, svinn/kryp, setninger m.m
- Ulykkeslaster: Påkjøring, påseiling, kabelbrudd, brann, skred m.m

Egenlast, trafikklast, temperaturlast, oppspenning og svinn/kryp i brudd- og i bruksgrensetilstand vil være blant de mest sentrale for dimensjoneringen og vil bli gjennomgått i det videre.

## 3.2 Permanente laster

Permanente laster er alle laster som vil forbli på konstruksjonen i hele brukstiden, dette inkluderer alle permanente deler av konstruksjonen samt også utstyr eller annen ballast som forblir permanent [3].

I dette tilfellet vil det bety egenvekt av betongstøpen samt belegningsvekt, kantdrager og rekkverk. Egenvekt av betongen med inkludert armering regnes med en tyngdetetthet på  $25kN/m^3$ . De andre egenvektene er beskrevet nærmere under.

### 3.2.1 Belegningsvekt

Ved valg av belegningsvekt skal dette vurderes i hvert enkelt tilfelle slik at fremtidige egenlastsituasjoner også blir dekket. I dag finnes det minimumskrav til belegningsvekt som avhenger av spennvidder og ÅDT<sup>1</sup> [3]. Fra tabell 3.1 hentet fra Håndbok 185 finner jeg verdien for minste belegningsvekt i forhold til aktuell brutype.

ÅDT	Spennvidde $l$ [m]			
	$l \leq 10$	$10 < l \leq 35$	$35 < l \leq 200$	$l > 200$
$< 2000$	$5.0kN/m^2$ (200mm)	$2.5kN/m^2$ (100mm)	$2.0kN/m^2$ (80mm)	$2.0kN/m^2$ (80mm)
$\geq 2000$		$3.0kN/m^2$ (120mm)	$2.5kN/m^2$ (100mm)	$2.0kN/m^2$ (80mm)

Tabell 3.1: Minstekrav til belegningsvekter i kjørebanelen [3]

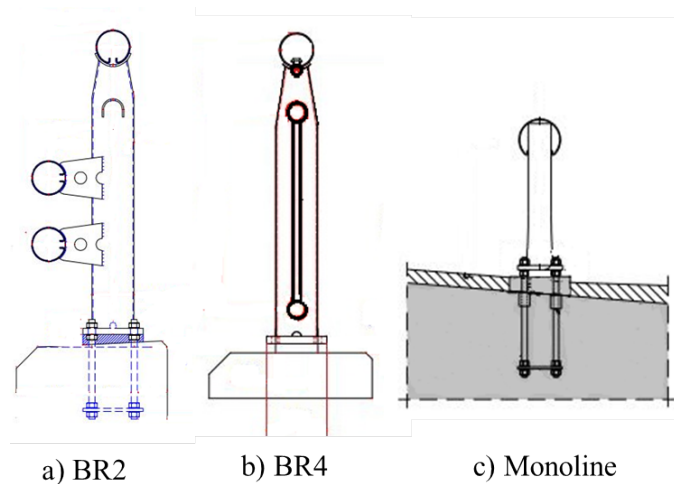
For Lessinger brukes en belegningsvekt på  $3kN/m^2$  med en tykkelse 120 mm.

### 3.2.2 Rekkverk

Bestemmelser for rekkverk på offentlig vei i Norge gis av Statens vegvesens Håndbok 231 [11]. Hovedformålet med rekkverk er å begrense skadeområdet for mennesker og materiell ved utforkjøring. Rekkverket til bruk på riks- og fylkesveger i Norge skal være godkjente av Statens vegvesen og stå på listen over godkjent veg utstyr. Rekkverket skal også være CEN-merket<sup>2</sup> fra 2011 [11]. Valg av rekkverkstype foregår på grunnlag av styrkeklasser, arbeidsbredde og skaderisiko, disse verdiene skal oppgis av leverandøren. På Lessinger er det brukt rekkverk fra Vik Ørsta AS av typen BR2, BR4 og Monoline, alle disse står på listen over godkjente rekkverk, se figur 3.1 for detaljer.

<sup>1</sup>Årsdøgntrafikk: Summen av antall kjøretøy som passerer i begge retninger gjennom et år, delt på årets dager [10].

<sup>2</sup>European Committee for Standardization



Figur 3.1: Detaljer av rekkverk brukt på Lessinger

### 3.3 Variable laster

Variable laster inkluderer laster som varierer i tid, for Lessinger vil dette gjelde trafikklaster og temperaturlaster. Kryp vil også variere med tid, men er definert under deformasjonslaster.

#### 3.3.1 Trafikklaster - Vertikale

For å beregne trafikklasten på Lessinger benyttes *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer*, heretter kalt EC1-2 [12]. Lastmodellene som oppgis her bør brukes for bruer som er kortere enn 200 m, Lessinger faller innenfor denne kategorien og regelverket er dermed gjeldende. For å modellere forskjellige trafikklastgrupper finnes det fire modeller som brukes:

- LM1: Jevnt fordelt last
- LM2: Enkel aksellast
- LM3: Laster i form av spesialkjøretøyer
- LM4: Belastning i form av menneskemengder

Lastene over virker kun vertikalt, i tillegg til disse er det også horisontale laster som det skal tas hensyn til, disse er:

- Bremskraft og akselerasjonskrefter
- Sentrifugalkrefter og tverrkrefter

Lastmodellene over er definert ut i fra faktiske trafikklast påvirkninger i år 2000 i europeiske land. Dette vil si at lastmodellene som brukes i denne oppgaven er

basert på europeiske tall og ikke kun norske lastmodeller. Dette vil kunne gi et noe konservativt lastbilde.

### Lastmodell 1, LM1

LM1 består av to system; en dobbelaksel  $Q_k$  som er en konsentrert last (TS) hvor hver aksel har følgende vekt (konstant  $\alpha$  definert i N.A EC1-2):

$$\alpha_Q Q_k \rightarrow 1 \times Q_k \quad (3.3.1)$$

og en jevnt fordelt last  $q_{ik}$  (UDL) per kvadratmeter av kjørebane for kjørefelt 1, med verdi:

$$\alpha_{q1} q_{1k} \rightarrow 0,6 \times q_{1k} \quad (3.3.2)$$

For kjørefelt  $\geq 2$  så har vi:

$$\alpha_{qi} q_{ik} \rightarrow 1 \times q_{ik} \quad (3.3.3)$$

Verdier for LM1 fra EC2-1 settes opp i tabell 3.2:

<b>Kjørefelt</b>	<b>Tandemsystem TS Aksel last <math>Q_{ik}(kN)</math></b>	<b>UDL system <math>q_{ik}(kN/m^2)</math></b>
Kjørefelt 1	300	9
Kjørefelt 2	200	2,5
Resterende området	0	2,5
<b>Lessinger</b>		
Kjørefelt 1	600	5,4
Kjørefelt 2	400	2,5
Resterende området	0	2,5
<b>Totalt</b>	<b>1000</b>	<b>10,4</b>

Tabell 3.2: Lastmodell 1

### Lastmodell 2: LM2

LM2 består av en enkel aksellast  $\beta_Q Q_{ak}$  hvor  $Q_{ak} = 400kN$  og  $\beta_Q = 1$ , denne lasten skal settes på en vilkårlig plass på brua. Kontaktflaten for hjulene i lastmodell 2 er noe større enn for lastmodell 1, men dette er tatt hensyn til i lastmodelleringen i Nova Frame.

### Lastmodell 3: LM3

LM3 er et sett med aksellaster som representerer spesialkjøretøyer. Denne modellen brukes kun der det er relevant. Fordi det er lite trolig at Lessinger vil bli tatt i bruk av spesialkjøretøyer uten nødvendige sanksjoner fra Statens vegvesen, vil denne lastmodellen ikke bli vurdert i denne oppgaven.



## Lastmodell 4: LM4

LM4 representerer menneskemengder som last på brua. Dette er også en lastmodell som skal tas hensyn til kun hvis den er relevant for aktuelt prosjekt. Ser det ikke sannsynlig at brua vil bli utsatt for last fra store folkemengder og ser derfor bort fra denne lastmodellen.

Antar dermed at det vil være LM1 og LM2 som blir dimensjonerende lastsituasjoner for Lessinger.

### 3.3.2 Trafikkklaster - Horisontale

Horisontallastene som er nevnt tidligere kan kun virke samtidig med lastmodell LM1 eller LM2. De forutsettes å virke i bruas lengderetning i høyde med kjørebanelen og kan antas å være jevnt fordelt over hele kjørebanelens bredde, de to horisontale lasttilfellene kan ikke virke på samme tid. I det Nasjonale tillegget i EC1-2 er det ikke gitt noen minsteverdi for sentrifugalkrefter eller andre krefter i tverretning, det regnes derfor å være tilstrekkelig å bruke ordinære laster. Ser derfor bort i fra sentrifugalkrefter og tverrkrefter og vil dermed kun ta hensyn til bremskraft og akselerasjonskraft som horisontale laster.

#### Bremse- og akselerasjonslast

Bremse- og akselerasjonslast kommer av kjøretøyenes bremsing og akselerasjon i ett kjørefelt. Kraften skal bli modellert som langsgående last som virker på overflaten til kjørebanelen med enten negativt eller positivt fortegn. Fra EC1-2 er det gitt følgende uttrykk for horisontallasten:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}wL \quad (3.3.4)$$

$$180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN) \quad (3.3.5)$$

Hvor  $w$  er kjørebredde og  $L$  er lengde på brua, korreksjonsfaktorer i henhold til NA EC1-2 brukes hvor  $\alpha_{Qi} = 1$  og  $\alpha_{q1} = 0,6$ . For Lessinger blir det en bremselast i kjørefelt 1 på:

$$Q_{lk} = 360 + 0,975L = 444,5kN (\leq 900kN)$$

som gir en jevnt fordelt last over bruas lengde på 5,1kN/m. Bremselasten kan kun opptre sammen med LM1 eller LM2.

#### Sidelast

Sidelasten regnes å være 25% av bremselasten i følge Håndbok 185. Sidelasten kommer som følge av skjevheter ved bremsing, støt eller andre laster. På Lessinger får

vi en sidelast på:

$$0,25\% \times Q_{lk} = 0,25 \times 5,1kN/m = 1,27kN/m$$

Denne opptrer kun sammen med bremselast og tilhørende vertikallast.

### 3.3.3 Termisk last

I tillegg til statisk permanente laster, slik som egenvekten til brutverrsnittet vil det virke variable laster brua, da blant annet temperaturlast. Dette er en last som vil endre seg i løpet av året i takt med døgn og årstid, men også fra år til år. I *Eurokode 1: Del 1-5: Allmenne laster termiske påvirkninger*, heretter kalt EC1:1-5 [13] finnes bestemmelser for termiske laster på betongbruer. De termiske lastene vil gi en kraft på brudekket som man finner ved å bruke utvidelseskoeffisienten ( $\alpha_T$ ) for betong<sup>3</sup>. De termiske lastene blir delt opp i laster som virker i tverretning og i lengderetning, disse er nærmere beskrevet under.

#### Jevnt fordelt brutemperaturandel

I dette tilfellet er brudekket påført den samme endringen i temperatur, denne temperaturandelen avhenger av høyeste og laveste forventede temperatur for brua. Som et resultat av denne temperaturendringen vil brudekket enten få en kontraksjon eller ekspansjon i lengderetning. Endringen i temperatur beregnes med følgende formler fra EC1:1-5:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e.min} \quad (3.3.6)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e.max} - T_0 \quad (3.3.7)$$

Da får vi henholdsvis kontraksjon og ekspansjon. I EC1:1-5 oppgis isotermiske kart for forventede maks- og minimumstemperaturer i Norge. Disse verdiene er gitt som temperaturer i skyggen ved havnivå med returperiode på 50 år, dette tilsvarer en sannsynlighet på  $p = 0,02$  for at denne verdien overskrides i ett enkelt år [3].

#### Vertikal lineært varierende temperaturandel

Ved vertikal temperaturdifferanse vil det være en ekvivalent lineær differanse i temperatur mellom overside og underside av brua. Enten vil oversiden være varmere enn undersiden av brua, på grunn av oppvarming som fører til varmetilskudd i brudekket, eller så vil oversiden være kaldere enn undersiden på grunn av utstråling som fører til varmetap. Dette lineære forholdet gir en kurvatur i brudekket som

<sup>3</sup>Brutverrsnittet er ikke homogent, men stål har tilnærmet lik utvidelses koeffisient som betong kan derfor bruke betongens utvidelseskoeffisient i beregningene [14]

forårsaker momentkrefter på grunn av fastholdning. I EC1:1-5 finnes verdier for  $\Delta T_{M,heat}(^{\circ}C)$  som er varmere overside enn underside og  $\Delta T_{M,cool}(^{\circ}C)$  som er varmere underside enn overside. I tabell 6.1 i EC1:1-5 finnes anbefalte verdier som er basert på belegget med tykkelse 50 mm. På Lessinger er det belegget med tykkelse på 60 mm, derfor multipliseres temperaturdifferansen andelen med en faktor  $k_{sur}$ . Broa er en type 3 bro (betongplatebru) og den vertikale temperaturdifferansen regnes ut med følgende ligninger fra EC1:1-5:

$$\Delta T_{M,heat} \times k_{sur} \quad (3.3.8)$$

$$\Delta T_{M,cool} \times k_{sur} \quad (3.3.9)$$

### 3.4 Dimensjoneringsklasse

Krav til dimensjoneringsklasser og minimums horisontalkurvatur finnes i *Håndbok 017: veg- og gateutforming* [15] utgitt av Statens vegvesen. Dimensjoneringskravene her forutsetter våt, men ren og isfri vegbane. På Lessinger skal det dimensjoneres for en ÅDT på 6300, fartsgrense 80 km/t samt stamveg klasse S4. Dette gir fra tabell C1 i Håndbok 017 en vegbredde på 10 meter. På Lessinger derimot er det brukt en faktisk bredde på 8.5 meter som tilsvarer stamvegklasse S3. Dette fraviket ble det søkt særskilt tillatelse om til byggherre, med forutsetning om at fartsgrensen rundt brua skulle senkes til 60 km/t [6]. Like etter brua er det som en del av Bømløpakken planlagt en miljøgate med en kjøretøyhastighet på 40 km/t, det er da ikke ønskelig å gå rett fra en fartsgrense på 80 km/t til 40 km/t. I Håndbok 017 står det også uttrykket at endringer i dimensjoneringsklasse ikke skal skje for ofte og dette skal derfor planlegges over lengere strekninger. Det er derfor blitt bygget etter stamveg klasse S3 i stedet for S4.

Vegtype	S1	S2	S3	S4
Fartsgrense [km/t]	60	80	90	80
ÅDT	0-1200	0-4000	0-4000	4000-8000
Tverrprofil [m]	8.5	8.5	8.5	10

Tabell 3.3: Dimensjoneringsklasser

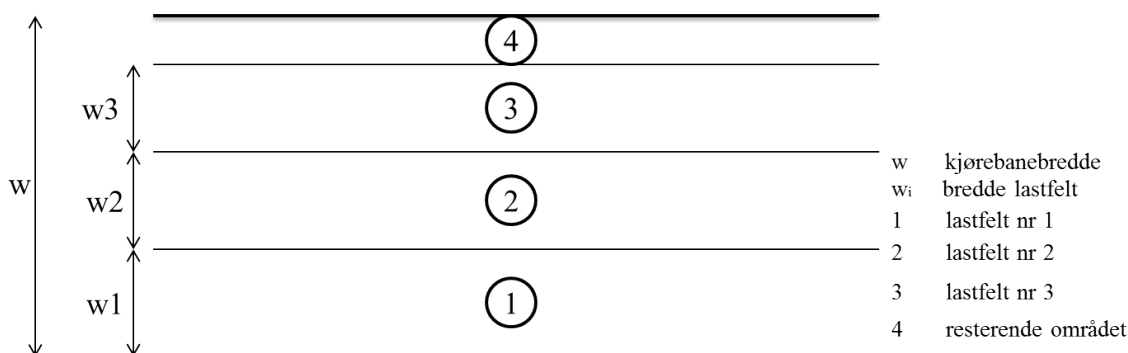
### 3.5 Beregningsmessig antall kjørefelt

Beregningsmessige antall kjørefelt beregnes ut i fra *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafkklast på bru* (EC1:2) [12]. Kjørebredden er målt mellom fortauskanter eller indre grense for rekkverk. Fra tabell 3.4 får vi antall kjørefelt på Lessinger.

	Kjørebredde $w$	Antall kjørefelt	Bredde av kjørefelt	Resterende bredde
<b>EC1-2</b>	$w < 5,4m$	$n_1 = 1$	$3m$	$w - 3m$
<b>EC1-2</b>	$5,4m \leq w < 6m$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	-
<b>EC1-2</b>	$6m \leq w$	$n_1 = \text{Int}(\frac{w}{3})$	$3m$	$w - 3 \times n_1$
<b>Lessinger</b>	$8,5m$	2	$3m$	$2,5m$

Tabell 3.4: Antall kjørefelt og bredde

Plassering og nummerering av kjørefelt gjøres også etter EC1:2, kjørefeltet som gir de mest ufordelaktige effektene bør nummereres som nummer 1 osv. Fra figur 3.2 viser prinsippet med nummerering og plassering av kjørefelt i henhold til Eurokode.



Figur 3.2: Plassering av kjørefelt i veibanen

### 3.6 Oppspenning av spennarmering

EC2:1-1 angir spenningsbegrensninger for både spennarmering og for trykksoneendringer i betongen [7]. Lastvirkningene fra oppspenning av spennarmeringen er sammensatt, for statisk ubestemte konstruksjoner vil vi få et primærmoment og et tvangsmoment som følge av oppspenning. Den største tillatte spenningen i spennarmeringen ved oppspenning er gitt fra EC2:1-1:

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8f_{pk}; 0.9f_{p0,1k}) \quad (3.6.1)$$

Hvor  $f_{pk}$  er spennstålets karakteristiske strekkfasthet og  $f_{p0,1k}$  er spennstålets 0.1%-strekkgrænse, alle materialverdier for spennstålet er gitt i tabell 2.4. Den største initielle forspenningskraften  $P_{m0}$  som påføres betongen rett etter oppspenning og låsing er gitt ved å trekke fra de umiddelbare tapene fra oppspenningskraften, denne verdien bør ikke overskride:

$$\sigma_{pm0} = \min(0.75f_{pk}; 0.85f_{p0,1k}) \quad (3.6.2)$$

Disse to ligningene gir oss  $\sigma_{p,max} = 1488\text{MPa}$  og  $\sigma_{pm0} = 1395\text{MPa}$  for Lessinger.

## 3.7 Tap av spennkraft

Det finnes tre hovedtyper spennkrafttap [7]:

- Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong, disse inkluderer låsetap, friksjonstap og temperaturtap.
- Spenningsendring på grunn av kortidslast dette er kun aktuelt for før-oppspente konstruksjoner og blir ikke kommentert nærmere her.
- Tidsavhengige tap som skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon av spennstålet.

### 3.7.1 Låsetap

Låsetap kommer som følge av glidning ved låsing i den aktive enden, spesielt ved kilelåser. Kilelåser benyttes gjerne for forankring av spenntau, ved overføring av krefter fra jekk til lås vil det da oppstå noen millimeter glidning som igjen fører til en relativ forkortelse av spennstålet og til et tap i opprinnelig spennkraft [7].

### 3.7.2 Friksjonstap

Friksjonstap er tap på grunn av friksjon mellom betongen og spennarmeringsrøret, det vil her oppstå krefter som motvirker glidning mellom spennstålet og kabelrøret. Friksjonstapet kan vi finne ved å bruke Coulombs lov som er gitt ved følgende ligning [14]:

$$P(x) = P_0 \times e^{-(\mu\theta+kx)} \quad (3.7.1)$$

Hvor det er gitt at:

$P(x)$  = Oppspenningskraft i en avstand  $x$  fra oppspenningsjekk

$P_0$  = Oppspenningskraft ved jekk

$\mu$  = Friksjonskoeffisient

$\theta$  = Total vinkelendring av spennarmering fra jekk i avstand  $x$

$k$  = krumningsfaktor

Kabelrøret legges i en forhåndsbestemt parabelform i betongen som støpes, det vil da bli friksjon mellom de ulike enhetene på grunn av kurvaturen til kabelrøret. I dette tilfelle vil det bli overført trykkspenninger til betongen i og med at vi har en etteroppspent bru hvor kabelrørene blir injisert med sementbasert mørtel. For konstruksjonstyper hvor kabelrørene injiseres med fett i stedet for mørtel, vil friksjonskraften få en mye lavere verdi. Vi kan måle friksjonstapet med en friksjonskoeffisient  $\mu$  og krumningsfaktoren  $k$  som gis av produsenten [16].

### 3.7.3 Tap på grunn av temperaturdifferanse

Ved positiv temperaturdifferanse vil stålet bli varmet opp og føre til en lengdeutvidelse som da igjen fører til spenntap. Dette er aktuelt spesielt for føreropspente konstruksjoner, ved etteroppspente konstruksjoner vil lengdeendringen i stålet føre til krefter som virker på konstruksjonen, f.eks. moment ved differanse i temperatur i tverretning.

### 3.7.4 Kryp

Kryp er en effekt som følge av at betongen blir pålastet og trykket sammen, denne sammentrykningen vil virke gjennom hele konstruksjonens levetid. Vi finner kryptøyningen i betongen ved å se på hvilke laster som virker til hvilken tid på betongen for så å bestemme kryp etter ønsket tid. Kryptøyning er uttrykket med følgende ligning [5]:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) \times \varepsilon_{c0} = \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.7.2)$$

Hvor vi har at:

$t$  = betongens alder i døgn

$t_0$  = betongens alder når spenning påføres

$\varphi(t, t_0)$  = kryptall

$E_c$  = betongens tangent E-modul

### 3.7.5 Svinn

Svinn er en effekt som virker over lang tid og som ikke er lastavhenging, svinn kommer av at betongen krymper som følge av uttørking. Til svinntøyningen er det gitt to bidrag, uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinnet utvikler seg langsomt og består av fukttransport gjennom den herdete betongen, autogent svinn foregår raskt etter utstøping og utvikler seg i takt med betongens fasthetsutvikling og er et resultat av hydrasjonsprosessen mellom vann og sement, kommer nærmere inn på dette i kapittel 8 [7]. Beregner svinntøyninger ved å bruke ligninger fra EC2:1-1 [5] hvor totalt svinn er uttrykket ved følgende ligning:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.7.3)$$

Hvor:

$\varepsilon_{cs}$  = totalt svinn

$\varepsilon_{cd}$  = uttørkingssvinn

$\varepsilon_{ca}$  = autonomt svinn

### 3.7.6 Relaksasjon

Relaksasjon er en spenningsendring i spennstålet, når stålet er oppspent over lang tid vil det få et spenningsfall tilsvarende "kryp" i stålet. I følge EC2:1-1 er det definert tre klasser for relaksasjon:

- Klasse 1: Tråd eller tau - vanlig relaksasjon
- Klasse 2: Tråd eller tau - lav relaksasjon
- Klasse 3: Varmvalset og bearbejdede stenger

## 3.8 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden dekkes av *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* [5], seksjon 7. For bruksgrensetilstanden gis det begrensninger for:

- Spenning
- Rissvidde
- Nedbøyning

For bruksgrensetilstanden regner man enten med opprisset eller uopprisset tverrsnittstilstand, vanlige tverrsnittstilstander er definert slik [7]:

**Stadium I:** uopprisset tverrsnitt, lineære egenskaper

**Stadium II:** opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper

**Stadium III:** bruddgrensetilstand, ikke lineære egenskaper

### 3.8.1 Spenningsbegrensning

For beregning av spenninger og nedbøyning av tverrsnittet skal man anta uopprisset tverrsnitt hvis strekkspenningene ikke overskrider  $f_{ct,eff}$ , som kan settes som betongens strekkfasthet rett før forventet riss oppstår [7]. Bruker her  $f_{ctm} = 3.8MPa$ . Trykkspenningene i betongen skal også begrenses for å unngå langsgående riss, mikroriss eller høyt nivå av kryp som kan medføre uakseptable effekter på funksjonen til konstruksjonen.

#### Karakteristisk lastkombinasjon

Langsgående riss kan oppstå hvis spenningsnivået under en karakteristisk last overstiger en kritisk verdi, dette kan også føre til redusert bestandighet [17]. Må derfor begrense trykkspenningene til en verdi av  $k_1 f_{ck}$  i områder som er utsatt for eksponeringsklasser XD, XF og XS (Se beskrivelse av eksponeringsklasser i kapittel 8). I Norge settes verdien  $k_1 = 0.6$  [17] og krav til spenning under karakteristisk lastkombinasjon er gitt som:

$$\sigma_{c,kar} \leq 0.6 f_{ck} \quad (3.8.1)$$

#### Tilnærmet permanente laster

Hvis spennningene under tilnærmet permanente laster er mindre enn  $k_2 f_{ck}$ , så kan lineært kryp antas. Men hvis spennningene i betongen overskrider  $k_2 f_{ck}$  så skal ikke lineær kryp antas [17]. Verdien for  $k_2 = 0.45$  settes i nasjonalt tillegg til EC2:1-1 og spenningsbegrensning for tilnærmet permanent last er gitt ved:

$$\sigma_{c,quasi} \leq 0.45 f_{ck} \quad (3.8.2)$$

#### Strekkspenninger i armeringen

Strekkspenninger i slakkarmeringen skal begrenses for å unngå riss og deformasjon. Dette kan unngås hvis armeringen ikke overskrider verdien  $k_3 f_{yk}$  for den karakteristiske lastkombinasjonen.

$$\sigma_{s,rebar} \leq 0.8 f_{yk} \quad (3.8.3)$$

Gjennomsnittsspenningen i spennkablene skal ikke overskride  $k_5 f_{pk}$ .

$$\sigma_{s,middel,spenn} \leq 0.75 f_{pk} \quad (3.8.4)$$



### 3.8.2 Rissviddebegrensning

Riss skal bli begrenset i den grad at funksjonen eller bestandigheten til konstruksjonen ikke blir forringet eller gir den uakseptabelt utseende [17]. Utfyllende detaljer om riss og deres påvirkninger vil bli gjennomgått i kapittel 8. Krav til rissvidder er relatert til eksponeringsklasser og hvilke miljøpåvirkninger konstruksjonen utsettes for, Tabell NA.7.1N i EC2:1-1, her nummerert som tabell 3.5 gir verdier for tillatt rissvidde  $w_{max}$  avhengig av eksponeringsklasse og armerings type. Hvis overdeknningen er større enn minstekravet tar faktoren  $k_c$  hensyn til dette og bestemmes av uttrykket:

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1.3 \quad (3.8.5)$$

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0.40	Ofte forekommende	$0.30k_c$
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	$0.30k_c$	Ofte forekommende	$0.20k_c$
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	$0.30k_c$	Ofte forekommende	$0.20k_c$
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastn.
XD3, XS3	Ofte forekommende	$0.30k_c$	Ofte forekommende	Trykkavlastn.
XSA	Vurderes særskilt		Vurderes særskilt	

Tabell 3.5: Grenseverdier for  $w_{max}$  i mm

### 3.8.3 Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyningen til en konstruksjonsdel eller konstruksjon skal ikke være av slikt omfang at den påvirker konstruksjonen negativt i forhold til funksjonalitet eller utseende [17]. I EC2:1-1 er det gitt en begrensning for nedbøyning under tilnærmet permanente laster for bjelker, dekker eller utkragere som ikke skal ha større verdi enn  $L/250$ , hvor  $L$  er lengden til det aktuelle spennet. Fra Håndbok 185 er det gitt at under på lasting av trafikklast ganget med en faktor på 0.6, skal det ikke under noen lastplassering være nedbøyning større enn  $L/350$ . Det skal heller ikke være nedbøyningsforskjeller som overstiger 5mm.

## 3.9 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden er en grensetilstand om har betydning for menneskers- og/eller konstruksjonsens sikkerhet. Vi har følgende bruddgrensetilstander som skal påvises der det er aktuelt:

- Tap av likevekt for konstruksjonen
- Brudd definert ved for stor deformasjon, omdanning av konstruksjonen til en mekanisme, sammenbrudd, tap av stabilitet
- Brudd forårsaket av utmatting eller andre tidsavhengige virkninger

[18]

### 3.10 Lastkombinasjoner og lastfaktorer

Verdier for lastkombinasjoner og lastfaktorer for vegbruer finnes i *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* [18] heretter kalt EC og i *Nasjonalt tillegg (endringsblad A1)* [4] heretter kalt A1. I Eurokoden gis den generelle fremgangsmåten for bruk av lastkombinasjoner, mens i endringsbladet gis lastkombinasjoner for bruer spesielt. For hvert kritisk lasttilfelle skal lastvirkningene bestemmes ved å ganges med en partialfaktor  $\gamma$  for så å kombinere verdien for lastene som kan opptre samtidig med kombinasjonsfaktorer  $\psi$ . Enhver lastkombinasjon bør omfatte dominerende variabel last eller ulykkeslast.

Kombinasjonsfaktorer for vegbruer i brudd- og bruksgrensetilstand er gitt i tabell 3.6:

Påvirkning	Symbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{1,infq}$	
Trafikklast	gr1a (LM1)	Boggilast(BL)	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8
		Jevnt fordelt last	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8
		Horisontalelaster	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8
		Laster på gangbane	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8
	gr1b (enkel aksling)	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8	
	gr2 (horisontale krefter)	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8	
	gr3 (laster på gangbaner)	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8	
	gr4 (LM4)	0.7	0.7	0.2/0.5	0.8	
	gr5 (LM3)	-	-	-	-	
Temperatur	$T_k$	0.7	0.6	0/0.5	0.8	
Øvrige variable laster	-	0.7	0.6	0/0.5	0.8	

Tabell 3.6: Verdier for  $\psi$ -faktorer for vegbruer

#### 3.10.1 Bruddgrensetilstand

Ligning 6.10a og 6.10b hentet fra EC, gir lastkombinasjoner for vedvarende eller forbigående dimensjonerende lastsituasjoner. Ligning 6.10a (3.10.1) og 6.10b (3.10.2) er uttrykket slik:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G'' + ''\gamma_P P'' + ''\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}'' + '' \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.10.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G'' + ''\gamma_P P'' + ''\gamma_{Q,1} Q_{k,1}'' + '' \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.10.2)$$

Av disse to skal den minst gunstige benyttes der:

'' + '' betyr ''kombineres med'', kan være positiv eller negativ

$\Sigma$  betyr ''kombinert virkning av''

$\xi$  er en reduksjonsfaktor for ugunstig permanente laster  $G$ .

Partialfaktorene er gitt med følgende verdier:

$\gamma_{G,j,sup} = 1.35$  for permanent last

$\gamma_{G,j,inf} = 1.0$  for permanent last

$\xi = 0.89$  for egenvekt

$\gamma_p = 0.9/1.1$  avhengig av mest ugunstige virkning

$\gamma_Q = 1.35$  for vegtrafikk og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1.20$  for temperaturlast hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1.50$  for øvrige variable laster, hvis gunstig (0 hvis ugunstig)

De ulike partialfaktorene tar hensyn til ulik usikkerheter i blant annet lastmodellen.  $\gamma_G$  tar hensyn til usikkerhet i lastmodellen og variasjon i dimensjonene fra permanente påvirkninger,  $\gamma_Q$  tar hensyn til modellusikkerhet og variasjoner i dimensjonene for variable påvirkninger.

Setter inn verdier for partialfaktorer og kombinasjonsfaktorer og får følgende verdier for dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand vist i tabell 3.7:

Ligning	Permanente laster		For- spenning	Dominerende variabel last	Øvrig variabel last
	Ugunstig	Gunstig			
6.10a	$1.35G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$0.9P/1.1P$	$0.945Q_{k,i}$	$0.84Q_{k,i}$
6.10b	$1.2G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$0.9P/1.1P$	$1.35Q_{k,1}$	$0.84Q_{k,i}$

Tabell 3.7: Dimensjonerende verdier for laster, med innsatte verdier

### 3.10.2 Bruksgrensetilstand

Fra ligning 6.14b (3.10.3), 6.15b (3.10.4) og 6.16b (3.10.5) fra EC gis lastkombinasjonene for bruksgrensetilstanden.

1. Karakteristisk kombinasjon ligning 6.14b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.10.3)$$

Brukes vanligvis for irreversible grensetilstander, antas å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid.

2. Ofte forekommende kombinasjon ligning 6.15b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.10.4)$$

Brukes vanligvis for reversible grensetilstander, representerer en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid.

3. Tilnærmet permanent kombinasjon 6.16a

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.10.5)$$

Brukes vanligvis for langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende, representerer en forventet midlere lasttilstand over konstruksjonens levetid.

Partialfaktoren  $\gamma$  settes vanligvis til 1 for bruksgrensetilstanden.

Kombinasjonsfaktorene for bruksgrensetilstanden er gitt i Håndbok 185 og er vist i tabell 3.8. Disse gir konstanter som har litt forskjellige verdier enn de som er hentet fra Eurokoden, men regner her Håndboken som gjeldende.

Kombinasjonsfaktor	$\psi_1$	$\psi_2$
Trafikklast	0.5	0.2
Naturlast	0.5	0.0
Andre variable laster	1.0	0.7

Tabell 3.8: Kombinasjonsfaktorer for bruksgrensetilstanden

Fra tabell 3.9 er dimensjonerende lastsituasjoner for bruksgrensetilstanden gitt.

Kombinasjon	Permanente laster		For- spenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig			
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$0.7Q_{k,i}$
Ofte	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$0.5Q_{k,1}$	$0.35Q_{k,i}$
Tilnærmet	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$0/0.2Q_{k,1}$	$0/0.2Q_{k,i}$
permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$0.8Q_{k,1}$	$0/0.5Q_{k,i}$
Sjeldent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$0.8Q_{k,1}$	$0/0.5Q_{k,i}$
forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$0.8Q_{k,1}$	$0/0.5Q_{k,i}$

Tabell 3.9: Dimensjonerende verdier for laster i bruksgrensetilstand

Fra det nasjonale tillegget til endringsblad A1 er det gitt at lastkombinasjonen sjeldent forekommende laster, kun benyttes for visse kontroller i bruksgrensetilstand og at dette skal være gitt for det enkelte prosjekt. Denne lastkombinasjonen er heller ikke beskrevet i Håndbok 185. Vil derfor se bort i fra denne lastkombinasjonen i denne oppgaven.



# Kapittel 4

## Oppbygging av modell i Nova Frame

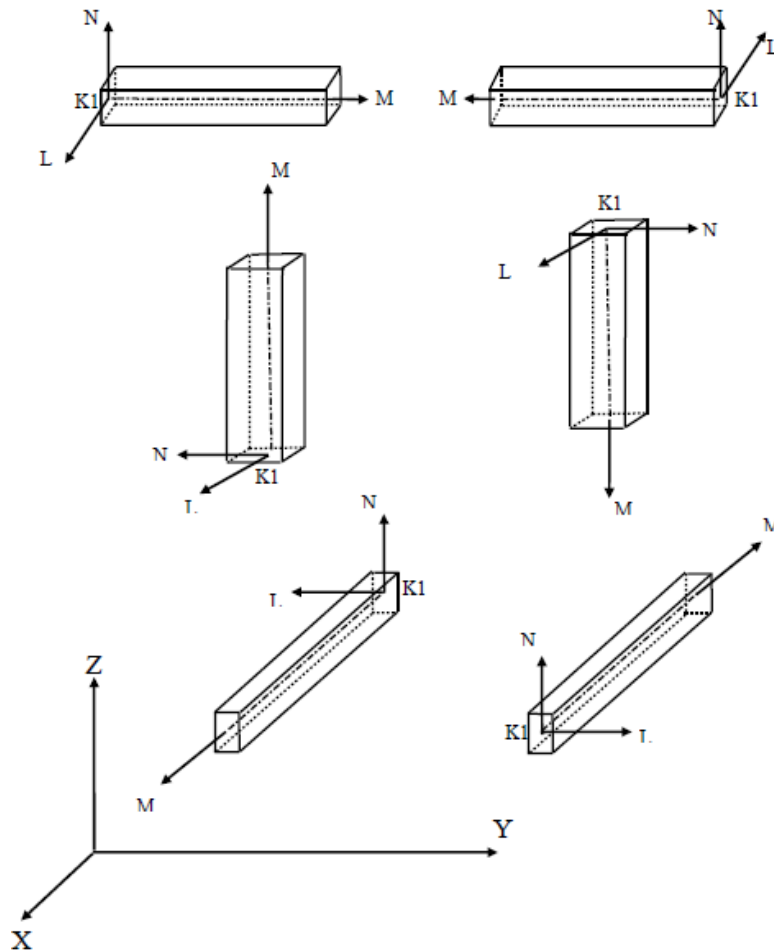
Nova Frame er et 3D rammeprogram som bygger på elementmetoden og gjør statiske og dynamiske analyser på rammekonstruksjoner. Programmet er bygget opp etter prinsippet for bjelkemetoden (vil ikke bli gjennomgått) som analyserer bjelkeelementer i modellen. Andre metoder som benyttes av lignende analyse program er skallmetoden [19]. Nova Frame er utarbeidet av konsultentselskapet Aas Jakobsen og er spesielt tilpasset analyse av bruer. Programmet er bygget opp slik at du gir input verdier i en ASCII kode<sup>1</sup>, enten som en total tekst fil eller ved å bruke input kortene som ligger tilgjengelig i programmet. Ved å angi verdier på denne måten er filen svært lett å redigere i senere arbeid hvis det skulle være nødvendig. Ved bruk av denne løsningen gjøres det mulig å lage maler for typiske brukonstruksjoner som kan brukes igjen ved senere prosjekter av lignende art [19].

### 4.1 Aksestystem og fortegn

I Nova Frame opereres det med to typer aksestystemer, et lokalt og et globalt. Det globale systemet er et XYZ-system, mens det lokale er et LMN-system. Noder, elementer og grensebetingelser gis i globalt system, mens tverrsnitt gis i lokalt system. I figur 4.1 som er hentet fra brukermanualen til Nova Frame er det gitt en oversikt over definerte aksestystem [21].

---

<sup>1</sup>ASCII- American Standard Code for Information Interchange- standard kommunikasjon mellom datamaskiner [20]



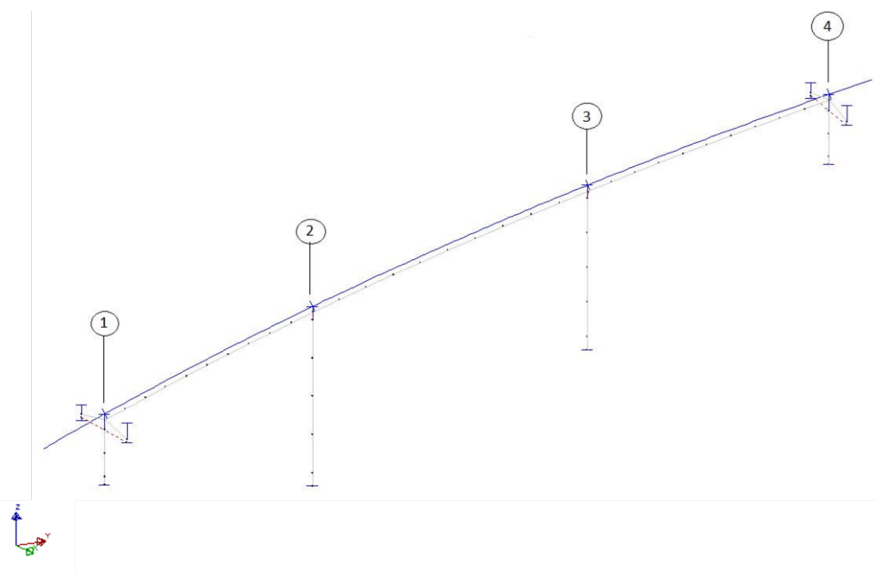
Figur 4.1: Definisjon av akser i Nova Frame

## 4.2 Referanselinjer og tverrsnitt

For å bygge opp modellen av Lessinger begynner jeg med å definere referanselinjer under fanen **Preprocess**, disse referanselinjene angir veilinja til brua og er gitt på tegning fra Statens vegvesen, se vedlegg A. Legger inn den horisontale referanselinja (**REFLINE**) med angitt horisontal og vertikal kurvatur for overbygningen. For søylene defineres vertikale referanselinjer (**RFLCOLUMN**), her legges også aksene som settes etter de respektive stasjonsnumrene og etter kotehøyder fra tegning. For å legge inn referanselinjer benyttes ASCII koden **REFLINE** og for akser benyttes **RFLAXIS**. I figur 4.2 vises akser og referanselinjer fra Nova Frame.

Videre defineres tverrsnitt for overbygning og søyler under **Sections**, samt fundament hvis man ønsker dette. Dette kan legges inn som et predefinert tverrsnitt eller defineres ved hjelp av punkter gitt som koordinater med ASCII koden **XSECT MASSIVE**. Når man plotter tverrsnittet manuelt legges koordinatene inn mot klokka for å få et massivt tverrsnitt. Vanlig fremgangsmåte her er å legge inn søyle- og



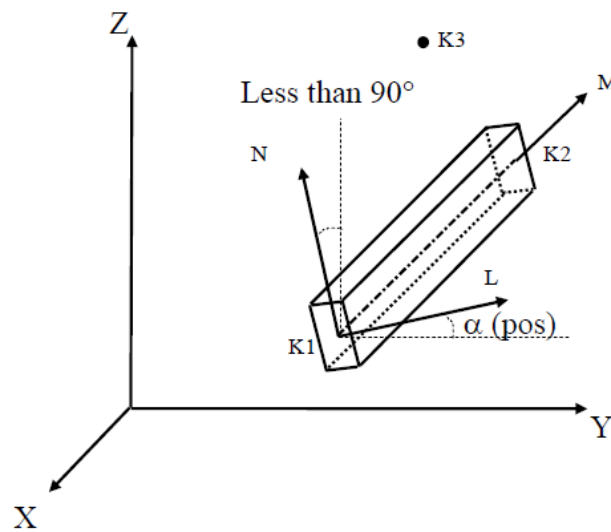


Figur 4.2: Aksestystem og referanselinjer

brutverrsnitt under gitt referanselinje for så å koble tverrsnittene til referanselinjen i et gitt punkt. Både søyle- og brutverrsnitt plottes manuelt, i dette tilfellet er det kun søyletverrsnittene og fundamentene som kobles direkte til de aktuelle referanselinjene. Fundament legges inn som forhåndsdefinert tverrsnitt.

Som beskrevet bruker Nova Frame to aksestystemer i analysen, det lokale LMN systemet er da for definerte tverrsnitt. På Lessinger er brutverrsnittet gitt med et tverrfall på 8%, noe som er relativt høyt. Det viser seg da med litt prøving og feiling i Nova Frame at for tverrsnitt med så stort tverrfall blir annetarealmoment  $I_x$  som Nova Frame automatisk regner ut, dobbelt så høy som den reelle verdien til tverrsnittet skulle vært. Dette er fordi Nova Frame regner ut verdien for  $I_x$  om de globale aksene og med et så høyt tverrfall gir ikke dette korrekte verdier.

Etter samtale med Lars Narvestad i Aas Jakobsen blir løsningen å legge inn tverrsnittet uten tverrfall under **Sections**, slik at annetarealmoment får riktig verdi (beregning av  $I_x$  for forenklet tverrsnitt er gjennomgått senere). Tverrsnittet ligger nå flatt i modellen. For å få ønsket tverrfall brukes så noe som beskrives som alpha metoden i Brukermanualen [21]. Det vil si at den lokale aksene til tverrsnittet gis en rotasjon på 8% etter vanlig høyrehåndsregel. For at dette skal være mulig kan ikke tverrsnittet ligge på den horisontale referanselinjen slik som er vanlig praksis, men må ligge på referanselinje 0 som ikke er en geometrisk linje, men er en default referanselinje i programmet. Knytter så tverrsnittet for overbygningen til elementene som legges på veillinja i stedet for rett på aktuell referanselinje, ved bruk av **Element Specification Input**. Når man så senere skal legge inn spennkablene må man påse at disse følger tverrsnittet som ønsket, dette verifiseres visuelt. Bruk av denne metoden i stedet for å legge elementene i direkte tilknytning til veillinja skal ikke ha noe å si for resultatene som senere blir brukt. Løsningen er noe mer tungvint enn fremgangsmåte beskrevet på kurs hos SVV.

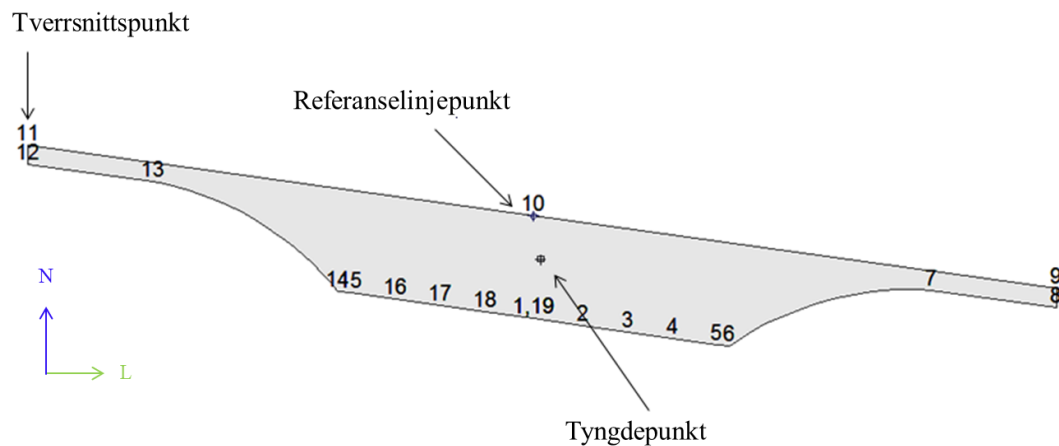


Figur 4.3: Figur for alphametode hentet fra brukermanualen [21]

I figur 4.3 er det gitt et bilde av hvordan alphametode kan brukes på et tverrsnitt. I dette tilfellet vil tverrsnittet få en negativ verdi på 8 for alpha, noe som gir korrekt tverrfall.

For lagere og fundamenter benyttes tverrsnitt med NO DESIGN, for dette tverrsnittet legges det inn E-modul for materialet og Piossons ratio<sup>2</sup>  $\nu$ , selve tverrsnittet til fundamentet blir ikke tatt med i den beregningsmessige analysen.

I figur 4.4 er tverrsnittet i novaframe gitt, her med tverrfall og tverrsnittspunkter.



Figur 4.4: Tverrsnittet til overbygning i NovaFrame

<sup>2</sup>Tverrkontraksjonstall: Forhold mellom tverrgående tøyning og aksialtøyning i en lineært-elasticke materiale under uniaksial last [9]

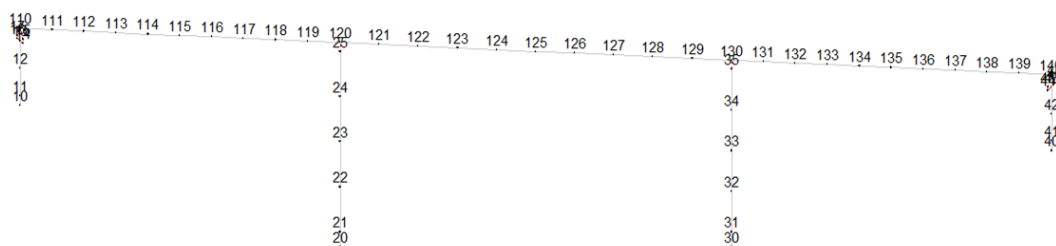
## 4.3 Noder

Videre defineres noder og elementer som utgjør selve rammen i modellen, dette gjøres under `Build Model Geometry`. Nova Frame skal ha et uendelig antall noder og elementer tilgjengelig, men begrensningen settes ved node nummer 32767 som er det høyeste verdien som er positivt integrerbar [21]. Når jeg setter opp rammemodellen for Lessinger er det lurt å tenke på nummerering av elementene slik at det blir lett å holde oversikt og slik at det blir et ryddig oppsett. For min modell i Nova Frame har jeg valgt å bruke følgende node nummerering:

Komponent	Node nummer
overbygning	110-140
søyle 1	10-19
søyle 2	20-29
søyle 3	30-39
søyle 4	40-49

Tabell 4.1: Node nummerering

Nodene genereres på referanselinjene i forhold til de definerte aksene, bruker ASCII kode `AXISNODE`. Figur 4.5 viser modellen med node nummerering:



Figur 4.5: Rammemodell med nodenummerering

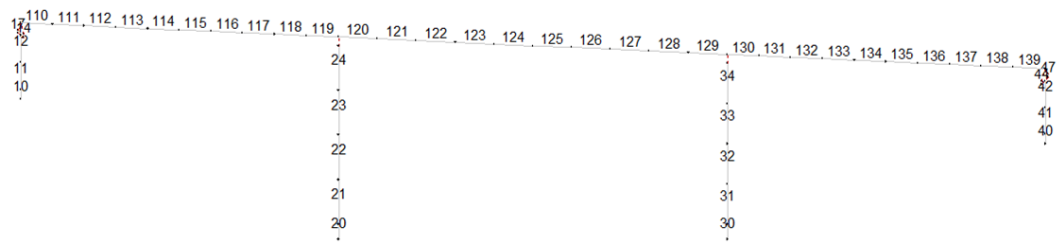
## 4.4 Elementer

Elementene bygges opp som som linjer mellom nodene (`ELEMNIS`). Jeg har brukt følgende nummerering på elementene:

Komponent	Element nummer
overbygning	110-139
søyle 1	10-19
søyle 2	20-29
søyle 3	30-39
søyle 4	40-49

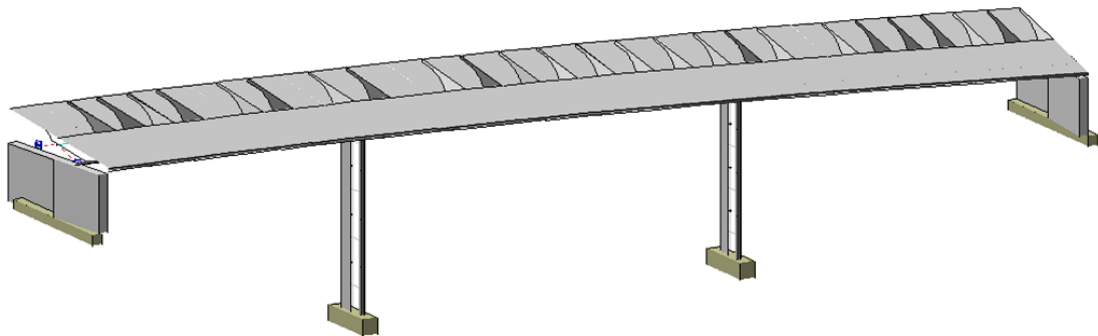
Tabell 4.2: Element nummerering

Figur 4.6 viser modellen med element nummerering:



Figur 4.6: Rammemodell med elementnummerering

Nå er både tverrsnitt, noder og elementer lagt inn. Kan nå plote brumodellen med synlige overflater, ser da tydelig kurvaturen på brua samt tverrfallet til tverrsnittet. Dette er vist i figur 4.7.



Figur 4.7: Modell med tverrsnitt med synlige overflater

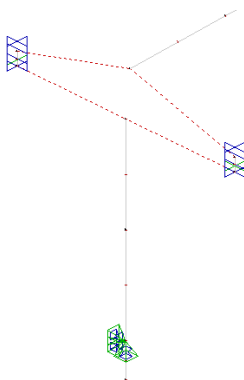
## 4.5 Torsjon

For egendefinerte tverrsnitt setter Nova Frame torsjonsstivheten som en default verdi til å være  $I_T = I_x + I_y$ , denne verdien kan så justeres med faktoren  $k_{It}$ . Dette er

ikke gjort i denne oppgaven, noe som fører til at den konservative torsjonsstivheten gir tverrsnittet for store torsjonsmomenter.

## 4.6 Randbetingelser

Det å definere randbetingelser er en viktig del av modellen, vi bestemmer her hvordan kreftene på brua skal føres ned i grunnen. For Lessinger er søyle 2 og 3 monolitisk<sup>3</sup> forbundet med overbygningen. For å simulere denne forbindelsen har jeg brukt en master-slave<sup>4</sup> forbindelse mellom overbygning og søyletopp. Her virker overbygningen som master og søyletoppen som slave. Alle søyler 1-4 er fast innspent til grunnen i overkant av fundamentet og grunnen til at det er satt på overkant av fundament er at fundamentet som er satt inn har tverrsnittet `NO DESIGN` og har ingen design funksjon, bruker ASCII koden `BOUNDINS` for randbetingelser. For søyle 1 og 4 er det en lagerforbindelse mellom søyle og overbygning, det er ett allsidig bevegelig lager og ett ensidig bevegelig lager i akse 1 og 4 (`JOINTINS`). Lagerene er forbundet med søyle og overbygning med en master-slave forbindelse, slik at hvis lager A roterer vil lager B rotere med samme verdi figur 4.8 viser modellering av lager og innspenning ved søyle 1 for Lessinger.



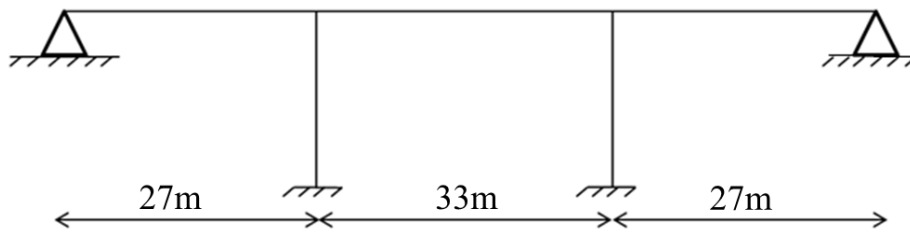
Figur 4.8: Lager og fastinnspenning i Nova Frame

Lager en forenklet statisk modell av Lessinger som brukes for håndberegninger senere, modellen er vist i figur 4.9.

---

<sup>3</sup>Monolitisk: Oppfører seg som en helhetlig masse, blir en stiv forbindelse mellom søyler og brutvernsnitt

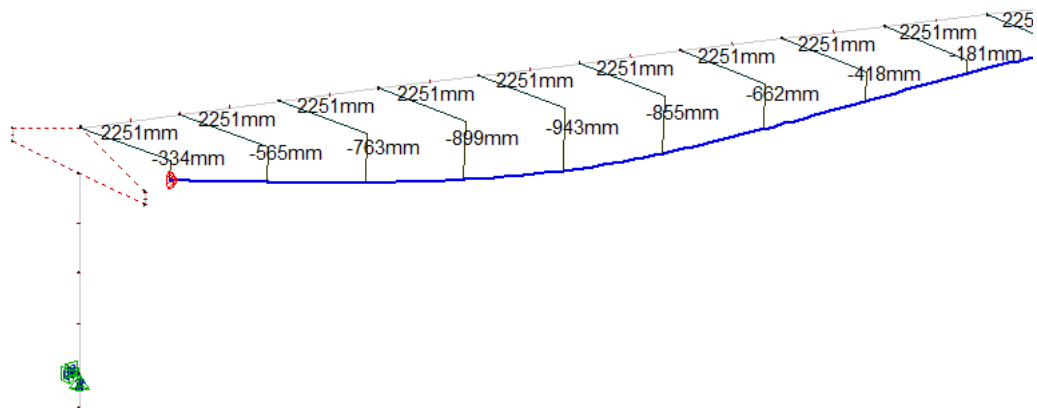
<sup>4</sup>Master-slave er en modell for kommunikasjon hvor en enhet har enveis kontroll over en eller flere andre enheter [22]



Figur 4.9: Statisk modell av Lessinger

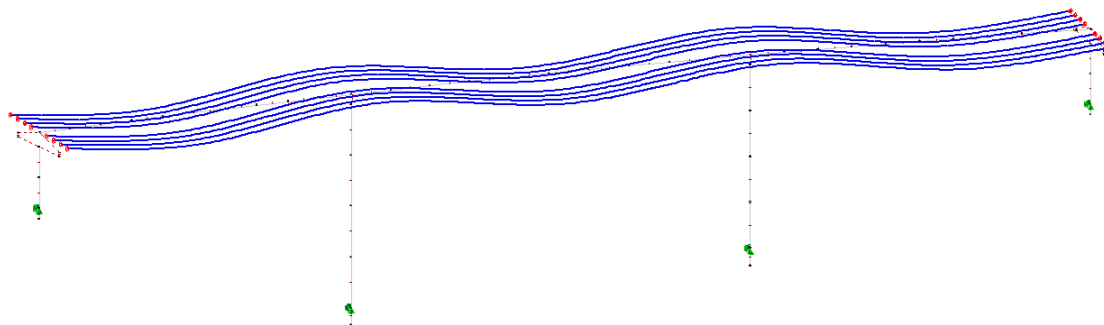
## 4.7 Spennkabler

Lessinger er en etteroppspent bru som har åtte spennkabler av type 1906, som består av 19 spenntau a 0.6". Dette gir et areal pr kabel på  $2660\text{mm}^2$ . Geometrien til kablene legges inn med referanse til elementene som ble definert tidligere. For å definere beliggenhet av kablene i tverrsnittet langsetter brua, har Nova Frame gitt ni valg av kurvatur på kabelen. Disse kan defineres med en offset avstand i L- og N-retning fra et gitt punkt som kabelen refereres til. I og med at brua har et konstant tverrsnitt for overbygningen blir ikke offset for kablene i L-retning endres, slik at det kun er avstand til underkant av tverrsnitt som blir endret i bruas lengderetning (N-offset). Bunnpunktene i endesegmentene ligger i en avstand  $0.4L$  fra jekken, mens for midt snittet ligger bunnpunktet i  $0.5L$  fra søyle 2 og 3. Figur 4.10 viser endesegmentet til Lessinger med kabel K8 og offsett koordinatene til kabelen.



Figur 4.10: Modellen som viser posisjon til kabel K8 i endesegment

Figur 4.11 viser alle åtte spennkabler i lengderetning for Lessinger.



Figur 4.11: Modellen som viser posisjon til alle åtte kablene

### 4.7.1 Tap av spennkraft

Legger også inn spennkrafttap i kablene på grunn av tidsavhengige tap; svinn, kryp, relaksasjon og umiddelbaretap; friksjon og låsetap.

#### Friksjonstap

I Nova Frame legger jeg inn verdier for Wobble coefficient<sup>5</sup> og friksjonskoeffisient, disse verdiene oppgis av produsent [16]. De gir følgende verdier:

- Krumningsfaktorer  $k$ :  $6 \times 10^{-3}$
- Friksjonskoeffisient  $\mu$ : 0,2

#### Svinn

Finner den totale svinntøyningen  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$  fra EC2:1-1, se beregninger gjort i vedlegg C. Finner svinntøyningen for brutverrsnittet til å bli:

$$\varepsilon_{cs} = -0,277\text{‰} \quad (4.7.1)$$

#### Kryp

For Lessinger har jeg sett på både kort- og lantidsvirkningene av kryp, da etter både 28 dager og etter 100 år. Krypspanningene i kablene etter langt tid er beregnet i vedlegg C. Kryptøyningen for lang tid blir:

$$\varepsilon_{cc} = -0.127\text{‰} \quad (4.7.2)$$

---

<sup>5</sup>Koeffisient for tilleggskrumning

## Relaksasjon

Verdien for relaksasjonstap etter 1000 timer  $\rho_{1000}$  oppgis av produsenten, for Lessinger er verdi gitt til  $\rho_{1000} = 2,5$  ved en temperatur på  $20^\circ C$ , som tilsvarer relaksasjon av klasse 2 [16]. Denne verdien er uttrykket som en prosentandel av den initielle spenningen. For langtidsverdier av relaksasjonstapet benyttes EC2:1-1, beregninger finnes i vedlegg C. Relaksasjonen blir:

$$\sigma_{pr} = 67.95 MPa = 4.56\% \quad (4.7.3)$$

Denne verdien er et noe forenklet resultat av spenningsfallet i spennstålet, fordi endringen i spenning uten tøyningensendring av betongtverrsnittet vil skape ubalanse i indre krefter. Dette kan enkelt tas hensyn til ved å multiplisere med en faktor på 0.8 i følge EC2:1-1 [7]. Det prosentvise relaksasjonstapet blir da:

$$\sigma_{pr} = 0.8 \times 67.95 MPa = 54.36 MPa \rightarrow 3.65\% \quad (4.7.4)$$

## Låsetap

Spennkraften  $P_0$  som er oppgitt på tegning er spennkraft etter låsing, det vil si at låsetap ikke trenger å beregnes.

### 4.7.2 Totalt spenningstap

Ser på spennkrafttapene hver for seg i tabellen under, disse verdiene er hentet fra Nova Frame. Ser at det blir et totalt spennkrafttap på ca. 17%.

Komponent	Spennkraft [kN]	Tap [kN]	Tap [%]
Etteroppspenning	28 434	-	-
Friksjon	26 340	2094	7.4
Svinn	27 284	1150	4
Kryp	27 907	527	1.85
Relaksasjon	27 396	1038	3.65
<b>Totalt</b>	<b>23 608</b>	<b>4826</b>	<b>17</b>

Tabell 4.3: Totalt tap av spennkraft

Som vi kan se fra tabell 4.3 har ikke totalt tap i Nova Frame samme verdi som summen av hvert enkelt tap innsatt i programmet, men gir en noe høyere verdi. Grunnen til dette kan være at spenningsnivået vil være noe lavere når friksjonstapet ikke er tatt hensyn til. Dette har igjen innvirkninger på relaksasjonen i og med at denne er avhengig av spenningsnivået og gir dermed avvik i resultatene.



## 4.8 Laster

Under **Load Data** i Nova Frame defineres laster, trafikklaster og kryplast samt hvilke elementer de skal virke på. Under **Loads** defineres egenvekt, temperaturlast, bremselast, svinn og oppspenning. Her settes det inn type last, størrelse, retning og utbredelse.

### 4.8.1 Egenlaster

Selve tyngden av tverrsnittet som er definert under **Sections** i Nova Frame settes til en tyngdetetthet på  $25kN/m^3$  dette i følge Eurokode 1, Del 1-1 tabell A1 [17]. Tyngdetettheten til kun betong er definert til  $24kN/m^3$ , men for å ta hensyn til armeringsstål og spennkabler økes denne tyngdetettheten med  $1kN/m^3$ .

Slitelaget er gitt som klasse A3-4 som er i henhold til Håndbok 185, dette slitelaget har en belegningsvekt på  $3kN/m^2$ . Videre må det også legges på last for kantdragere og rekkverk som ikke er definert i tverrsnittet [3]. Lastene fra kantdrager og rekkverk modelleres som jevnt fordelte laster i midtsnitt og langs hele lengden til broa. Venstre kantdrager får en tyngde på  $4kN/m$ , mens høyre kantdrager er litt større gir en last på  $5,75kN/m$ .

Brua er laget for både gående og kjørende og rekkverkene som er lagt inn følger da også krav i henhold til dette. Venstre rekkverk er av typen Ørsta Parapet BR2, høyre rekkverk er BR4 og rekkverket som skiller gående fra trafikk heter Monoline. Detaljer om beregning av tyngde fra disse rekkverkene finnes i vedlegg B. Tabell 4.4 viser en oppsummering av egenlastene til betongtverrsnittet slik det legges inn i Nova Frame.

Last type	Komponent	Verdi [kN/m]
Jevnt fordelt last	Egenvekt av tverrsnitt	259,5
Jevnt fordelt last	Slitelag	18,25
Linjelast	BR2	3
Linjelast	BR4	3
Linjelast	Monoline	2,5
Linjelast	Betongkant høyre side	5,75
Linjelast	Betongkant venstre side	4
<b>Totalt</b>		<b>296</b>

Tabell 4.4: Egenlaster på Lessinger

### 4.8.2 Temperaturlaster

Temperaturlastene legges først inn med en verdi på 1 under **Loads**, kun definert som enten endring i lengde eller over tverrsnitt. Så ganges denne opp med riktig

temperaturverdi under **Load Combinations** som blir beskrevet senere.

### Jevnt fordelt brutemperaturandel

Rubbestadneset i Bømlo kommune er en halvøy og jeg antar derfor at Lessinger ligger på havnivå og trenger derfor ikke å justere verdien funnet på isotermisk kart i EC1:1-5 for meter over havet. Jeg finner maks- og minimumstemperatur for Lessinger som er hhv.  $T_{max} = +34^{\circ}C$  og  $T_{min} = -20^{\circ}C$ . Ønsker så å finne maksimal kontraksjon og ekspansjon og bruker anbefalt verdier gitt i EC1:1-5 som setter  $T_0 = 10^{\circ}C$  dette gir:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e.min} = -30^{\circ}C \quad (4.8.1)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e.max} - T_0 = +25^{\circ}C \quad (4.8.2)$$

### Vertikal lineær varierende temperaturandel

Finner følgende verdier for vertikal lineær varierende temperaturandel fra EC1:1-5:

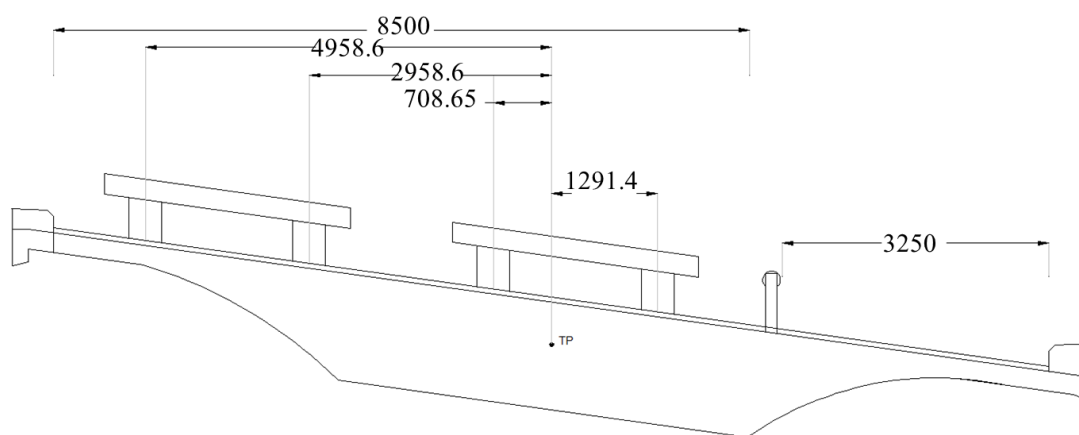
$$\Delta T_{M,heat} \times k_{sur} = 15 \times 0,93 = 13,9^{\circ}C \quad (4.8.3)$$

$$\Delta T_{M,cool} \times k_{sur} = 8 \times 1,0 = 8,0^{\circ}C \quad (4.8.4)$$

I følge Håndbok 185 [3] er så og si aldri horisontal temperaturdiffereanse dimensjonerende temperaturlast og utelater derfor denne lastsituasjonen.

### 4.8.3 Trafikklast

Når trafikklast skal sette inn i Nova Frame begynner jeg med å definere antall kjørefelt. Fra figur 4.12 finner jeg eksentrisitetene til lastplasseringen i forhold til tyngdepunktet i tverrsnittet, i Nova Frame benyttes ASCII koden **TRAFLINE** for å definere antall kjørefelt, som i dette tilfellet kun er to. Videre settes trafikkklaster på de definerte kjørelinjene. I Nova Frame ligger det allerede en del forhåndsdefinerte trafikkklaster inne i programmet, blant annet de aktuelle lastene LM1 og LM2 som skal brukes på Lessinger. Legger på LM1 og LM2 med gitte eksentrisiteter fra figur 4.12 ved å bruke **TRAFLOAD** som inputverdi. Nova Frame genererer så ugunstige lastplasseringer med ulike lastkombinasjoner.



Figur 4.12: Plassering av trafikklast på tverrsnittet

#### 4.8.4 Kryplast

Under Load Input legger jeg også til kryp kombinasjoner og kryplaster på konstruksjonen. I og med at det ikke er snakk om flere byggefaser på Lessinger blir krypkombinasjonen her svært enkel. Før kryplastene legges inn må jeg definere krypkombinasjonene, lager krypkombinasjon for kabler og en for betongen på grunn av egenvekten (CREEPCMB). Under kryplastene kan man velge å la Nova Frame kalkulere kryptallet automatisk ved å sette inn tid for pålasting av betongen og varighet av lasten, eller du kan legge inn kryptallet manuelt slik jeg har valgt å gjøre. Har da lagt på kort- og langtids kryptall for både kabler og betong (CREEPLC) regnet ut i vedlegg C.

### 4.9 Solve

Når alle variablene beskrevet ovenfor har fått en verdi i programmet kan man kjøre analysen. Siden det kun er en byggefase i dette tilfellet kan jeg kjøre en enkel analyse ved å bruke Solve og kan velge mellom å kjøre en enkel statisk analyse for vanlige laster, trafikklast, kryplaster eller alle på en gang. Etter at analysen er kjørt defineres lastkombinasjoner med tilhørende lastfaktorer for å finne dimensjonerende laster i brudd- og bruksgrensetilstand. Bruker lastkombinasjoner som er beskrevet i punkt 3.10.

### 4.10 Lastkombinering

Lastkombinasjoner (LC) defineres under Preprocess og jeg begynner med å definere Ordinary load combinations (OC). Her summeres noen av kreftene fra Loads

(LC) for å lage grupper som gjøre det hele litt mer oversiktlig, bruker kombinasjonsfaktor på 1. Under **OC** kan både laster som er definert under **LC** og tidligere definerte lastgrupper under **Ordinary Load Combinations** summeres og det hele fungerer som en løkke. Videre kan jeg under **Sort combinations** legge til videre lastgrupperinger med lastfaktor og lastkombinasjoner for bruks- og bruddgrensetilstand. Det er vanlig her å først lage lastgrupperinger før disse legges sammen til SLS og ULS<sup>6</sup> lastkombinering. **Sort combinations** kan være en kombinasjon av lasttilfeller (LC), vanlige lasttilfeller (OC), trafikklaster (TL) og allerede definerte sorterte kombinasjoner (SC) med spesifiserte faktorer. Det er fem måter og kombinere de ulike lastene på:

- **ADD**: Legger sammen alle de aktuelle kreftene
- **ADDIF**: Aktuelle lasttilfelle tas med hvis det er ugunstig
- **SADDIF**: Legger sammen kreftene hvis de er ufordelaktige for den aktuelle komponenten, positivt eller negativt fortegn
- **WORST**: Den mest ufordelaktige lasten velges
- **SWORST**: Den mest ufordelaktige av de spesifiserte lastene tas med, positivt eller negativt fortegn

For mine lastkombinasjoner har jeg kun brukt funksjonen **ADD** og **WORST**.

## 4.11 Oppsummering

Arbeidet med å lage modellen til Lessinger i Nova Frame har vært tidkrevende arbeid og jeg har brukt rundt ni uker på modellen, men har måttet gjøre en del endringer i senere tid. Fordeler ved å bruke modeller som dette er blant annet muligheten for gjenbruk i senere prosjekter med lignende bruere, relativt enkelt å gjøre endringer på betingelsene til konstruksjonen og også antallet forskjellige analyser som kan kjøres. Modellen i Nova Frame gir et godt helhetlig bilde for reaksjonen konstruksjonen vil ha på forskjellige lasttilfeller. Endringer/ forbedringer som kunne vært gjort i modellen er beregning av torsjonsstivhetskoeffisienten i tillegg til å legge på flere aktuelle lastsituasjoner. Kunne også sett på resultat med forskjellig tverrfall i tverrsnittet for å se hvor høyt tverrfall man kan ha på tverrsnittet med direkte tilknytning til referanselinjene uten at dette gir for store avvik i modellens beregning av  $I_x$ .

---

<sup>6</sup>Service Limit State=Bruksgrensetilstand og Ultimate Limit State=Bruddgrensetilstand

# Kapittel 5

## Verifikasjon av modell i NovaFrame

Nova Frame er et omfattende program med mange input verdier som skal angis. For å kontrollere at Nova Frame har analysert verdiene på ønsket måte skal jeg gjøre noen kontroller av analysesvarene fra Nova Frame og vil her bruke håndberegninger og programmet Focus Konstruksjon<sup>1</sup> som hjelpemiddel. Begynner med å se på ett enkelt betongtverrsnitt for en hypotetisk konstruksjon for å sjekke metoder som er brukt og hvordan Nova Frame behandler input verdier. Dette kontrolleres mot håndberegninger. Videre sjekkes noen av de faktiske resultatene fra modellen laget i Nova Frame og disse sjekkes mot håndberegninger og/eller mot modell i Focus Konstruksjon.

### 5.1 Sjekk av temperaturlaster

Skal nå kontrollere at Nova Frame gir riktige resultater for temperaturlast. Sjekker den vertikalt varierende temperaturen som nevnt i kapittel 4 for betongtverrsnittet vist i figur 5.1, endringene i temperatur over tverrsnittet er gitt som:

$$\Delta T_{M,heat} = 13.9^{\circ}C \quad (5.1.1)$$

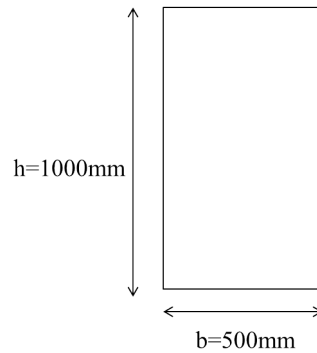
$$\Delta T_{M,cool} = -8.0^{\circ}C \quad (5.1.2)$$

Når det skjer en oppvarming av bjelken vil det si at oversiden blir varmere enn undersiden av brudekket. På grunn av denne vertikale forskjellen i temperatur vil oversiden av brudekket prøve å utvide seg, men på grunn av at dette er en statisk ubestemt konstruksjon vil det bli et motsatt rettet tvangsmoment slik at det blir strekk på undersiden av brudekket. For å kontrollere at Nova Frame analyserer inputverdien på ønsket måte lager jeg en forenklet modell som blir utsatt for en temperaturgradient, hvor jeg finner moment ved å kalkulere manuelt. Så settes det på samme temperaturgradient for det forenklede betongtverrsnittet i Nova

---

<sup>1</sup>Program for statiske analyser i 2D eller 3D

Frame, dette er også samme temperaturgradient som brukt på Lessinger. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg D, under har jeg gitt en kort oppsummering av beregningene.



Figur 5.1: Tverrsnitt brukt i sjekk av temperaturendringer

### Oppvarming av bjelken

Krumningen av bjelken er gitt som:

$$\kappa = \frac{\alpha \Delta T}{0.5h} = 1.39 \times 10^4 \quad (5.1.3)$$

Dette gir en nedbøyningen på

$$\delta = \frac{1}{2} \overline{M} \kappa L = 6.95 \text{ mm} \quad (5.1.4)$$

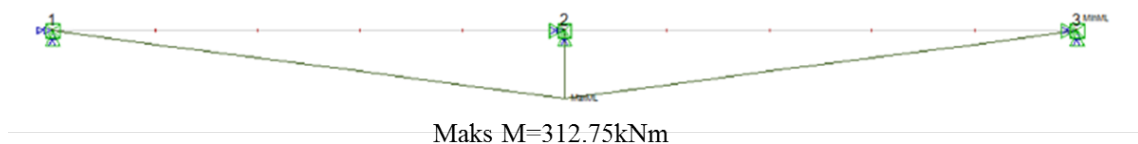
Og en opplagerkraft på

$$\delta = \frac{FL^3}{48EI} \rightarrow F = 62.55 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

Som gir tvangsmomentet:

$$M = \frac{FL}{4} = 312.75 \text{ kNm} \quad (5.1.6)$$

Fra Nova Frame får vi følgende momentdiagram:

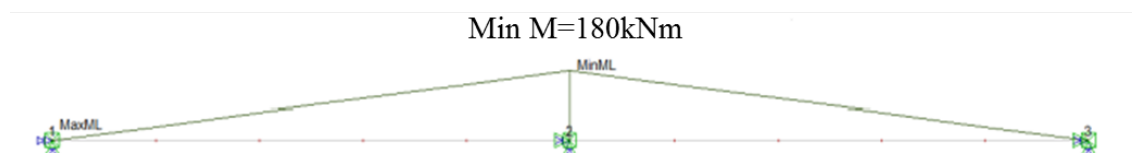


Figur 5.2: Momentdiagram for positiv temperaturgradient

Som man kan se ut i fra momentdiagrammet hentet i Nova Frame får jeg samme resultat for maks moment ved oppvarming av bjelken som utregningene ovenfor. Dette betyr at jeg kan verifisere at Nova Frame håndterer temperaturgradienten på ønsket måte i programmet.

## Nedkjøling av bjelken

Når jeg ser på nedkjøling av bjelken, blir det samme fremgangsmåte som for oppvarming, men nå blir det motsatt rettet moment. Jeg får da et tvangsmoment på  $M = 180kNm$ . Fra Nova Frame får jeg følgende momentdiagram:

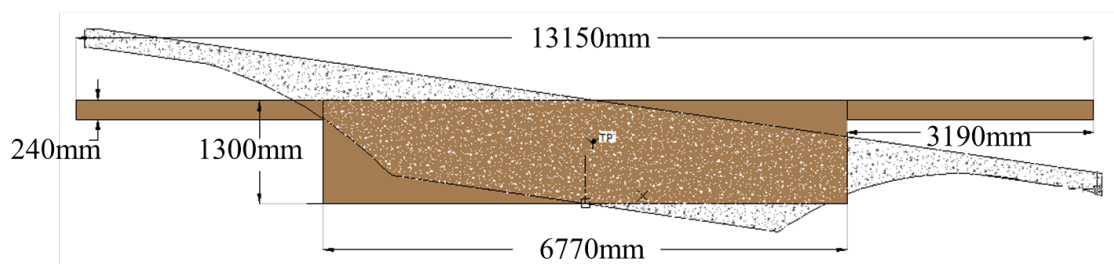


Figur 5.3: Momentdiagram for negativ temperaturgradient

Ser også her at jeg får samme verdi og vil ikke kontrollere resultater for temperaturrendringer i Nova Frame videre, men ser på dette som tilfredsstillende verifisert.

## 5.2 Sjekk av tverrsnittsparemetere

For at beregninger som skal utføres for hånd skal bli enklere lages det et forenklet tverrsnitt av overbygningen. Dette tverrsnittet brukes også som sjekk for at Nova Frame har beregnet riktig arealtreghetsmoment for det faktiske tverrsnittet. I figur 5.4 vises faktisk tverrsnitt mot det forenklete tverrsnittet med dimensjoner.



Figur 5.4: Figur av forenklet tverrsnitt

Fullstendige beregninger for verdier til det forenklete tverrsnittet finnes i vedlegg D. Tabell 5.1 viser verdiene til  $I_i$  for tverrsnitt i Nova Frame med og uten tverrfall versus  $I_i$  til forenklet tverrsnitt.

	NovaFrame m/tverrfall	Forenklet	Avvik m/tverrfall [%]
Areal	$10.31m^2$	$10.332m^2$	0.12
$I_x$	$2.918 \times 10^{12}mm^4$	$1.613 \times 10^{12}mm^4$	44.7
$I_y$	$7.479 \times 10^{13}mm^4$	$7.288 \times 10^{13}mm^4$	2.55
	NovaFrame u/tverrfall	Forenklet	Avvik u/tverrfall [%]
Areal	$10.38m^2$	$10.332m^2$	0.46
$I_x$	$1.497 \times 10^{12}mm^4$	$1.613 \times 10^{12}mm^4$	7.2
$I_y$	$7.614 \times 10^{12}mm^4$	$7.288 \times 10^{13}mm^4$	4.3

Tabell 5.1: Verifikasjon av tverrsnittsareal og annetarealmoment

Ser i tabellen vesentlig forskjell på verdiene for  $I_x$  i tverrsnitt med og uten tverrfall når dette er plottet under **Sections** i Nova Frame, ser at Nova Frame regner stivhet til tverrsnittet om global akse. Det legges derfor flatt her, for så å rotere aksene slik det ble beskrevet i kapittel 4.

### 5.3 Sjekk av egenvekt

Skal nå se hvordan Nova Frame tolker egenvekten til overbygningen, betongen har en egenvekt på  $25kN/m^3$  og et tverrsnittsareal på  $10.38m^2$ . Dette vil da tilsvare en jevntfordeltlast med følgende verdi:

$$q_{egenlast} = 10.38m^2 \times 25kN/m^3 = 259.5kN/m$$

Denne jevnt fordelte lasten kan settes som en ytre last på en bjelke som jeg videre kan håndregne på. Fullstendig håndberegninger er vist i vedlegg D, men viser de viktige beregningene her. I figur 5.5 vises en statisk modell av Lessinger og har her sett bort i fra horisontal- og vertikalkurvatur samt også forenklet landkarene til glidelagere. Søylene som er monolittisk forbundet med overbygningen er modellert som en rigid kobling med fast innspent søylefot. Forenklingene som er gjort vil føre til resultater som er innenfor feilmarginer som kan aksepteres.

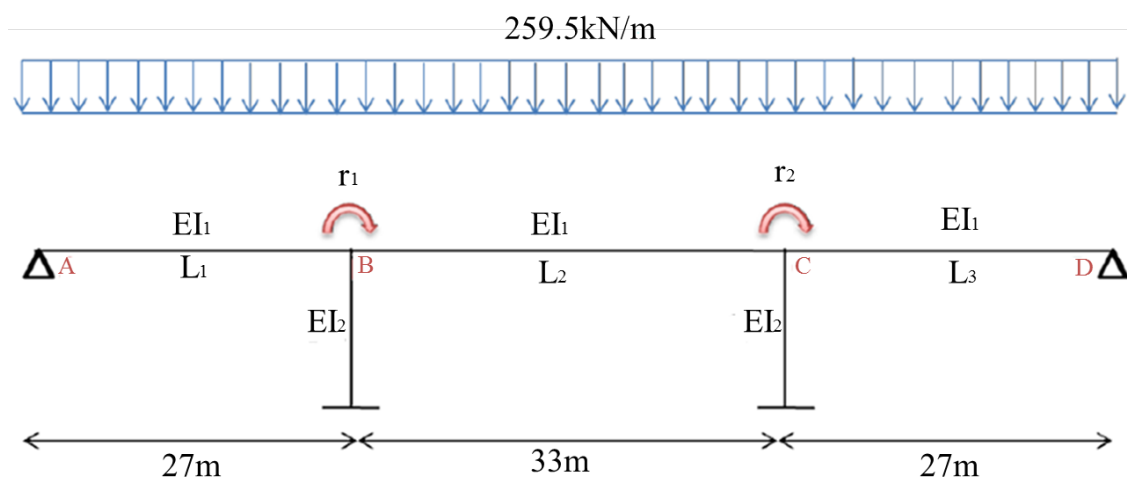
For å regne på modellen har jeg etablert to frihetsgrader,  $r_1$  og  $r_2$  som er rotasjonsfrihetsgrader om punkt B og C.

Stivhetsrelasjonen til bjelken er gitt som:

$$K \times r = R \tag{5.3.1}$$

Ved å sette frihetsgradene  $r_1$  og  $r_2$  lik null, betyr dette at rotasjonen fastholdes. Dette vil da tilsvare to bjelker på hver side som fastholdes i en ende, og en bjelke i midten som fastholdes i begge ender. Finner fra formelverk moment og reaksjonskrefter



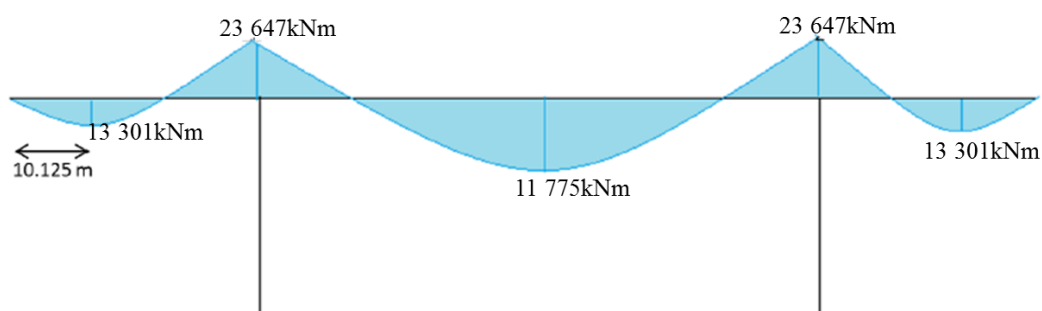


Figur 5.5: Forenklet system for håndregning

til bjelkene [23]. For å få til null rotasjon over støttene krever partikulærløsningen fiktive fastholdningskrefter, dette gir følgende lastvektor:

$$R = R^k - R^0 = 0 - \begin{bmatrix} R_1^0 \\ R_2^0 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \frac{qL_1^2}{8} - \frac{qL_2^2}{12} \\ \frac{qL_2^2}{12} - \frac{qL_1^2}{8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -97.31 \\ 97.31 \end{bmatrix} \text{ kNm}$$

Her er  $R^k$  kraft/moment som virker direkte i frihetsgraden og  $R^0$  er fastholdningskrefter. Momentdiagram for partikulærløsning er vist i figur 5.6.

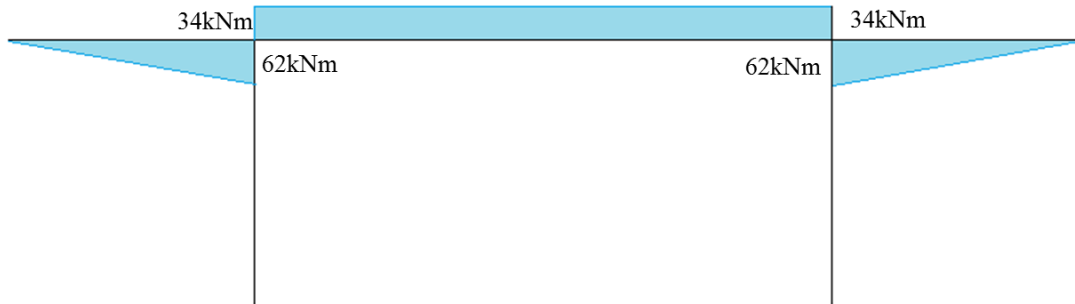


Figur 5.6: Momentdiagram for partikulærløsningen

For å kvitte meg med de fiktive fastholdningskreftene i partikulærløsningen settes det på momenter med motsatt rettet kraft, altså  $r_1$  og  $r_2$  får verdien 1 etter tur. Dette gir følgende stivhetsmatrise:

$$K = \begin{bmatrix} \frac{3EI_1}{L_1} + \frac{4EI_1}{L_2} + \frac{4EI_2}{L_4} & \frac{2EI_1}{L_2} \\ \frac{2EI_1}{L_2} & \frac{3EI_1}{L_3} + \frac{4EI_1}{L_2} + \frac{4EI_2}{L_5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.27 \times 10^7 & 3.273 \times 10^6 \\ 3.273 \times 10^6 & 1.27 \times 10^7 \end{bmatrix} kNm$$

Momentdiagram for komplementærløsningen er vist i figur 5.7



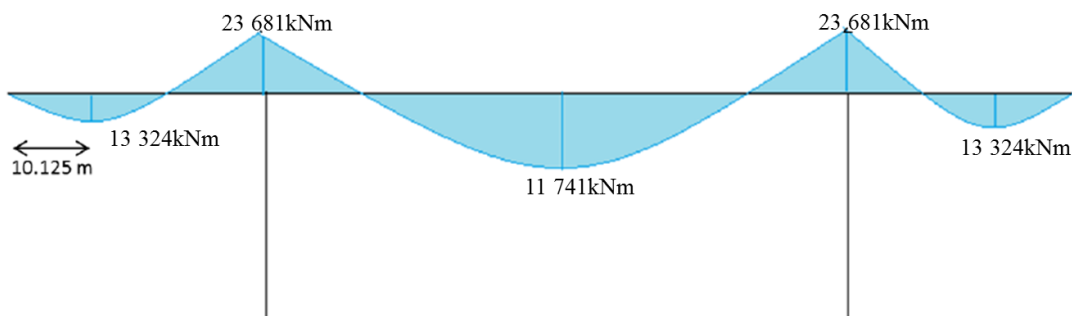
Figur 5.7: Momentdiagram for komplementærløsningen

For insatte verdier for partikulærløsning og komplementærløsning finner jeg rotasjonene  $r_i$

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{bmatrix} \quad (5.3.2)$$

$$\begin{bmatrix} 1.27 \times 10^7 & 3.273 \times 10^6 \\ 3.273 \times 10^6 & 1.27 \times 10^7 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -97.3 \\ 97.3 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.033 \times 10^{-5} \\ 1.033 \times 10^{-5} \end{bmatrix}$$

Totalløsningen er partikulærløsning + komplementærløsning, her finner jeg de faktiske kreftene på konstruksjonen, figur 5.8 viser totalt moment fra egenlasten på Lessinger.



Figur 5.8: Momentdiagram for totalløsning

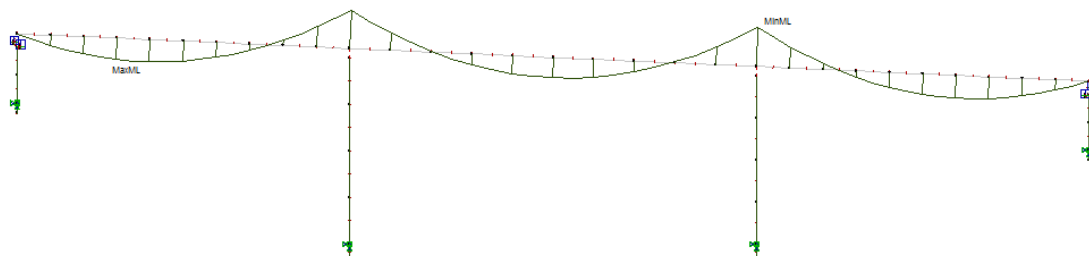
Kan sammenligne resultatene funnet ved håndberegninger og fra Novaframe, resultat og avvik er vist i tabell 5.2.

	Felt AB	Støtte B	Felt BC	Støtte C	Felt CD
Håndregning [ $kNm$ ]	13324	23681	11741	23681	13324
Nova Frame [ $kNm$ ]	13266	23076	11860	23204	13243
Avvik [%]	0.44	2.55	1.00	2.02	0.6

Tabell 5.2: Sammenligning av håndberegninger og NovaFrame for egenvekt

Ser at avviket mellom resultatene funnet ved håndberegningene og funnet i Nova Frame er svært små, kan derfor verifisere at Nova Frame beregner egenvekten slik som ønsket. Modellen er også verifisert mot en lignende modell satt opp i Focus konstruksjon som ga tilnærmet like verdier for de samme grensebetingelser som brukt her.

I tillegg til å gjøre håndberegninger for tverrsnittet kjøres en likevekts sjekk som er innebygget i Nova Frame for alle lastene som er påsatt. Dette gjøres under `Postprocess/List results/Equilibrium Check`. Resultatet her blir at alle lastene er i likevekt over tverrsnittet. Figur 5.9 viser momentdiagrammet fra Nova Frame for egenvektet.



Figur 5.9: Momentdiagram for egenvekten fra Nova Frame

## 5.4 Sjekk av spennarmering

I Lessinger er det lagt inn 8 spennkabler i brudekket som går ondulerende gjennom brua. Ved oppspenning av kablene vil det bli et moment som resultat av denne oppspenningen. Dette momentet vil virke i motsatt retning som egenlast og trafikklast. Lessinger er en bru med tre spenn og vil dermed være statisk ubestemt dette betyr at det vil være to bidrag til det resulterende momentet fra forspenningen. For statisk bestemte konstruksjoner vil momentet fra spennarmeringen kun bestå av primærmomentet  $M_f$ , det vil si at på alle punkt i bjelken kan man finne momentverdien ved å gange oppspenningskraften  $P_0$  med eksentrisiteten til kabelen  $e$ , som er avstanden fra kabelens tyngdepunkt til tverrsnittets tyngdepunkt.

For en statisk ubestemt konstruksjon vil det oppstå tvangskrefter i tillegg til primærmomentet. Disse tvangskreftene kommer av at brudekket er forhindret fra å bevege seg fritt "ønsket nedbøyning", når spennkraften blir satt på. Disse tvangskreftene blir omtalt som sekundærmoment, tvangsmoment eller parasite moment og beskrives her som  $M_p$ . Dette vil da si at totalmomentet fra spennarmeringen består av primærmoment pluss tvangsmoment for min konstruksjon, totalmoment fra spennarmering kan uttrykkes slik:

$$M_{tot} = M_f + M_p \quad (5.4.1)$$

Fra kapittel 6 finner jeg kreftene ved full oppspenning av alle åtte kablene, altså både primærmoment og tvangsmoment. For å sjekk at verdiene funnet i Nova Frame er fornuftige skal jeg gjøre en liten sjekk. Disse sjekkene er utført uten å ta hensyn til spennkraftttap.

#### 5.4.1 Sjekk over støtte

For full oppspenning blir verdien for momentet over støtte C gitt i Nova Frame til å bli:

$$M_{tot} = 15226kNm$$

for opptredende tvangskrefter i samme punkt får Nova Frame en verdi på

$$M_p = 4622kNm$$

For å kontrollere dette kan jeg regne ut primærmomentet ved støtten for hånd ved å gange  $P_0$  med  $e$ . For så å trekke primærmomentet fra totalmomentet funnet i Nova Frame og jeg kan da sjekke om jeg får ut samme verdi for tvangsmomentet. Avstanden mellom tyngdepunktet til tverrsnittet og til spennkablene over støtte blir på 373.4mm og resulterer i et primærmoment på:

$$M_f = 8 \times 0.3734m \times 3554kN = 10616.5kNm$$

Hvis jeg trekker dette fra totalmomentet funnet i Nova Frame får jeg er verdi på:

$$M_p = M_{tot} - M_f = 4610kNm \quad (5.4.2)$$

Dette gir et avvik på 2.5% for  $M_p$ . Det vil si at primærmomentet som er gitt ved håndberegning er så og si det samme som Nova Frame bruker. Jeg kan dermed ut i fra dette konkludere med at kreftene fra spennarmering er riktige.

#### 5.4.2 Sjekk for felt

Samme sjekk blir utført for felt som for over støtte og i feltet blir totalt moment fra full spennarmering på

$$M_{tot} = -13382kNm$$

med strekk på oversiden av brudekket, tvangsmomentet i samme punkt blir

$$M_p = 4415kNm$$

med strekk på undersiden. Avstanden fra kabel til tyngdepunkt i tverrsnitt i feltet er en avstand på 626.6mm. Får da et primærmoment på:

$$M_f = 8 \times 0.6266m \times 3554kN = -17815.5kNm$$

Finner tvangsmomentet til å bli:

$$M_p = M_{tot} - M_f = 4433kNm \quad (5.4.3)$$

Det gir et avvik på 0.4% og ser også her at verdien for tvangsmoment stemmer. Det som eventuelt kan være en feilkilde til moment fra full oppspenning nå er størrelsen på tvangsmomentet. Denne størrelsen kan sjekkes ved håndberegninger, men vil ikke bli gjort her på grunn av begrensning av oppgaven. Har kun sjekket visuelt av tvangsmomentet for alle kablene gir strekk på undersiden av brudekket. Alpha metoden som er brukt for å simulere et tverrfall på brutverrsnittet kan også ha påvirket resultatet for spennkablene. Brukermanualen [21] skriver at:” Alpha metoden er vanskelig å forstå og skal ikke brukes av uerfarne brukere”. Har derfor lite grunnlag for å kommentere påvirkninger denne metoden vil ha på resultatet. Dette kunne vært sjekket opp mot ett tverrsnitt uten helning som modelleres i programmet, men er ikke gjort her på grunn av begrenset tid.

## 5.5 Sjekk av tidsavhengig tap av spennarmeringskraft

Fra tabell 4.3 i kapittel 4 er det gitt en oppsummering av spennkrafttapene, både de tidsavhengige og de umiddelbare tapene. Disse resultatene var hentet fra Nova Frame og for å sjekke om disse stemmer vil jeg bruke forenklet metode for beregning av tidsavhengig tap av spennarmeringskraft. I følge Sørensen [7] skal denne metoden gi en svært god tilnærming til det faktiske tapet. Benytter denne metoden for å finne total prosentvis tidsavhengig spennarmeringstap.

Tidsavhengig spenningsreduksjon er uttrykket ved følgende formel fra EC2:1-1:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0.8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t, t_0)\sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c}z_{cp}^2\right)[1 + 0.8\varphi(t, t_0)]} \quad (5.5.1)$$

Antar at leser er kjent med parameterene som er presentert foruten:

- $z_{cp}$  = avstand fra tyngdepunkt i betongtverrsnitt til tyngdepunkt av spennkabel
- $\sigma_{c,QP}$  = spenningen i betongen ved spennarmeringen
- $\Delta\sigma_{pr}$  = relaksasjon

Se indeksliste foran i oppgaven for definering av resterende variabler. Etter beregninger i vedlegg C gis et prosenttap på:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 10.04\%$$

Det er for det tidsavhengige spennkrafttapet over lang tid og dette stemmer godt overens med tallene for tidsavhengig tap fra Nova Frame og som gir en prosentverdi på 9.5%. Det vil si at det er en forskjell på 0.54% mellom de to verdiene. Vil derfor kunne si at Nova Frame tolker riktig verdiene for input av spennkrafttap.

## 5.6 Oppsummering

Etter å ha kontrollert Nova Frame resultatene mot en rekke håndberegninger vil jeg si at resultatene som er funnet er rimelige. Har i dette kapitlet sjekket temperatur, egenvekt, tverrsnittsegenskaper, spennkraft og spennkrafttap. Alle sjekker som er utført er verifisert. Jeg vil dermed ikke videre sjekke resultatene fått fra Nova Frame, men regne disse som riktige. Bruker videre resultat funnet i Nova Frame for dimensjonering i bruddgrensetilstand og sjekker i bruksgrensetilstand.

# Kapittel 6

## Bruddgrensetilstand

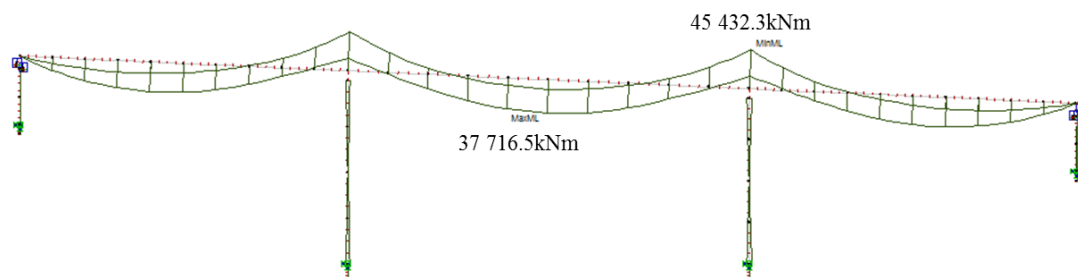
I dette kapitlet har jeg satt opp de dimensjonerende kreftene som er hentet ut i fra Nova Frame i bruddgrensetilstanden og sett på kreftene fra noen av lastene separat. I tillegg vil jeg gjøre beregninger for slakkarmering i brutverrsittet for moment og skjærkrefter.

Under gis en oppsummering av resultatene fra de dimensjonerende kreftene i Nova Frame, samt hvilke lastkombinasjoner dette gjelder og hvilke lastfaktorer som er brukt her. Krefter som er tatt med er: egenlast, trafikklast, spennarmering, kryp, svinn og temperaturlaster.

### 6.1 Dimensjonerende krefter i ULS

I figurene under er det vist moment, skjær og aksialkrefter for bruddgrensetilstanden for Lessinger.

I figur 6.1 vises maks moment for felt og over støtte, disse er gitt ved bruk av lastfaktorer fra ligning 6.10a/b hentet fra tabell 3.7 beskrevet tidligere.



Figur 6.1: Momentdiagram for bruddgrensetilstand

I tabell 6.1 gis en mer detaljert oversikt over bidragene til de dimensjonerende momentene samt hvilke lastfaktorer som er blitt benyttet og hvilke ligninger som er gjeldende.

ULS	Lastfaktor 6.10b	Feltmoment [kNm]	Lastfaktor 6.10a	Støttemoment [kNm]
Egenlast	1.2	17 238.2	1.35	-37 924
Trafikklast	1.35	9531.1	0.945	-6214.8
Tvangsmoment	1.1	3101.7	0.9	2952.5
Kryp	0	0	1	-4
Svinn	1	25	1	0
Temperaturgrad.	0.84	7372.5	0.84	-4240.3
<b>Totalt</b>		<b>37 716.5</b>		<b>-45 432.3</b>

Tabell 6.1: Bidrag til dimensjonerende moment

Maksimalt feltmoment er gitt i en avstand 16.5 meter fra støtte B, mens maksimalt støttemoment gis midt over støtte C, hvor element nummer 129 slutter.

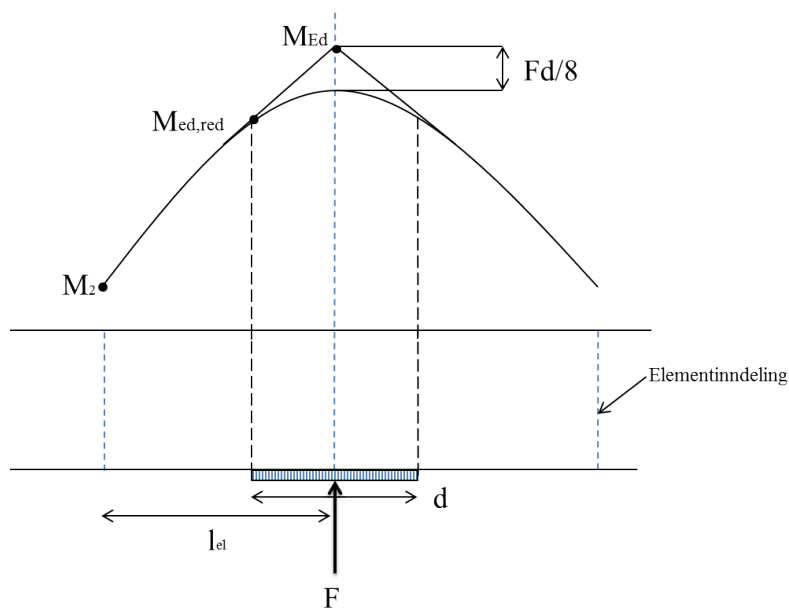
Ved avlesing av slike støttemoment skal man innføre en reduksjon av maks moment. I EC2:1-1 (5.3.2.2(3)) beskrives det at: "Vanligvis skal kontinuerlige bjelker anses som at støttene ikke har noen rotasjonsmotstand. Hvor en bjelke eller plate er monolittisk forbundet med støtten er det kritiske dimensjonerende momentet ved støtten gitt ved kanten av opplegget. Design momentet og reaksjonskreftene overført til støtteelementet skal generelt bli tatt som det største av det elastiske eller re distribuerte verdien." Uansett analyse skal man for en kontinuerlig bjelke uten rotasjonsmotstand redusere støttemomentet med en effekt.

Dette vil si at for kontinuerlige bjelker over støtter som enten gir rotasjonsmotstand eller ikke skal  $M_{Ed}$  reduseres med en faktor.

For kontinuerlige bjelker med støtter uten rotasjonsmotstand med en endelig bredde  $d$ , vil momentet ved støtten være mindre enn det teoretiske momentet med en parabolisk dekrement på  $Fd/8$  hvor  $F$  er bjelkens reaksjonskraft. Vanligvis er reduksjonen på 10% av toppmomentet [14]. Reduksjonen av moment er effektivt både for arbeidslast og ultimate laster. Avrundingen er viktig for forspente betongbjelker, hvis kabelen er designet for å imøtekomme presis samme toppmoment og ikke avrundet moment vil det passe dårlig til momentdiagrammet og vil sannsynlig være for høyt for tverrsnittet og øker risikoen for oppsprekking [14].

I figur 6.2 vises prinsippet med reduksjon av dimensjonerende moment. For Lessinger er tilfellet at støtten har rotasjonsmostand og vil derfor bruke  $M_{Ed,red}$  som er momentet avlest ved kanten av støtten, som dimensjonerende moment for beregning av slakkarmering.





Figur 6.2: Reduksjon av støttemoment

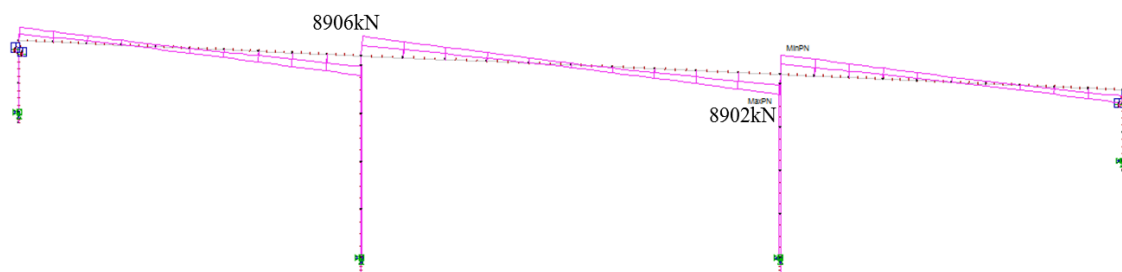
Støtten har en bredde  $d = 1500\text{mm}$ , og elementene i felt har en lengde på  $l_{el} = 3.3\text{m}$ . Leser så av fra Nova Frame verdien for:

$$M_2 = 22849.3\text{kNm}$$

Finner ved lineær interpolasjon verdien for  $M_{Ed,red}$

$$M_{Ed,red} = M_{Ed} + \frac{(M_2 - M_{Ed})\frac{d}{2}}{l_{el}} = 40299.7\text{kNm} \quad (6.1.1)$$

For maksimal skjærkraft er lastfaktorene gitt av ligning 6.10a. Figur 6.3 viser skjærkraftdiagram i bruddgrensetilstanden.



Figur 6.3: Skjærkraftdiagram for bruddgrensetilstand

Tabell 6.2 gir bidragene til skjærkraften over søyle B.

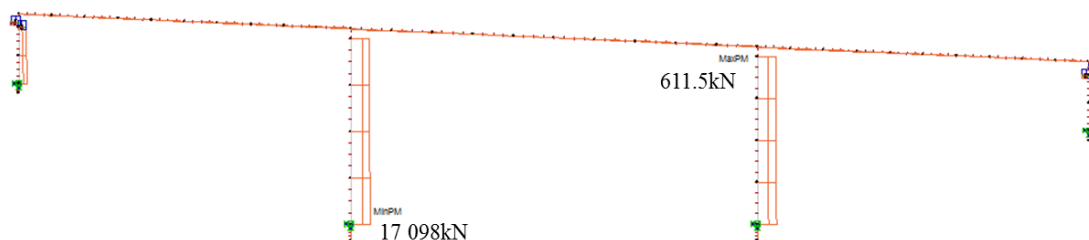
ULS	Lastfaktor 6.10a	Skjærkraft [kN]
Egenlast	1.35	6922.2
Trafikklast	1.35	1980.9
Tvangsmoment	1.1	-3.2
Kryp	0	0.1
Svinn	0.8	0.3
<b>Totalt</b>		<b>8906kN</b>

Tabell 6.2: Bidrag til maksimal skjærkraft

For dimensjonerende virkning av skjær skal skjærekraften reduseres til kraften ved opplegg på samme måte som for momentet over støtte. Finner  $V_{Ed,red}$  ved lineær interpolasjon:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} + \frac{(V_2 - V_{Ed})d}{l_{el}} = 8542.8kN \quad (6.1.2)$$

For aksialkraft er det også ligning 6.10a som gir de dimensjonerende lastfaktorene. I brudekket blir det påkjent lite aksialkrefter, det lille resultatet som vises kommer av bremselast. Søylene blir utsatt for egenvekt av konstruksjonen og trafikklast.



Figur 6.4: Aksialkraftdiagram for bruddgrensetilstand

Fra kraftdiagrammene hentet ut i fra Nova Frame vil det være felt 2 og over støtte C som får de største kreftene i konstruksjonen i bruddgrensetilstanden.

## 6.2 Påvirkning fra ulike lasttyper, isolert

Ser på påvirkningene fra de enkelte lasttypene på Lessinger, viser her momentdiagram hentet ut i fra Nova Frame.

### 6.2.1 Trafikklast

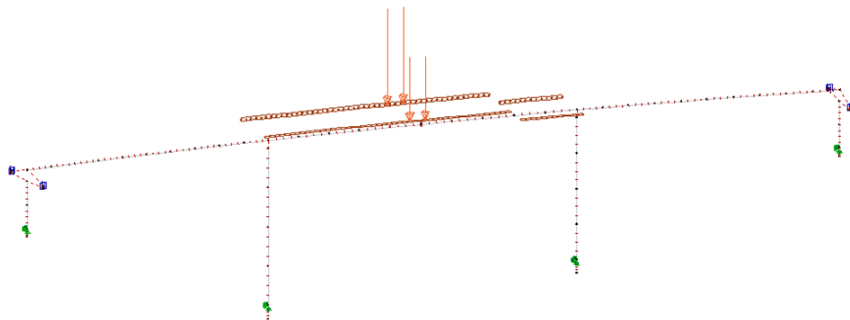
Største påkjenningen for trafikklast blir i felt 1 og over støtte C. Her er forskjellige lastposisjoner kombinert for å gi den mest ugunstige plasseringen. I Nova Frame

et det 12 trafikklastkombinasjoner som genereres automatisk [21]. Momentet fra trafikklast gis i figur 6.5

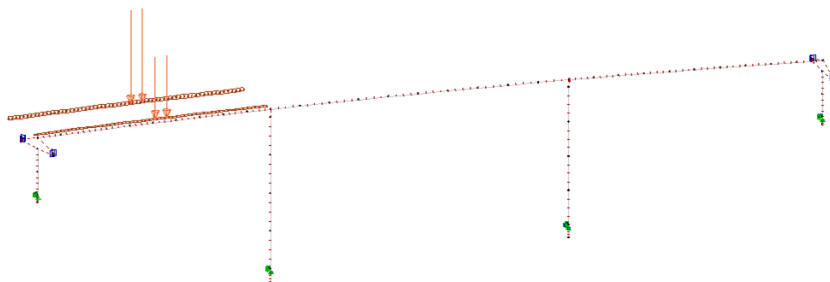


Figur 6.5: Momentdiagram for trafikklast

Figur 6.6 og 6.7 viser trafikklastplasseringen for det som gir mest ugunstig moment i bruddgrensetilstand. For støtte C samsvarer verste trafikklast med maks moment i ULS, mens verste trafikklast for felt vil være i felt 1, men verste moment i ULS vil være i felt 2. Viser trafikklastplassering for maks moment i felt 2 i figur 6.6 og trafikkplassering for maks moment over støtte C i figur 6.7.



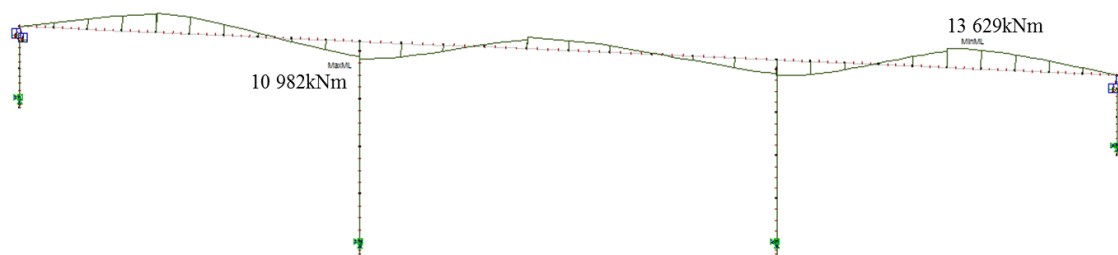
Figur 6.6: Trafikklastplassering for maks moment i felt 2



Figur 6.7: Trafikklastplassering for maks moment over støtte C

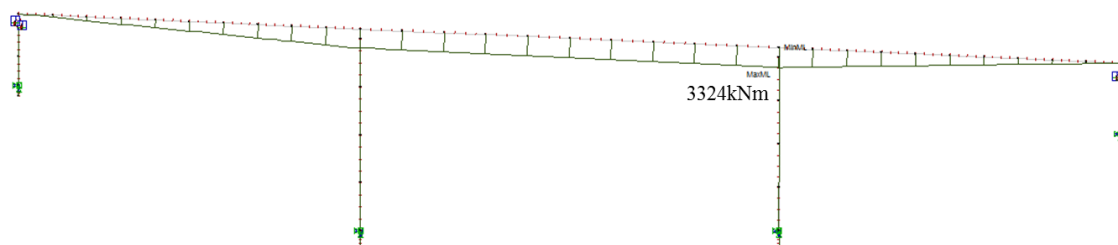
## 6.2.2 Spennarmering

Kreftene fra spennarmering kan fås ut enten som kun tvangsmomentet (parasite) eller som full oppspenning. I figur 6.8 er momentene fra full oppspenning vist, her er spennkrafttap inkludert. I figur 6.9 vises kun tvangsmoment, her er også spennkrafttap inkludert.



Figur 6.8: Momentdiagram for spennarmering inkludert tap

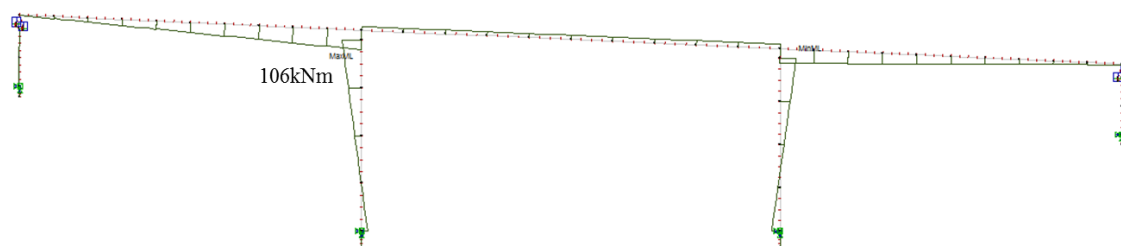
Prinsippet av oppbyggingen til totalt moment fra spennarmeringen er gjennomgått i seksjon 5.4 og vil ikke bli forklart nærmere her.



Figur 6.9: Tvangsmoment fra spennarmering

## 6.2.3 Kryp

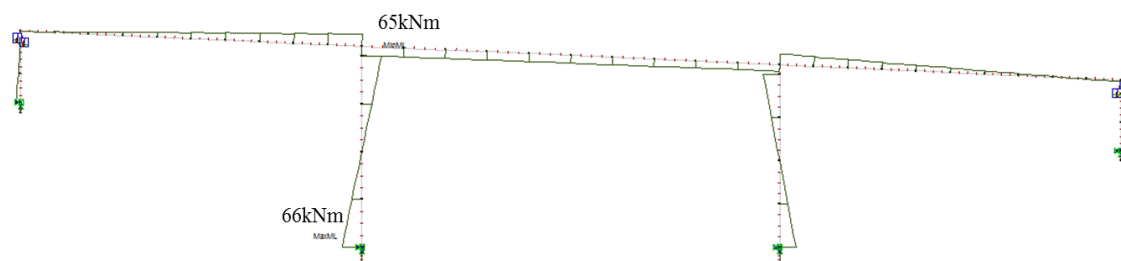
Kryp er en lastavhengig faktor som virker på konstruksjonen gjennom hele dens levetid, kryp vil trykke betongen sammen og vil forårsake momentvirkninger på konstruksjonen. I figur 6.10 vises momentdiagrammet for kryp over lang tid på Lessinger.



Figur 6.10: Momentdiagram på grunn av kryp

## 6.2.4 Svinn

Svinn er en lastuavhengig effekt på betongen og er et resultat av uttørring av betongen. Momentforløpet på grunn av svinn i betongen er gitt i figur 6.11.

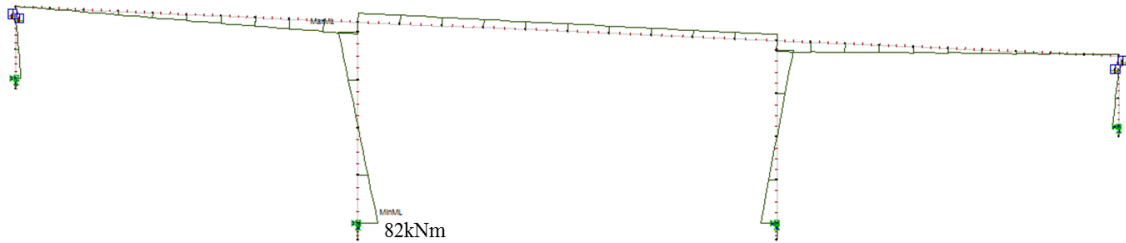


Figur 6.11: Momentdiagram på grunn av svinn

## 6.2.5 Temperatur

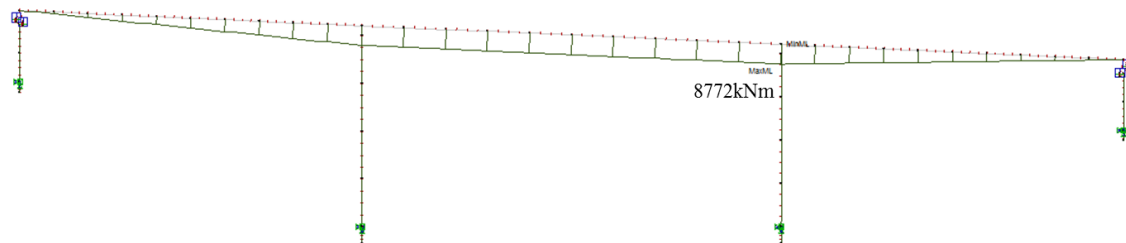
I Nova Frame er det lagt inn to mulige temperaturforløp, en med en jevn temperaturstigning/reduksjon gjennom hele brudekket eller som en lineær gradient på tvers av brudekket.

For en jevn endring i temperatur i brudekket kan verdien være enten  $-30^{\circ}\text{C}$  eller  $24^{\circ}\text{C}$ , alt etter hva som er mest ugunstig for konstruksjonen. Figur 6.12 viser momentforløpet til en jevn endring i temperatur med positivt fortegn.



Figur 6.12: Momentdiagram på grunn av jevn temperatur

Figur 6.13 viser momentforløpet til en temperaturgradient på tverrs av brutverrsnittet, hvor overflaten til brua har blitt oppvarmet.



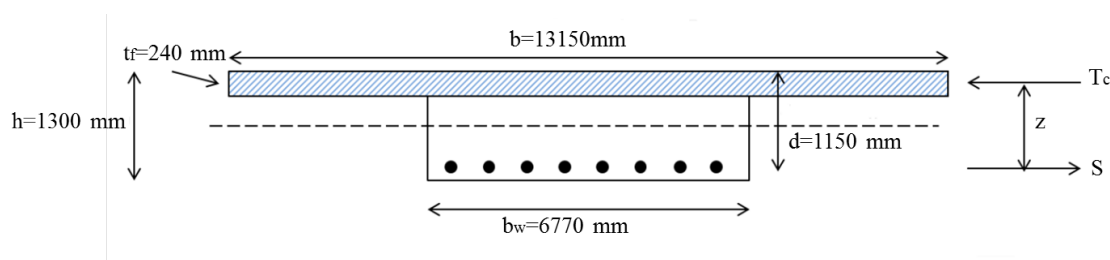
Figur 6.13: Momentdiagram på grunn av temperaturgradient

## 6.3 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

Lessinger er dimensjonert for en rekke krefter i bruddgrensetilstand. Jeg har sett på dimensjonerende feltmoment, dimensjonerende støttemoment og dimensjonerende skjærkraft. Når tverrsnittet påkjennes av egenlast og nyttelast vil spennarmeringen ligge i strekksonen til tverrsnittet og betraktes da som en indre last [7]. Beregner etter dette behovet for slakkarmering i tillegg til spennarmering i strekksonen. I tillegg krav til minimumsarmering sjekket for beregnet mengde slakkarmering. Beregninger som er gjort er i henhold til *Eurkode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, i tillegg til Håndbok 185 utgitt av Statens vegvesen.

### 6.3.1 Dimensjonering for feltmoment

De dimensjonerende ytre påsatte lastene på Lessinger gir et feltmoment med strekk på undersiden av tverrsnittet, steget blir i strekk. For fullstendige beregninger av nødvendig slakkarmering se vedlegg E. Figur 6.14 viser armerings plassering og trykksone for tverrsnittet i felt.



Figur 6.14: Detaljer for feltmoment på tverrsnitt

Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstanden for felt er  $M_{Ed} = 37716.5 kNm$ , sjekker videre om det er behov for ekstra slakkarmering på strekksiden.

For beregninger av nødvendig slakkarmering er forenklet tverrsnitt fra seksjon 5.2 brukt slik at det blir et T-tverrsnitt, se også figur 6.14. Ved strekk i underkant av tverrsnittet er det ønskelig å anta at det er konstant betongtrykkspenning i hele flensen slik at trykkresultanten ligger midt i flensen. Velger en trykksonehøydefaktor på  $\alpha = 0.4$  som gir tilstrekkelig duktilitet og flytning av armering før brudd. Kan da sette opp kravet for tykkelse på flensen som gir et tynn flenset T-tverrsnitt [7]:

$$t_f \leq \lambda \alpha d \quad (6.3.1)$$

$$\lambda \alpha d = 0.8 \times 0.4 \times 1150 \text{ mm} = 368 \text{ mm} > t_f$$

Ligningen oppfylles og flensen kan karakteriseres som tynn.

Kan da bruke følgende dimensjoneringsligninger for sjekk av konservativ momentkapasitet:

$$M_{Rd} = f_{cd} b t_f (d - 0.5 t_f) \geq M_{Ed} \quad (6.3.2)$$

$$M_{Rd} = 8 P_0 z + f_{yd} A_s (d - 0.5 t_f) \geq M_{Ed} \quad (6.3.3)$$

Momentkapasiteten i trykksonen funnet fra vedlegg E gir:

$$M_{Rd} = 82890 kNm > M_{Ed}$$

Momentkapasiteten til trykksonehøyden er OK, og forenklingen om at hele flensen er i trykksonen er da også ok, trykkresultanten ligger da midt i flens.

For å finne nødvendig slakkarmering beregnes momentkapasiteten til spennarmeringen i strekksonen for så å finne differansen mellom påført moment og momentkapasitet. Hvis momentkapasiteten fra spennarmeringen er mindre enn det påførte momentet vil det være behov for ekstra slakkarmering. Momentkapasitet fra spennarmeringen:

$$M_{sp} = 29280 kNm$$

Dette gir at slakkarmeringen må ta opp følgende moment:

$$M_{sl} = M_{Ed} - M_{sp} = 8436.5 kNm$$

Ser her at det blir beregningsmessig behov for slakkarmering i underkant av tverrsnittet. Finner armeringsareal på:

$$A_s = 17760 mm^2$$

Sjekker så om dette er innenfor kravet til minimumsarmeringkravet gitt i EC2:1-1 Nasjonalt tillegg.

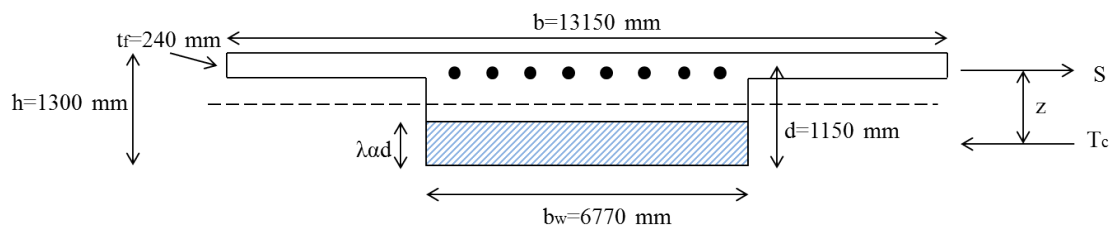
$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t d \quad (6.3.4)$$

Finner at  $A_{s,min} = 16270 mm^2 < A_s$  og minimumsarmeringen blir dermed ikke dimensjonerende. Bruker armeringsjern med  $\varnothing 20 mm$  må da ha 56.5 stykker, men bruker 60 stykker med en senteravstand på 80 mm, nødvendig avstand mellom armering for innføring av vibrator i betongen bør  $\geq 100 mm$  i følge Håndbok 185. Bør derfor vurderes å gå opp en størrelse for å få større senteravstand, eller lage åpninger mellom armeringen eller eventuelt legge armeringen i to lag.

For rissviddebegrensing i bruksgrensetilstanden skal det også sjekkes for minimumsarmering, det er ikke utenkelig at disse minimumskravene kan bli dimensjonerende. Jeg kommer tilbake til dette i kapittel 7.

### 6.3.2 Dimensjonering for støttemoment

Støttemomentene gir strekk på overkanten av tverrsnittet, slik at flensen ligger i strekk. Ved tilfeller som dette kan man regne tverrsnittet som rektangulært med en bredde som er lik stegbredden  $b_w$  [7]. Figur 6.15 gir tverrsnitts detaljer over støtte.



Figur 6.15: Detaljer for støttemoment på tverrsnitt

Moment fra påkjente laster i bruddgrensetilstand hentet fra Nova Frame, for så å være redusert med en verdi, se ligning (6.1.1) og har en verdi på:

$$M_{Ed,red} = 40299.7 kNm$$

For tverrsnittet som har strekk i flensen vil trykksonen nå ligge i steget, velger også her en trykksonehøydefaktor på 0.4. På grunn av forenkling av trykksonen til en



rektangulær trykkspenningsblokk innføres en variabel  $\lambda = 0.8$  som ivaretar denne endringen [7]. Trykk resultanten blir da:

$$T_c = \lambda f_{cd} \alpha d b_w = 63530 kN \quad (6.3.5)$$

Som gir et moment på  $M_{Rd} = 61370 kNm$ . Her er momentkapasiteten i trykksonen større enn påført moment og tverrsnittet er tilstrekkelig. Momentkapasitet fra spennarmeringen er gitt som:

$$M_{sp} = 27470 kNm$$

Slakkarmeringen må da ta et moment på:

$$M_{sl} = 12830 kNm$$

Som gir et armeringsareal på:

$$A_s = 28420 mm^2$$

Sjekker krav til minimum lengdearmering, her blir  $A_{s,min} > A_s$  og minimumsarmeringen blir derfor dimensjonerende.

$$A_{s,min} = 29430 mm^2$$

Bruker også her armeringsjern med diameter lik 20mm og får da nødvendig antall armeringsjern til å bli 100 stykker med en senteravstand på 120 mm.

### 6.3.3 Dimensjonering for skjærkrefter

Fra Nova Frame finner jeg dimensjonerende verdi for skjærkraft, dette er oppsummert i seksjon 6.1 Alle beregninger gjort for skjær er i henhold til EC2:1-1 og fullstendige beregninger finnes i vedlegg E. Dimensjonerende skjærkraft ved kant av opplegg er:

$$V_{Ed,red} = 8542.8 kN$$

Jeg sjekker først om tverrsnittet har behov for skjærarmering, og finner da skjærstrekkapasitet for tverrsnitt uten behov for skjærarmering.

#### Skjærstrekkapasitet, uten skjærarmering

For oppspente konstruksjoner må man her ta med bidraget fra spennarmeringen for beregning av skjærkapasitet, i dette tilfellet blir denne kraften betraktet som en ytre last og må ganges med spennarmeringens mest ugunstige lastfaktor. Oppspenningskraften etter låsing er gitt til  $P_0 = 28430 kN$ . Kan finne aksiell trykkraft etter kraftspenningstap beregnet i seksjon 4.7.2 i armeringen som følgende:

$$N_{Ed} = \gamma_p \times tap \times P_0 = 21240kN \quad (6.3.6)$$

Fra EC2:1-1 (6.2.2(1)) har vi at skjærkraftkapasiteten gitt i ligning 6.3.7 som ikke kan være mindre enn ligning 6.3.8:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_L f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \quad (6.3.7)$$

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \quad (6.3.8)$$

Får fra dette at skjærkapasiteten er:

$$V_{Rd,c} = 5725kN$$

Ser at skjærstrekkkapasiteten er for liten, det vil si at det er behov for skjærearmering.

### Skjærstrekkkapasitet, med skjærearmering

Skjærearmeringen som legges inn her vil ta hele skjærkraften, beregner skjærearmeringsmengde ved å bruke ligning for konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærearmering. Dette er gitt ved følgende ligning:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \quad (6.3.9)$$

Nødvendig bøyletverrsnitt pr lengdeenhet blir da:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 10 \frac{mm^2}{mm}$$

Bruker skjærearmeringsbøyler med diameter på 20mm og får en senteravstand  $s = 60mm$ .

### Skjærtrykkkapasitet

Videre sjekker jeg skjærtrykkkapasiteten til tverrsnittet, her må  $V_{Rd,max} > V_{Ed}$ . Trykkapasiteten må være større enn full skjærkraft, ikke redusert skjærkraft. Skjærtrykkkapasiteten er gitt som:

$$V_{Rd,max} = \nu_1 f_{cd} b_w z \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} = 46840kN \quad (6.3.10)$$

Ser at skjærtrykkkapasiteten er mye større en dimensjonerende skjærkraft og tverrsnittet er nå ok med hensyn til skjærkraftkapasitet.

## Krav til minimumsarmering og maksimum senteravstand for skjærkraft

Jeg sjekker så om kravene til minimumsskjærarmering og maksimumsenteravstand er i henhold til kravene i Nasjonalt tillegg i EC2:1-1. Minimum skjærarmering er gitt som:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0.1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w = 6.7 \frac{mm^2}{mm} \quad (6.3.11)$$

Det vil si at armeringsforholdet som er funnet over er tilstrekkelig. Største tillatte senteravstand for skjærarmering i lengderetning er gitt som:

$$s_{l,max} = 0.6h' = 0.734m \quad (6.3.12)$$

Hvor  $h'$  er avstand mellom strekk- og trykkarmeringens tyngdepunkter. I og med at jeg ikke har noen armeringstegninger for Lessinger har jeg her brukt verdien  $d$  for slakkarmeringen. Ser at senteravstanden som er funnet er godt innenfor kravet.

Så sjekker jeg om maksimumskravet til senteravstand i tverretning er tilfredsstillt:

$$S_{t,max} = \min(h', 600mm) = 600mm \quad (6.3.13)$$

Her blir det maksimumskravet som blir dimensjonerende for senteravstanden.

## 6.4 Oppsummering

I tabell 6.3 er det gitt en oppsummering av påkjente krefter og tilsvarende kapasitet til tverrsnittet. Har ikke lagt inn trykkarmering i tverrsnittet og heller ikke i denne analysen tatt hensyn til alle krefter som kan være aktuelle for Lessinger. Det er derfor sannsynlig at armerings mengdene jeg har kommet frem til her ikke vil være samsvarende med armerings tegninger fra Statens vegvesen. Her kan det i tillegg være tatt hensyn til å gjøre armeringsbindingen lettere ved å la slakkarmeringen i overkant og underkant gå gjennom hele tverrsnittet. Har heller ikke sett på krav til bruksgrensetilstanden og det er da mulig at noen av kravene der kan være dimensjonerende for mengde armering brukt i tverrsnittet.

<b>Sjekker utført</b>	<b>Påkjent kraft</b>	<b>Kapasitet</b>
Feltmoment	37 716.5 kNm	38 213 kNm
Støttemoment	40 299 kNm	41 622.6 kNm
Skjærstrekk m/skjærarmering	8542.8 kN	9418 kN
Skjærtrykk	8906 kN	38 770 kN
<b>Armeringsmengder og avstander</b>		
Lengdearmering i felt(underkant)	60Ø20s80	
Lengdearmering ved støtte (overkant)	100Ø20s120	
Minimum skjærarmering	10 mm <sup>2</sup> /mm	
Maksimum s i lengderetning	60 mm	
Maksimum s i tverretning	600 mm	

Tabell 6.3: Oppsummering av kapasiteter for bruddgrensetilstand

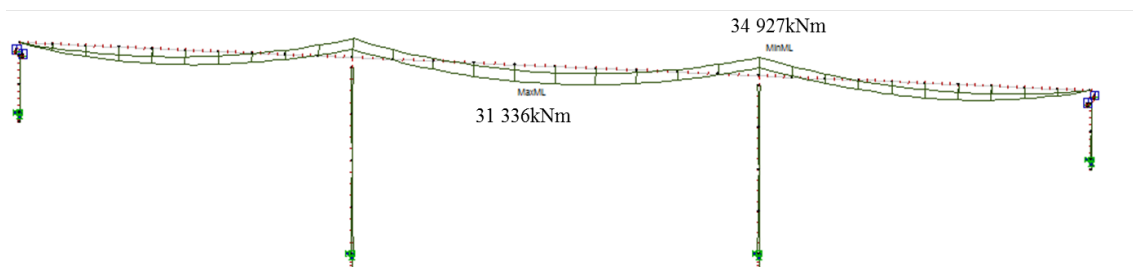
# Kapittel 7

## Bruksgrensetilstand

I dette kapitlet er dimensjonerende krefter i bruksgrensetilstanden hentet fra Nova Frame betraktet, aktuelle lastkombinasjoner gjennomgått i kapittel 3 er også kommentert. Beregninger i henhold til krav for spenningsbegrensning og rissvidder for tverrsnittet etter regler fra EC2:1-1 og Håndbok 185 har også blitt gjort. Her er forenklet kontroll for rissvidder utført. Fullstendige beregninger er gjort i vedlegg F.

### 7.1 Moment i SLS

Figur 7.1 viser momentdiagram for karakteristisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstanden, oversikt over enkeltbidrag til moment i felt og over støtte finnes i tabell 7.1.



Figur 7.1: Moment diagram for bruksgrensetilstanden

Verste opptredende moment blir for karakteristisk last i felt 2 og over støtte C. I felt vil temperaturlast være det dominerende lasttilfellet mens for over støtte vil trafikklast være dominerende lasttilfelle.

SLS	Lastfaktor 6.14b	Feltmoment [kNm]	Lastfaktor 6.14b	Støttemoment [kNm]
Egenlast	1.0	14 365.2	1.0	-28 091.9
Trafikklast	0.7	4942.1	1.0	-6576.6
Tvangsmoment	1.0	3226.4	1.0	3280.4
Kryp	0	0	1	-5.5
Svinn	1.0	25.6	0	0
Temperaturgrad.	1.0	8776.8	0.7	-3533.6
<b>Totalt</b>		<b>31 336</b>		<b>-34 927</b>

Tabell 7.1: Bidrag til moment i bruksgrensetilstand

Vil ikke beskrive nærmere kreftene funnet for resterende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden, men det vil bli gitt en oppsummering til slutt.

## 7.2 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Dimensjonering i bruksgrensetilstanden gjøres etter *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* [5] i tillegg til bruk av Statens vegvesens Håndbok 185 [3]. I bruksgrensetilstanden skal det sjekkes for nedbøyning, spenningsbegrensninger og risskontroll. Jeg har i dette kapitlet sjekket spenninger for slakkarmering i tverrsnittet, krav til minimumsarmering for begrensning av rissvidde samt forenklet metode for rissviddekontroll.

### 7.2.1 Spenningsbegrensninger

Hvis spenningene i tverrsnittet overskrider betongens strekkfasthet vil det oppstå riss, for betong B45 blir det dermed:

$$\sigma_{ct} \leq f_{ctm} = 3.8MPa \quad (7.2.1)$$

I vedlegg F finnes beregninger for spenningene i tverrsnittet i bruksgrensetilstanden, for karakteristisk last og for tilnærmet permanent last i overkant og underkant av tverrsnittet.

#### Karakteristisk last

For karakteristisk last blir maksmomentet på brutverrsnittet over støtte lik  $M_{Ed} = 34927kNm$  og maks aksialkraft inkludert virkning fra spennarmering lik  $N_{Ed} = 19309kN$  for element 129-1.0. Spenning i overkant av tverrsnittet (strekk) blir da:

$$\sigma_{OK} = 10.31MPa > \sigma_{ct}$$

Det vil dermed være et opprisset tverrsnitt for karakteristisk last over støtte C.

Sjekker videre trykkspenningen i underkant av tverrsnittet og får denne til å bli:

$$\sigma_{UK} = 19.96MPa < \sigma_{c,kar}$$

Spenningsnivået i underkant av tverrsnittet overskrider ikke den karakteristiske spenningen på 27MPa og jeg kan anta at langsgående riss ikke vil oppstå for underkant avbrudekket i trykk.

### Tilnærmet permanent last

For tilnærmet permanent last i bruksgrensetilstand blir maksmomentet  $M_{Ed} = 26132kNm$  og aksialkraften  $N_{Ed} = 19309kN$ , beregner spenningene over støtte i akse 3. Får en spenning i overkant i tverrsnittet på:

$$\sigma_{OK} = 7.3MPa > \sigma_{ct}$$

Som gir at tverrsnittet vil risse også her. For trykkspenningene i underkant får jeg en verdi på:

$$\sigma_{UK} = 15.4MPa < \sigma_{c,quasi}$$

noe som tilsier at lineær kryp kan antas.

Spenningsberegningene er beregnet for langtidskryp, med forenkling om rent betongtverrsnitt.

## 7.2.2 Risskontroll

Riss skal være begrenset slik at de ikke vil påvirke funksjonen eller bestandigheten til konstruksjonen eller resultere i et uakseptabelt utseende. Riss er vanlig i armerte betongkonstruksjoner og kan komme som et resultat av moment, skjær, torsjon eller innvendige krefter i betongen. Denne type sprekker kan begrenses med riktig mengde armering. Riss forårsaket av kjemiske reaksjoner i betongen eller utenfra kan ikke bli begrenset med kravene gitt her. Mer utfyllende informasjon om rissdannelser i kapittel 8.

### Minimumsarmering for kontroll av riss

For minimumsarmering for risskontroll er EC2:1-1 (7.3.2) brukt. Hvor strekk er forventet i tverrsnittet skal det være et minimum med armering for å kontrollere rissoppførselen til betongen. Mengden minimumsarmering beregnes ved likevekt av strekkrefter i betongen rett før riss skjer. For T-tverrsnitt som er tilfellet her må nødvendig mengde armering sjekkes for individuelle deler, flens og steg. Minimumsarmering i strekksonen kan uttrykkes på følgende måte:

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (7.2.2)$$

Hvor:

- $A_{ct}$  er betongarealet i strekksonen rett før oppsprekking.
- $\sigma_s$  er den absolutte verdien for maksimal spenning i armeringen rett etter formasjonen av en sprekk, bruker her spenningskrav for rissvidde begrensninger.
- $f_{ct,eff}$  er gjennomsnittsverdien til strekkspenning i betongen når riss forventes, bruker  $f_{ctm}$ .
- $k$  er en koeffisient som tillater effekten av ujevn spenningsfordeling i tverrsnittet med indre likevekt, dette kan føre til reduksjon i fastholdningskreftene.  $k = 1.0$  for steg med  $h < 300mm$  eller flenser med bredde  $< 300mm$   
 $k = 0.65$  for steg  $> 800mm$  eller flenser med bredde  $> 800mm$ , for Lessinger benyttes  $k = 0.65$
- $k_c$  er en koeffisient som tar hensyn til spenningsfordelingen i tverrsnittet rett før opprissing. Denne verdien er forskjellig for steg og flenser.  $k_c = 1$  er for rent strekk.

Fullstendige beregninger for minimumsarmering for risskontroll er gitt i vedlegg F, en oppsummering av beregningene vil bli gjort her.

### Minimumsarmering for felt

I felt vil det bli strekk på undersiden av brutverrsnittet, deler av steget vil da bli arealet som er i strekksonen og flensen vil kun være i trykk for dette tilfellet.  $k_c$  for steget er gitt med følgende formel:

$$k_c = 0.4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h}{h_x} f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2.3)$$

$\sigma_c$  er gjennomsnittspenningen som virker på tverrsnittet som er gitt ved  $\frac{N_{Ed}}{A_c}$ , hvor  $N_{Ed}$  er forspenningskraften.

$$h_x = h \text{ for } h < 1.0m$$

$$h_x = 1.0m \text{ for } h \geq 1.0m, \text{ bruker dermed } h_x = 1.0m$$

Finner området til steget som er i strekk og får:

$$A_{ct} = 3.5m^2$$

Finner da minimums armeringsmengde til å bli:

$$A_{s,min} = 11350mm^2$$



Armerings mengden beregnet i seksjon 6.3.1 ble  $17760\text{mm}^2$ , dette er mer en minimumsarmeringen beregnet her og vil dermed være dimensjonerende slakkarmering for felt.

### Minimumsarmering ved støtte

Ved støtten vil det være flensen og deler av steget som havner i strekksonen,  $k_c$  for flensen er gitt som:

$$k_c = 0.9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0.5 \quad (7.2.4)$$

Her må jeg finne absoluttverdien til strekkraften  $F_{cr}$  i flensen rett før riss som skyldes rissmomentet  $M_{cr}$  beregnet med  $f_{ct,eff}$ . Finner så spenningen som er i underkant av flensen:

$$\sigma_{UK} = -\frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{cr}}{I} y = 1.2\text{MPa}$$

Etter at jeg har funnet en middelvei  $\sigma_m$  for spenningen i flensen, gis absuttverdien til strekkkraften slik:

$$F_{cr} = \sigma_m A_{ct} = 3829\text{kN}$$

Finner så  $k_c$  og får en minimumsarmering på:

$$A_{s,min} = 9738\text{mm}^2$$

Dette er minimumsarmeringen som krevet i flensen.

Minimumsarmeringen som krevet i steget, over støtte er:

$$A_{s,min} = 2409\text{mm}^2$$

dette er for steget i strekksonen. Totalt blir dette en minimumsarmering på:

$$A_{s,min,tot} = 12150\text{mm}^2$$

Som vist her så kan man se at minimumsarmeringen for steget er vesentlig mindre enn for flensen. Dette er på grunn av at flensen vil ta opp størsteparten av momentet. Beregningsmessig behov for slakkarmering funnet i seksjon 6.3.2 er gitt til å være  $29340\text{mm}^2$  som er over beregnet minimumsarmering funnet her, dette vil derfor være dimensjonerende.

### Rissviddebegrensning ved forenklet metode

Rissviddebegrensning relateres til eksponeringsklasser, dvs hvilken miljøpåvirkning konstruksjonen er utsatt for. Overbygningen er definert til å ligge i eksponeringsklasse: XD3- syklisk våt og tørr, utsatt for klorider og XF4 høy vann saturasjon med avisingssalt. Fra EC2:1-1 får man tillatte rissvidder  $w_{max}$  funnet her i tabell 3.5 i kapittel 3. For overbygningen blir  $w_{max} = 0.3k_c$  for slakkarmeringen i gitt

eksponeringsklasse og for bruksgrensetilstanden med ofte forekommende last. For spennarmeringen er det ikke tillatt med rissvidde for gitt eksponeringsklasse. Vil ikke sjekke rissvidder for søylene til Lessinger i dette tilfellet, men sjekker overbygning. Finner  $k_c$  for slakkarmeringen i overbygning:

$$k_c = \frac{76mm}{50mm} = 1.52 \leq 1.3$$

som gir  $w_{max} = 0.39mm$ .

Tillatte armeringsspenninger for største stangdiameter er gitt i tabell 7.2.

Armeringsspenning [MPa]	Største stangdiameter [mm]		
	$w_k = 0.4mm$	$w_k = 0.3mm$	$w_k = 0.2mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	9	5
<b>Bruker</b>	$\sigma_{s,tillatt} = 240MPa$		

Tabell 7.2: Armeringsspenning for rissviddebegrensning [5]

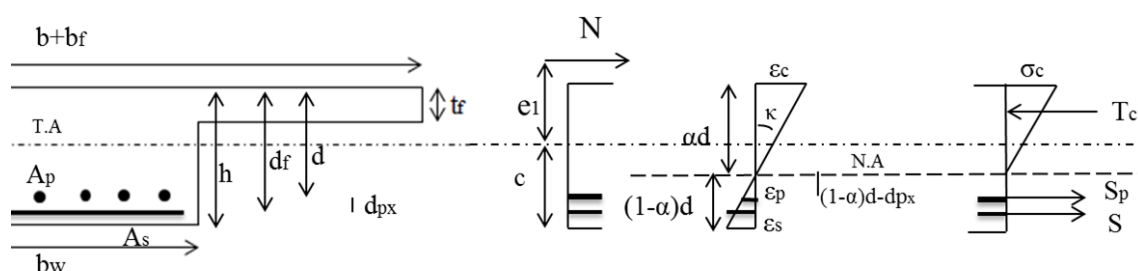
I vedlegg F er beregninger for rissvidde basert på armeringsspenninger gjort. Vil gi en oppsummering av beregningene her.

Antar i beregningsmodellen fra Sørensen [7] at:

- Betong i trykk og stål er lineært elastiske materialer som følger Hooks lov
- Betong antas ikke å ha strekkfasthet, dvs penningsløs betong i strekksone for fullstendig opprissing
- Navier/Bernoullis hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane og normale til akse under bøyning gjelder

For rissviddekontroll så må bøyestivheten for opprisset tverrsnitt beregnes, Stadium II<sup>1</sup>. For Lessinger er tverrsnittet påkjent av både aksialkraft og moment, begynner så med å finne  $\alpha$  for et T-tverrsnitt. Setter da opp likevekts ligning for aksialkraft over tverrsnittet og så likevekt for moment om tyngdepunkt til slakkarmering. Har ikke lagt inn trykkarmering i snittet da dette ikke er krav for spennarmerte tverrsnitt [3]. Bidragene til kreftene blir fra steg og flenser i trykk, slakkarmering og spennarmering i strekk [5]. I figur 7.2 vises avstander og påkjente krefter i tverrsnittet. Bruker for beregningene her  $E_c = 36000MPa$  i stedet for en beregnet  $E_{middel}$  dette er på grunn av de mange variablene jeg må forholde meg til ved beregning av  $\alpha$ . Vil derfor ikke ta hensyn til flere lastsituasjoner med forskjellige E-moduler.

<sup>1</sup>Opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper [7]



Figur 7.2: Bøvestivhet

Aksiallikevekt og Hooks lov for betong i trykk og armeringsstål gir [7]:

$$N = \frac{1}{2}E_c\varepsilon_c\alpha db_w + \frac{1}{2}E_c(\varepsilon_f + \varepsilon_c)t_fb_f - E_s\varepsilon_sA_s - E_p\varepsilon_pA_p \quad (7.2.5)$$

Navier/Bernoullis hypotese gir:  $\varepsilon_c = \kappa\alpha d$

$$\varepsilon_s = \kappa(1 - \alpha)d$$

$$\varepsilon_p = \kappa(1 - \alpha)d - d_x$$

$$\varepsilon_f = \kappa(\alpha d - t)$$

Dette settes inn i ligning for aksiallikevekt og blir:

$$N = \frac{1}{2}E_c\varepsilon_c\alpha db_w + \frac{1}{2}E_c t_f b_f \varepsilon_c \left(2 - \frac{t_f}{\alpha d}\right) - E_s A_s \varepsilon_c \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} - E_p A_p \varepsilon_c \frac{(d - d\alpha - d_{px})}{\alpha d}$$

Setter så opp momentlikevekt om slakkarmeringens tyngdepunkt:

$$M + Nc = N(e + c) \longrightarrow e = \frac{M}{N} \quad (7.2.6)$$

Likevekt om strekkarmeringestyngepunkt:

$$N(e + c) = \frac{1}{2}E_c\varepsilon_c\alpha db_w \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)d + \frac{1}{2}E_c(\varepsilon_f + \varepsilon_c)t_fb_f \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)d - E_p A_p \varepsilon_p d_{px} \quad (7.2.7)$$

Setter så momentlikevekt lik aksiallikevekt og løser med hensyn på  $\alpha$ , får da en tredjegradsligning som er løst ved itterering i Excel se vedlegg F. Finner for feltet en  $\alpha = 0.283$  og at

$$\sigma_s = 207,7 \text{ MPa} < \sigma_{s,\text{tillatt}}$$

Rissvidde kravet for felt er derfor tilfredsstillt for slakkarmeringen i felt under tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Sjekker så rissvidde krav over støtte C, hvor det er størst påkjent moment for ofte forekommende laster. Bruker samme metode som gjennomgått over, men ser nå bort i fra bidrag fra flenser. Fullstendige beregninger er vist i vedlegg F. Rissvidde kravet for over støtte er også tilfredsstillt:

$$\sigma_s = 187 \text{ MPa} < \sigma_{s,\text{tillatt}}$$

### 7.3 Oppsummering av kapasitetssjekker

For sjekkene som er fullført i bruksgrensetilstanden ble ingen av armerings mengdene beregnet her dimensjonerende. Derfor vil oppsummeringen av armering og kapasitet gjort i kapittel 6 være gjeldende. Gir derfor kun en oversikt over momenter i felt 2 og over støtte for de ulike bidragene.

<b>SLS</b>	<b>Feltmoment [kNm]</b>	<b>Støttemoment [kNm]</b>
Karakteristisk last	34 927	31 336
Ofte forekommende last	29 872	24 477
Tilnærmet permanent last	26 132	19 029
<b>Rissviddekrav</b>	<b>Krav[MPa]</b>	<b>Kapasitet [MPa]</b>
Felt	240	207
Støtte	240	187

Tabell 7.3: Oppsummering bruksgrensetilstand

# Kapittel 8

## Bestandighet

Betong er et materiale som har blitt brukt i flere hundre år og som også er mye brukt i dagens konstruksjoner. Betong er et allsidig materiale som er lett og bruke og er derfor et utbredt materiale brukt innen brobygging. Hovedfokuset for brukonstruksjoner har lenge vært mekaniske egenskaper og krav til kapasitet, tema som bestandighet, konstruksjonskvalitet og utførelsesarbeid har i lang tid blitt forsømt. Dette har det blitt en endring i den senere tid, de siste tiårene er det blitt gjennomført en rekke studier med betongskader og bestandighet av armerte betongkonstruksjoner som tema. Vi vet derfor mer i dag om påvirkninger som fører til nedsatt bestandighet, samt konsekvensene av dette [24].

Jeg vil i dette kapitlet se på aktuelle skader som kan oppstå på Lessinger og hva disse skadene skyldes, samt regler og retningslinjer beskrevet av Eurokode og SVVs håndbøker. Jeg vil også se på et hypotetisk scenario med korrodert armering for Lessinger og hvordan dette påvirker kapasiteten. Som nevnt tidligere skal Lessinger knytte sammen veiforbindelsen som går over Stongarvågen i Bømlo kommune, i dette miljøet vil brukonstruksjonen bli utsatt for ytre faktorer som frost/tining, veisalt, sjøsprøyt, fukt og mekaniske laster. Statens vegvesen har i tillegg en målsetting for 100 års levetid for bruer, bestandighet og mulige skadevirkninger på brukonstruksjonen er derfor et svært aktuelt tema i denne forbindelse.

### 8.1 Bakgrunns teori

Betong kan deles inn i tre faser; fersk fase, herde fase og herdet betong. I herdefasen skjer noen av de viktigste reaksjonene<sup>1</sup> mellom vann og sement som har stor innvirkning på sluttresultatet. Det er derfor viktig med god kunnskap om interne og eksterne faktorer som virker inn på denne endelige resultat og veien dit. Riss er en av de uønskede effektene som kan oppstå ved feil behandling av betongen, riss kan dannes i alle faser til betongen og noen av disse er harmløse mens andre er av mer seriøs art.

---

<sup>1</sup>Hydratisering: Reaksjonen når sementen binder en del av vannet, mer utfyllende om dette i [9].

Betong er i hovedsak satt sammen av knust stein, sand, vann og sement. 70% av volumet til betongen er tilslag og 30% sement og vann. Sement som er blandet med vann kalles ofte for sementpasta og forholdet måles med  $v/c$  tallet. I tillegg til tilslag, sement og vann blir det ofte brukt små doser tilsetningsstoffer for å tilføre betongen fordelaktige egenskaper. Disse tilsetningsstoffene utgjør ofte ikke mer enn 5% av vekten til sementen brukt i betongen. I tillegg til tilsetningsstoff brukes også ofte tilsetningsmateriale i stedet for deler av sementen eller som et supplement, dette er ofte silikastøv eller flyveaske som går under fellesbetegnelsen pozzolaner. Pozzolanene tillegges gjerne en aktivitetsfaktor  $k$  som sier noen om i hvilken grad dette stoffer reagerer i forhold til sement. Forholdet mellom sement, vann og pozzolaner kan uttrykkes på følgende måte [9]:

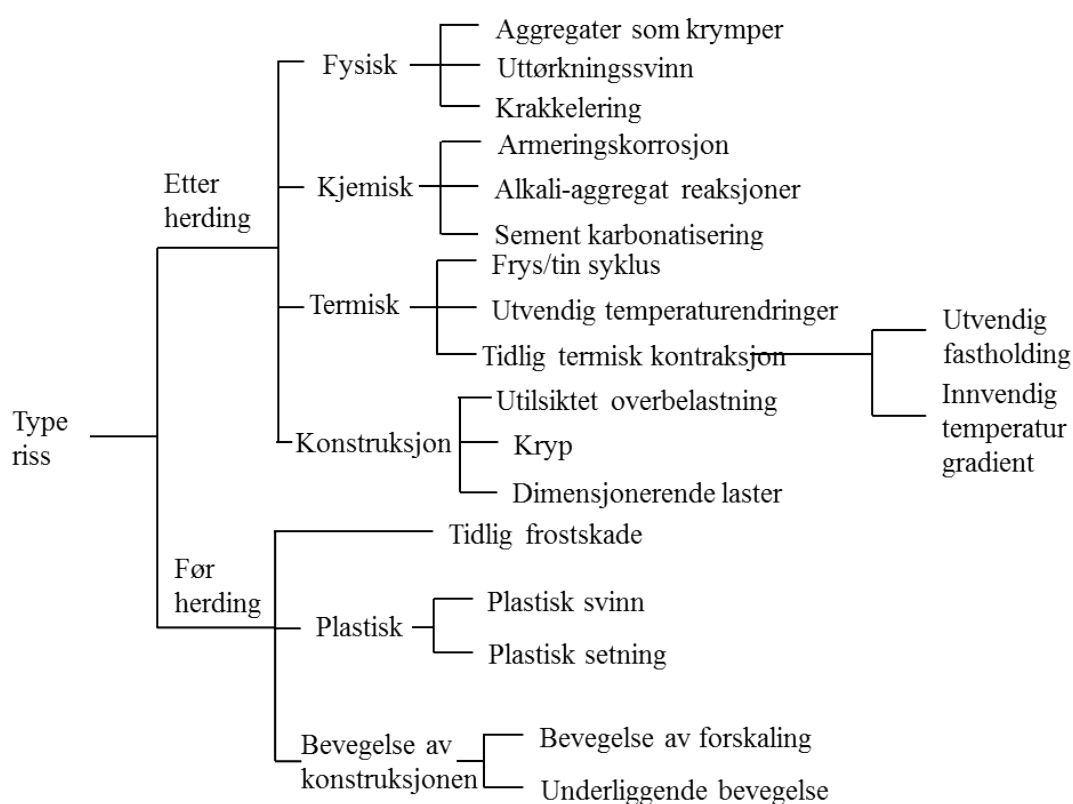
$$\left(\frac{v}{c}\right)_{ekv} = \frac{v}{c + \Sigma kp} \quad (8.1.1)$$

Dette sier noe om hvor mye sement som kan erstattes med en pozzolan for å få de samme egenskapene til en betong hvor det kun er tilsatt sement. Ut i fra disse få sammensetningsstoffene kan man lage en rekke typer betong; lettbetong, høyfastbetong, sprøytebetong, selvkomprimerendebetong osv. For å få en betong med ønskede egenskaper er det viktig at blandingsforholdene er riktige, graderingskurven til tilslaget er tilfredsstillende, riktig tilsetningsstoff brukes, at støpe teknikken som brukes er god nok og at forholdene under herding er optimale.

En av de viktigste egenskapene til betongen med tanke på bestandighet er permeabilitetsgraden, denne graden påvirkes av fordeling, antall og størrelse av porene i betongen. Porene i betongen blir delt inn i forskjellige klasser etter hvilken størrelse de har. Makroporer er generelt mellom 1-10mm og er synlig med det blotte øye, disse blir pisket inn i betongen under blandingsprosessen og noen slipper ut under herding. Disse porene er større enn basis poresystemet og tas ikke med i beregning av porøsiteten til betongen. Gel porer (2nm) er direkte relatert til mengden med reagert sement i hydrasjonsprosessen og kapillæreporer (4-1000nm) er relatert til  $v/c$  tallet. Kapillærporene er svake punkter som reduserer bestandighet, spesielt hvis  $v/c$  er høyt nok til å produsere kontinuerlige kapillærporer. Gel og kapillærporer kan suge vann direkte på grunn av små størrelser, dette er en av grunnene til at lav porøsitet er ønsket i betong som skal ha høy bestandighet. I herdeprosessen vil temperatur, kompaktering og flyteevnen igjen påvirke sluttproduktet. En god betongblanding kan resultere i dårlig betong ved bruk av utilfredsstillende støpe og herdeprosesser. De interne konsekvensene av hydrasjonsprosessen er store volumendringer og da også endring i porøsitet, på grunn av disse volumendringene er sjansen for rissdannelse stor uten riktig behandling.

## 8.2 Mekanismene bak opprissing i betong

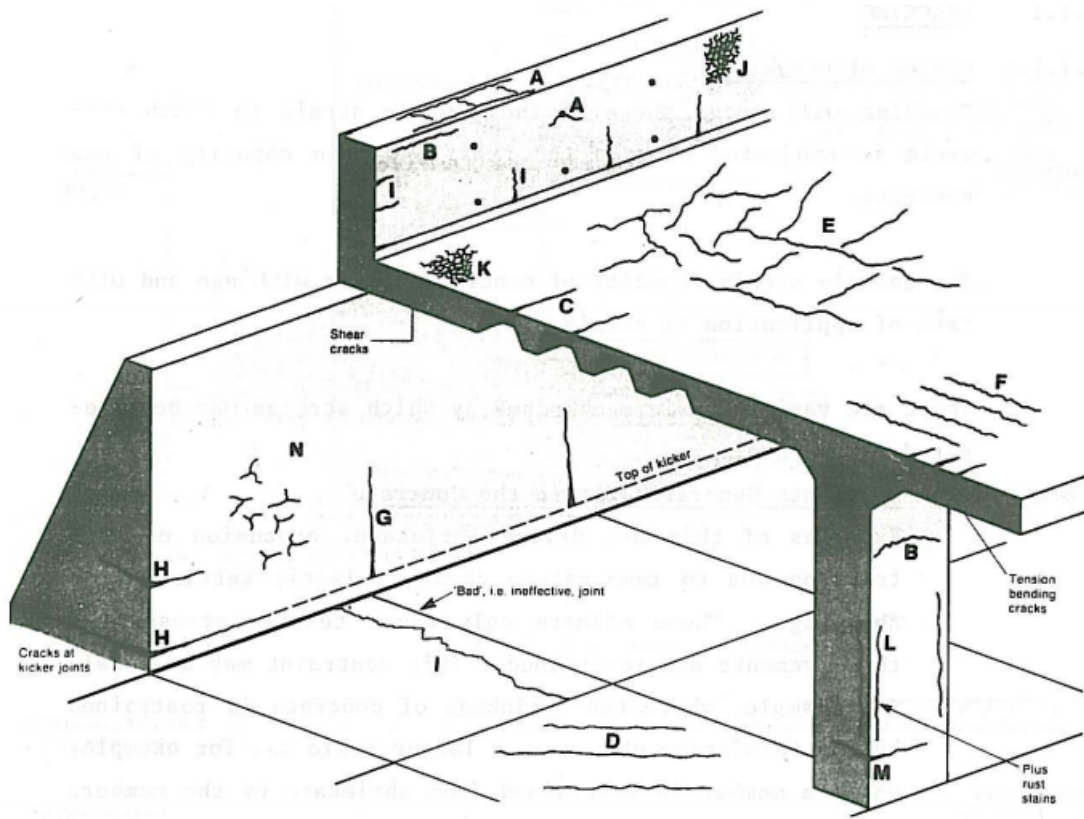
Riss i betongen vil oppstå når strekkraftkapasiteten til betongen overskrides, denne kapasiteten varierer med tid og av pålastningsraten. Strekkraftkapasiteten til betong er betydelig mindre enn trykkfastheten, dette er grunnen til at armering brukes i utbredt grad. Riss kan oppstå både på grunn av ytre krefter som virker på konstruksjonen og på grunn av indre krefter forårsaket av betongens egen herdemekanisme, disse bevegelsene skaper kun spenninger hvis bevegelsen er fastholdt i konstruksjonen [25]. Mekanismer som skaper belastning på betongen som fører til riss er beskrevet i figur 8.1.



Figur 8.1: Forskjellige typer riss [25]

### 8.2.1 Riss grunnet indre krefter

I figur 8.1 er alle rissårsaker listet opp, både riss som forårsakes av indre krefter og ytre krefter. På figur 8.2 hentet fra CEBs Bulletin d'information N182 [25] er riss som skapes av indre mekanismer avmerket på en vilkårlig betongkonstruksjon. Beskrivelse og tiltak mot disse er gitt i tabell 8.1 hentet fra samme referanse.



Figur 8.2: Eksempel på riss i hypotetisk betongkonstruksjon [25]



Type riss	Figur symbol	Plassering	Vanligste forekomst	Primær årsak	Sekundær årsak	Tiltak
Plastisk setning	A	Over armering	Dype tverrsnitt	Overflødig bleeding	Raske tidlige tørkeforhold	Reduser bleeding, mulig bruk av luft innførende tilsetningsstoff
	B	Bue	Topp av søyler			
	C	Endring i dybde	Gjennom vaffel dekker			
Plastisk svinn	D	Diagonal	Veier og dekker	Rask tidlig uttørking	Lav bleeding rate	Forbedre tidlig herding
	E	Tilfeldig	Armerte betongdekker			
	F	Over armering	Armerte betongdekker	Pluss stål nær overflate		
Tidlig termisk sammen-trekking	G	Utvendig fastholdning	Tykke vegger	Overflødig varme utvikling	Rask avkjøling	Reduser varme og/eller isoler
	H	Innvendig fastholdning	Tykke dekker	Overflødig temperatur gradienter		
Langtids uttørknings svinn	I		Tynne dekker	Ueffektive ledd	Overflødig svinn, ueffektiv herding	Reduser vann innhold og forbedre herding
Krakkelering	J	Mot formverk	Lys betong	Tett formverk	Rik miks	Forbedre herding
	K	Flytende betong	Dekker	Over polering	Dårlig herding	
Korrosjon av armering	L	Naturlig	Søyler og bjelker	Manglende tildekking	Dårlig kvalitet på betongen	Eliminer listede årsaker
	M	Kalsium klorid	Prefabrikkert betong	Overfløding kalsium klorid		
Alkali aggregat reaksjon	N		Fuktige områder	Reaktivt aggregat	Alkali sement	Eliminer årsaker

Tabell 8.1: Rissklassifisering til figur 8.2 [25]

I tabellen over beskrives en rekke risstyper og hvilke tiltak som må gjøres for å forhindre at disse oppstår. Spesielt utsatt for riss er ung betong og det er en kritisk fase hvor betongen går fra å være fersk til herdefase. Her er det viktig å sikre god støpning, tildekking og detaljering av forskalingen og armerings plassering for god kompaktering av betongen. Vil videre vise med bilder, beskrivelse og teori utbredelsen av en rekke type riss som skyldes innvendige krefter i betongen.

## Plastisk setning

Plastisk setning skjer ved at de solide partiklene i betongen synker, dette gir en total setning av betongen i fersk/plastisk fase. Setningen vil variere for forskjellige typer og sammensetninger av betongen og tilslagsstørrelse, graderingskurve, v/c tall er viktige påvirkningsfaktorer. En bieffekt av plastisk setning er bleeding<sup>2</sup> som er en lett gjenkjennelig faktor, denne effekten er til en viss grad ønsket noe jeg kommer tilbake til. Ved endringer i tverrsnitts dybde eller tett armering kan man få en differensialsetning i betongtverrsnittet, her vil setningen forhindres lokalt og kan derfor forårsake langsgående riss på overflaten til betongen. Differensialsetning er spesielt aktuelt for T-tverrsnitt og dype tverrsnitt generelt. Typisk for plastiske setningsriss er vide sprekker gjerne i størrelsesorden 1-3mm parallelt med armeringen eller tverrsnitts endringer, sprekken kan strekke seg helt ned til armeringen eller enda dypere. Sprekker av denne typen vil være svært ugunstig for konstruksjonsdelene med tanke på faren for korrosjon i armeringen og at sprekken kan vokse for til slutt å strekke seg gjennom hele tverrsnittet. Tiltak som kan gjøres for å redusere sjansen for at slike riss skal oppstå vil være tidlig tildekking av betongen etter støpning, støpe pauser hvor det er endring i tverrsnittet, større overdekning av armering og en jevn graderingskurve for tilslaget [25]. Figur 8.3 viser typisk mønster for plastisk setning på et betongdekket.



Figur 8.3: Typisk plastisk setningsriss [26]

## Plastisk svinn

Plastisk svinn skjer i fersk betong, svinnet skyldes fordamping av vannet på overflaten til betongen. Hvis denne fordampningsraten er høyere enn bleedingraten vil betongen tørke ut. Dette vil da danne en menisk som tar form på overflaten til betongen, som igjen vil skape undertrykk i porevannet og det oppstår kontraksjonskrefter mellom partiklene i betongen. Avstanden mellom partiklene vil dermed reduseres og

<sup>2</sup>Solide partikler synker og vann blir presset til overflaten slik at betongen "blør".

betongen vil krympe. Plastisk svinn forekommer ofte på horisontale store dekker, som for eksempel brudekker. Sprekkene som dannes her er ofte av seriøs art og har varierende bredde og dybde, med et tilfeldig mønster på dekket. Typiske rissvidder for plastisk svinn er i størrelsesorden 2-3mm på overflaten. Det vil være en høyere frekvens for slike sprekker i høyfast betong på grunn av lavt v/c tall. For å forhindre slike sprekker er det viktig å dekke til betongen tilstrekkelig slik at den ikke tørker ut, eller å tilse at bleedingraten ikke er for lav [9]. Figur 8.4 viser det som kalles "map cracking" på et betongdekket noe som er typisk for riss grunnet plastisk svinn.



Figur 8.4: Typisk plastisk svinn riss [26]

### Tidlig termisk kontraksjon

Under herdeprosessen i betongen skjer det en eksoterm reaksjon mellom sement og vann, temperaturen inne i betongen vil dermed stige. En temperaturgradient i betongen oppstår slik at betongen har høy kjernetemperatur og lavere temperatur på overflaten. Dette vil da føre til en termisk utvidelse av betongen på innsiden og kontraksjon på utsiden, som igjen fører til at det blir strekkspenninger på overflaten og trykkspenninger inne i profilet. Hvis strekkspenningene på overflaten blir høyere enn betongens strekkapasitet vil betongen sprekke opp. For massive tverrsnitt og lave utetemperaturer vil dette effekten forsterkes. Disse sprekkenes lukker seg gjerne når temperaturforskjellene er borte, men sprekkenes vil fortsatt være der. Disse vil gjerne komme til syne når det har regnet og betongen tørker igjen. Rissene som skyldes innvendig temperatur gradient og er vanligvis harmløse, men kan virke som svake punkter når konstruksjonen senere blir utsatt for forskjellige naturkrefter eller laster, de er mer ugunstige av estetiske hensyn. Opprissing har en høyere sannsynlighet ved temperaturforskjell på innside og utside på over  $20^{\circ}\text{C}$  [25].

Riss som skyldes ytre fastholding ved temperaturendring er av mer seriøs karakter og kan gi alvorlige spenningsforskjeller i betongen. Situasjoner hvor det er en ytre fastholdning av betongen kan være når man støper ny betong på et gammelt funda-

ment. Den nylig støpte konstruksjonsdelen vil da ekspandere fritt under oppvarming på grunn av at den enda ikke har oppnådd noen betydelig stivhet. I avkjølingsfasen når konstruksjonsdelen har oppnådd en større grad av stivhet og heften mellom ny og gammel betong er nesten full utviklet vil det være en temperaturforskjell i området fra  $20 - 40^{\circ}\text{C}$ . Den gamle betongen vil så holde fast den nye betongen slik at det oppstår strekkrefter i den nye konstruksjonsdelen. Sprekkene ligger normalt på forbindelsen mellom vegg og fundament. Ugunstig temperaturforskjellen vil også her ligge på  $20^{\circ}\text{C}$ . Sprekker som skyldes temperaturforskjeller med ytre fastholdning vil ikke lukke seg over tid og er mest ugunstige når de to konstruksjonsdeler er avkjølt til samme temperatur. Sprekkene kan være et alvorlig problem for funksjonalitet og bestandigheten til konstruksjonen. Løsninger for å forhindre en slik situasjon kan være [9]:

- Redusere mengden sement slik at varmeutviklingen reduseres
- Bestille kald betong fra fabrikken
- Erstatte noe av vannet med is eller flytende nitrogen
- Fjerne forskaling på det mest gunstige tidspunktet med tanke på varmeutvikling
- Støpen kan kjøles ned med kabler med kaldt vann
- Den eksisterende konstruksjonen kan varmes opp med varmekabler

SVV setter en maks lovlig temperaturdifferanse på 15 grader mellom to slike seksjoner for støping [27].



Figur 8.5: Eksempel på riss grunnet ekstern fastholdning ved temperaturforskjell i betong [9]

Figur 8.5 viser tunnelen i nye Bjørvika hvor det har oppstått problemer som beskrevet ovenfor. Ser her at det er riss gjennom hele betongveggen.

## Uttørkningssvinn

Uttørkningssvinn skyldes at betongoverflaten blir utsatt for tørr luft slik at betongen tørker ut og utvikler uttørkningssvinn. Drivkraften bak dette er oppbygging av kapillærspenninger og negativt poretrykk, som er den samme situasjonen som for plastisk svinn, men det er her snakk om svinn i et stivt materiale. Uttørkningssvinn begynner på overflaten for så og spre seg innover i tverrsnittet over tid, dette skaper strekkspenninger på overflaten som forårsaker riss dannelse. Tynne tverrsnitt er spesielt utsatt her og vil ha en tendens til å bøye seg oppover i kantene, det er derfor viktig med god detaljering slik at forbindelsene er prosjektert for dette. For å redusere sjansen for at slike problem oppstår kan man bruke mindre vann i betongblandingen, jevn graderingskurve av tilslaget og bruk av grovt tilslag. Luftfuktigheten er selve drivkraften bak dette fenomenet og den er det ikke så mye og gjøre med, det vil derfor alltid oppstå noe uttørkningssvinn [9], beregning av dette behandles også i EC2:1-1 og er beregnet for Lessinger i vedlegg C.



Figur 8.6: Eksempel på riss grunnet uttørkningssvinn [28]

## Krakelering

Krakelering av betongoverflaten oppstår gjerne for polerte overflater, dannes på tidlig stadium og ligner ofte på riss dannet på grunn av plastisk svinn, men er altså ikke det samme se figur 8.7 for rissmønster. Krakelering skyldes eksponering av overflatens bleedingkanaler som kommer til synes når betongdekket har blitt utsatt for slitasje og det fineste overflatelaget er slitt bort. Det vil ikke påvirke konstruksjonens egenskaper og sprekkene er sjeldent mer enn 3 mm dype og synes best når betongen har blitt våt for så å tørke igjen. Krakelering er ofte mer synlig for betonger med høyt v/c tall. Vanlige grunner til at dette oppstår er dårlig herding, høy fordampning, dirkede sol under herding, tørr vind og for våt miks. Løsning for å forhindre problemet kan være å dekke til betongen under herding og bruk av

moderat slump<sup>3</sup> (75-125mm) [29].



Figur 8.7: Eksempel på riss fra krakkelering [29]

### Korrosjon av armering

I betongkonstruksjoner brukes vanligvis slakkarmering i stål for å øke strekkraftkapasiteten til konstruksjonen. Noen av fordelene ved bruk av akkurat dette materialet er de tilnærmet like varmeutvidelseskoeffisientene, lav kostnad, lett tilgjengelig materialet. På grunn av høyt alkalisk innhold i porevannet vil pH-verdien ligge på rundt 12 og dette gjør at stålet danner en passivfilm på utsiden. Denne passivfilmen er egentlig et tynt, men tett lag med rust som beskytter stålet fra å korrodere videre. Hvis pH-verdien til betongen synker til en verdi rundt 9 eller lavere kan passivfilmen bli ustabil og armeringen kan dermed bli utsatt for korrosjon [25].

Det finnes to reaksjoner som er korrosjonsinitierende i betongen [30]:

- Karbonatisering
- For høyt kloridinnhold i betongen

Karbonatisering skjer som en reaksjon mellom betongoverflaten og karbondioksidene tilgjengelig i luften. Karbondioksidene diffunderer sakte gjennom betongens overflate hvor den reagerer med vann og kalsiumhydroksid for så å danne kalsiumkarbonat. Volumet til kalsiumkarbonatet som dannes i poresystemet er større enn inngangsvolumet til delmaterialene og kan føre til små riss i overflaten til betongen gjerne kalt karbonatiseringssvinn som har en størrelsesorden på likhet med uttørkingsvinn. Selve karbonatiseringsprosessen går ut på at kalsiumhydroksid omdannes til

---

<sup>3</sup>Test som utføres for å sjekke betongens konsistens og bearbeidelighet, mål gis som endring i mm fra høyde på slumpkjele til høyde på betongprøve [9]

kalsiumkarbonat, dette gjør at pH-verdien i porevannet gradvis synker og de passiverer overflaten til armeringsjernet. Karbonatisering gir en jevn korrosjon overflate og avskalling på betongen. For å beskytte en konstruksjon mot karbonatisering er det ønskelig å forlenge initieringsprosessen, dette kan gjøres ved å øke overdekningen, høyere tetthet i betongen, god utforming med avrenning av vann og god utstøping med unngåelse av støpe sår og ujevnheter i overflaten. Karbonatisering foregår i en relativluftfuktighet fra 40% til 90%, men er raskest mellom 50-60%. Hvis det ikke er tilgang på vann eller karbondioksid i betongen skjer det ingen reaksjon, dette begrunner også at konstruksjoners undersider er mer utsatt enn oversider [30].

Korrosjon induisert av klorider er i dag sett på som det største bestandighetsproblemet for betongkonstruksjoner og kloridionene kan stamme fra sjøsprøyt, direkte kontakt med sjøvann, veisalt eller fra delmaterialer som inneholder klorider. Inntrenging av kloridioner kan skje i riss som allerede er dannet i konstruksjonen, ved diffusjon eller ved kapillærtransport [30]. Ved inntrenging av kloridioner vil det skje en reaksjon som bryter ned passivfilmen til stålet (blir ikke beskrevet nærmere her) og som fører til korrodering, gjerne i form av pitting<sup>4</sup>. Rust produktet som dannes her er mer voluminøst enn starproduktet noe som fører til innvendige krefter i betongen og videre til oppsprekking og avskalling på betongoverflaten. På grunn av lokal korrosjon av armeringen kan man få en drastisk reduksjon av armerings tverrsnittet også uten avskalling på utsiden. Reduksjonen i armerings tverrsnittet gir lavere kapasitet til betongen og kan i verste fall føre til sprøbrudd [31]. For å redusere sjansen for armeringskorrosjon initiert av klorider er det viktig å øke initieringsprosessen på samme måte som for karbonatisering, ved økt overdekning, lav porøsitet, ingen kloridholdige delmaterialer, god utforming og god utstøping. Kloridinitiert korrosjon har en høyere hastighet enn karbonatiseringsprosessen, reaksjonen med klorider er også mer sammensatt og det vil være flere faktorer som spiller inn ved en slik reaksjon. Når korrosjonen først har startet avhenger hastigheten til progresjonen sterkt av tilgangen på oksygen og spesifikk elektrisk motstand som begge avhenger av tilgangen på fuktighet. Derfor er det viktig å kontrollere betongens sammensetning, oksygeninnhold, fuktinnhold og betongens basestyrke [30].

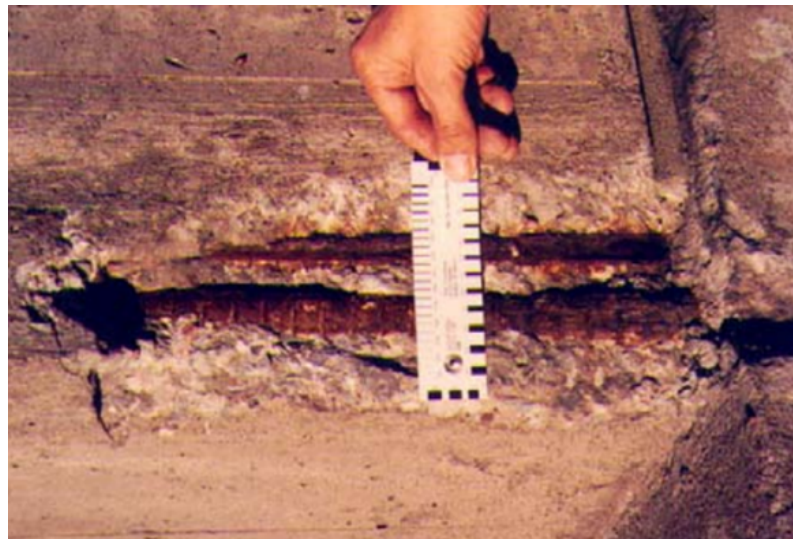
Sjansen for at armeringen korroderer vil være høyere hvis betongen konstant blir utsatt for væting og så tørking, eller at det er riss som vil gjøre at klorider raskere når ned til armeringen. Hvis rissene i betongen er under 0.4mm kalles det for selvhelende riss i og med at disse vil bli fylt med støv, skitt og rust som vil forhindre at korrosjonen fortsetter. Riss som er innenfor denne rissvidden har da også lite å si for hastigheten til korrosjonen, det som vil påvirke i større grad er dybden og porøsiteten til overdekningen. [25].

Figur 8.8 er et bildet hentet fra et feltstudie hvor skadeårsaker på broer er undersøkt og viser et typisk eksempel på korrosjon av armering med følgende avskalling [32].

---

<sup>4</sup>Ekstremt lokal type for korrosjon som fører til små hull i metallet ved en anode/katode reaksjon





Figur 8.8: Eksempel på korrosjon av armering [32]

### Alkalireaksjoner

Alkalireaksjoner kan deles opp i to grupper, alkali-silika reaksjoner (ASR) og alkali-karbonat reaksjoner (AKR), i begge disse reaksjonene er det alkali fra sementen som reagerer med aggregatet som er tilsatt. AKR er observert for visse typer dolomitt og oppløsning av denne er vanligvis assosiert med ekspansjon og dermed også oppsprekking. Aggregat av denne typen er lite brukt og derfor er denne reaksjonstypen også mindre vanlig.

Alkali-silika reaksjoner tar form når aggregat som inneholder silika blir angrepet av den alkaliske løsningen i porene og danner en alkalisk-silika gel. Denne "gelen" vil utvide seg når den får kontakt med vann fra sementpastaen eller fra omgivelsene. Ekspansjonen er stor nok til at det skaper spenninger i betongen som fører til sprekker, reaksjonen starter som små overflatesprekker (map cracking) og kan også avgi glassaktige perler på overflate til betongen. Ekspansjonen skjer i retning med minst motstand noe som gir overflateparallele sprekker som går innover og /eller sprekker som er parallelle med trykket i konstruksjonsdelen. [25]

Slike ASR forekommer ofte på områder hvor det er god tilgang på fuktighet, som for eksempel rennende vann over konstruksjonsdelen ved dårlig detaljert avrenningsmuligheter. Reaksjonen skjer over lang tid, norsk tilslag er langsomt reagerende og første tegn til en slik reaksjon forekommer først etter 15-20 år. Ekspansjonshastigheten til gelen er svært avhengig av betongsammensetning og fukteksponering. Vet per i dag lite om effektive tiltak som kan utføres etter at skaden har skjedd, men man vet mer om tiltak som kan gjøres ved nybygging. Skader som kommer som følge av ASR er armeringskorrosjon, frostskafer, tvangskrefter som følge av ekspansjon, reduksjon i heft mellom armering og betong, strekk i armering uten ytre last og endring av materialeegenskaper [33]. Hvis forebyggende tiltak skal utprøves bør disse forbygge/reducere ekspansjonshastigheten eller effekten av ekspansjonen. Ved



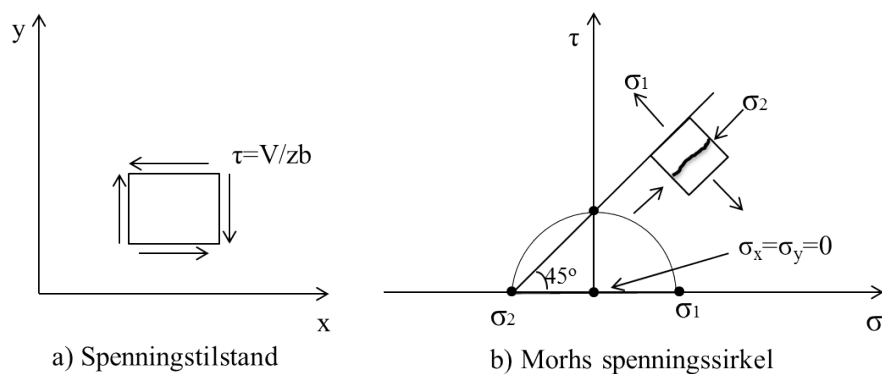
nybygging kan man for å forhindre ASR bruke sement med tilsetningsstoffer som flyveaske, silikastøv eller slagg i riktige proporsjoner og være varsom med konstruksjonsutforming, armering føring og utnyttelse av konstruksjonen. Vis vann vekk er stikkordet her [33]. Figur 8.9 viser typisk rissformasjon på en betongkant på grunn av alkalireaksjoner.



Figur 8.9: Eksempel på riss grunnet alkalireaksjoner i betong [33]

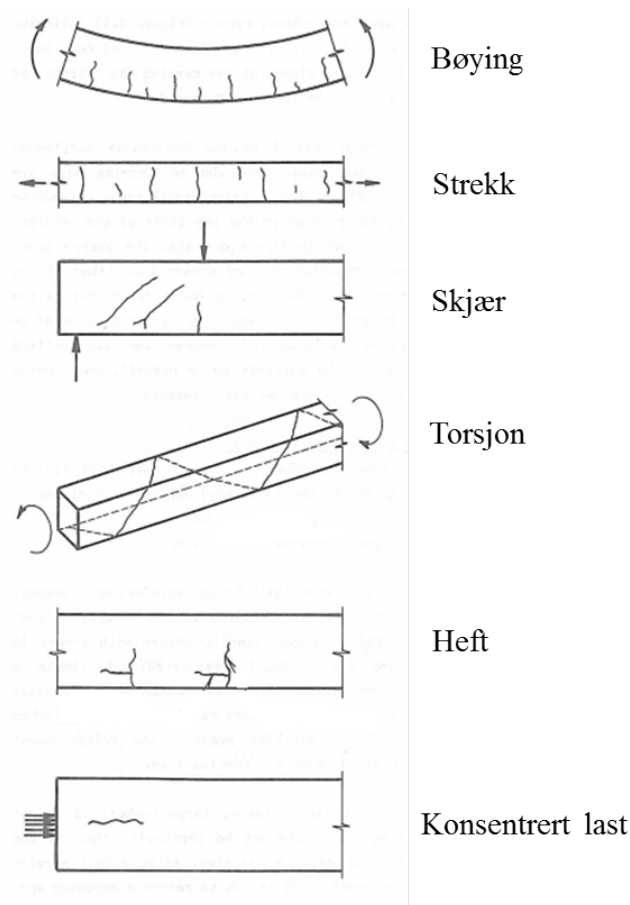
## 8.2.2 Riss grunnet dirkete last

Riss som oppstår på grunn av last opptrer normalt til største hovedspenning når denne overskrider betongens karakteristiske strekkfasthet. Rissretninger kan så bestemmes ved å finne retningen til hovedspenningen  $\sigma_1$ , denne er avhengig av skjærspenningen  $\tau$  og normalspenningen  $\sigma_x$ . For å finne aktuelle retninger på spenningene er Mohrs sirkel et nyttig hjelpemiddel her, viser et eksempel i figur 8.10.



Figur 8.10: Spenningstilstand og Mohrs spennings sirkel [7]

Strekkspenningene betraktes som positive og trykkspenninger som negative. Hvis man betrakter en enkel rektangulær bjelke som er påkjent med en nedover rettet jevnt fordeltlast, vil et element fra bjelken under nøytralaksen risse normalt på hoved spenningen og danne en vinkel som er  $45^\circ$ . For et element som ligger over nøytralaksen, i trykksonen vil det dannes en vinkel som er mindre enn  $45^\circ$ . Her vil det også ved økende trykk  $\sigma_x$  gi redusert vinkel slik at risset blir mer parallelt med bjelkeaksen. Riss karakteristikker for forskjellige lastpåkjenninger er vist i figur 8.11.



Figur 8.11: Eksempel på riss grunnet direkte last [25]

Risstypene vist i figur 8.11 skyldes utilsiktet overbelastning grunnet bøying, skjær, strekk, trykk eller torsjon. Hvis synlig deformasjon/nedbøyning ikke er til stedet er opphavet til rissene med større sannsynlighet grunnet plastisk svinn enn overbelastning. Under brukslast vil rissvidden til konstruksjonsdelen være relativt liten  $< 0.5\text{mm}$  så lenge armeringen ikke flyter. På konstruksjoner hvor man finner riss som er et resultat av påførte laster er ofte grunnen til dette regnefeil for bruddgrensetilstanden eller misforstått påvirkning av lasttype eller størrelse [25]. For etteroppspente konstruksjoner vil det være store krefter i forankringspunktet til kabelen og her kan det forekomme riss på grunn av overspenning lokalt i betongen som fører til store heftspenning og igjen gir riss langs armeringen. Ved slike endeopplegg er det lagt inn ekstra armering som skal fordele de konsentrerte spenningene slik at

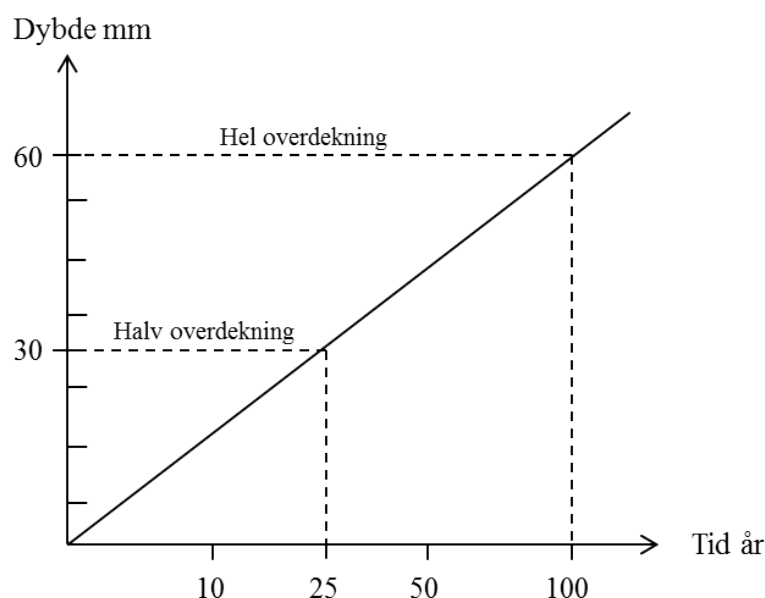
riss unngås [25]. Riss av typen beskrevet ovenfor skal kunne gi en indikasjon på overbelastning av konstruksjonsdelen og kan være nyttig i slikt henseende.

## 8.3 Regelverk angående bestandighet

Har nå beskrevet en rekke type riss som kan oppstå i en konstruksjon, vi vet fra før at Lessinger skal stå i et noe eksponert miljø og at det derfor er viktig med bestandigheten til betongen, slik at konstruksjonen skal være varig i den levetiden som er forespeilet. I Eurokodeserien og i Statens vegvesen sine håndbøker er det gitt en del anbefalinger og regelverk med hensyn til bestandighet som blir beskrevet videre.

### 8.3.1 Overdekning og rissvidde

Inntrenging av klorider og karbondioksid i betongkonstruksjonen avhenger sterkt av porøsitet/permeabilitet og tykkelse på betongoverdekning. Fra EC2:1-1 gis minste overdekning for spennstål og slakkarmering i forskjellige eksponeringsklasser (slitelaget gis ikke som en del av overdekningen). Ved økt overdekning vil initieringsprosessen for korrosjon ta lenger tid. For karbonatisering er inntrengingen i betongen gitt som en funksjon av kvadratroten til tiden. Figur 8.12 viser hvordan en halvering i forskrevet overdekning kan redusere initieringsperioden med  $\frac{3}{4}$  [30].



Figur 8.12: Overdekningens betydning for initieringstid for karbonatisering [30]

For korrosjon initiert av kloridioner vil denne hastigheten være raskere, det vil si at reduksjon i overdekning vil få enda større påvirkning på prosessen. Det er derfor

svært viktig å følge retningslinjer gitt i gjeldene regelverk for overdekning. Spennarmering blir gjerne omtalt som korrosjonsømfintlig, denne armeringen ligger ofte i galvaniserte stål- eller plastikkør slik at inspeksjon kan bli tilnærmet umulig. Plastikkør er innført i senere tid for å prøve å skape en vanntett overflate som hindrer korrosjon [34]. I og med at spennarmering er korrosjonsømfintlig er det derfor gitt strengere krav til overdekning og denne økes med 10mm for spennarmering i forhold til slakkarmering [5].

I tillegg til krav om overdekning stiller Eurokoden krav til begrensning av rissvidde som gjennomgått i kapittel 7. For Lessinger er det gitt krav om maks rissvidde for slakkarmering i overbygning til 0,39mm, mens for spennarmeringen er det gitt 0.0mm. Dette er tiltak for å redusere initieringsperioden og hindre inntrenging av uønskede kjemiske stoffer. Flere studier viser at sprekker kan være merkbart negative når de er bredere enn 0.4mm på overflaten. Dette betyr som regel at sprekken sprer seg nedover, gjerne helt til armeringen eller dypere. Generelt så vil den kritiske sprekkevvidden relateres ut i fra konstruksjonens funksjon og i hvilket miljø den er bygget. Dette ser vi at er klart tatt hensyn til i reglene fra Eurokode [9].

### 8.3.2 Permeabilitet

Permeabilitet er som sagt en viktig egenskap i betongen for å forhindre nedbryting, betongtype velges etter hvilken eksponeringsklasse konstruksjonen ligger i for å sikre lav nok permeabilitet. For konstruksjonsdeler som ligger innenfor flere typer eksponeringsklasser velges den strengeste klassen. Eksponeringsklassene hentet fra EC2:1-1 er beskrevet under:

- X0: Ingen risiko for korrosjon
- XC(1-4): Korrosjon induisert av karbonatisering
- XD(1-3): Korrosjon induisert av kloridioner fra annet enn sjøvann
- XS(1-3): Korrosjon induisert av kloridioner fra sjøvann
- XF(1-4): Fryse/tine påkjenninger
- XA(1-3): Kjemiske påkjenninger fra jord og grunnvann

Overbygningen til Lessinger vil falle under klasse XC4, XD3, XS1, og XF4. Ut fra tegningene som er gitt fra Statens vegvesen (se vedlegg A) er det på Lessinger brukt en betong med bestandighetklasse MF40, denne betongen skal dekke krav til overnevnte eksponeringsklasser. MF40 har et  $v/b^5$  tall på 0.4, minimum luftinnhold på 4% og effektivt sement+pozzolan innhold på  $330kg/m^3$ . MF40 er betongklassen med lavest masseforhold slik at den gir lav permeabilitet i tillegg til at mengden luftinnhold gjør den frostsikker. Sementklasser som kan brukes for denne type betong er:

---

<sup>5</sup>vann/binder forhold, hvor binder er inkludert pozzolaner og sement

- CEMI med 4% silikastøv
- CEMII/A-D med 6-10% silikastøv
- CEMII/A-D med 6-20% flyveaske

Ved bruk av silikastøv som filler<sup>6</sup> i tillegg til sementen er det påvist at betongen blir mer motstandsdyktig mot korrosjon, mens flyveaske betong viser seg å ha redusert alkali-silika reaksjoner [9].

### 8.3.3 Kloridinnhold og spesielle tiltak mot korrosjon

Videre er det gitt begrensninger for kloridinnholdet i fersk betong i EC2:1-1, her er det gitt at sement, mørtel eller betong i kontakt med spennarmering ikke skal ha et kloridinnhold høyere enn 0,1% av sementmengden brukt i betongen. Herdeakseleratorer bestående av NaCl som ble mye brukt på 1980-tallet er ikke lengre tillatt heller ikke tilslag hentet fra sjøbunnen. Dette ses i klar sammenheng med kloridioners påvirkning på armeringen som ble beskrevet i seksjon 8.2.1. For konstruksjoner som er spesielt utsatt for kjemisk påkjenning kan det benyttes korrosjonsbeskyttelsessystemer, disse systemene kan i henhold til Håndbok 185 dimensjoneres for en kortere levetid enn 100år så lenge det er mulig med utskiftning. Rustfri armering kan også benyttes der det er spesielle funksjonskrav, aggressiv miljøpåvirkning eller begrenset atkomst og mulighet for reparasjon og vedlikehold, ved bruk av dette kan krav til overdekning også reduseres [3]. Generelt skal konstruksjonens utforming være slik at det skal være mulighet for inspeksjoner, prøvetaking og vedlikehold/reparasjoner.

### 8.3.4 Krav til armeringsplassering

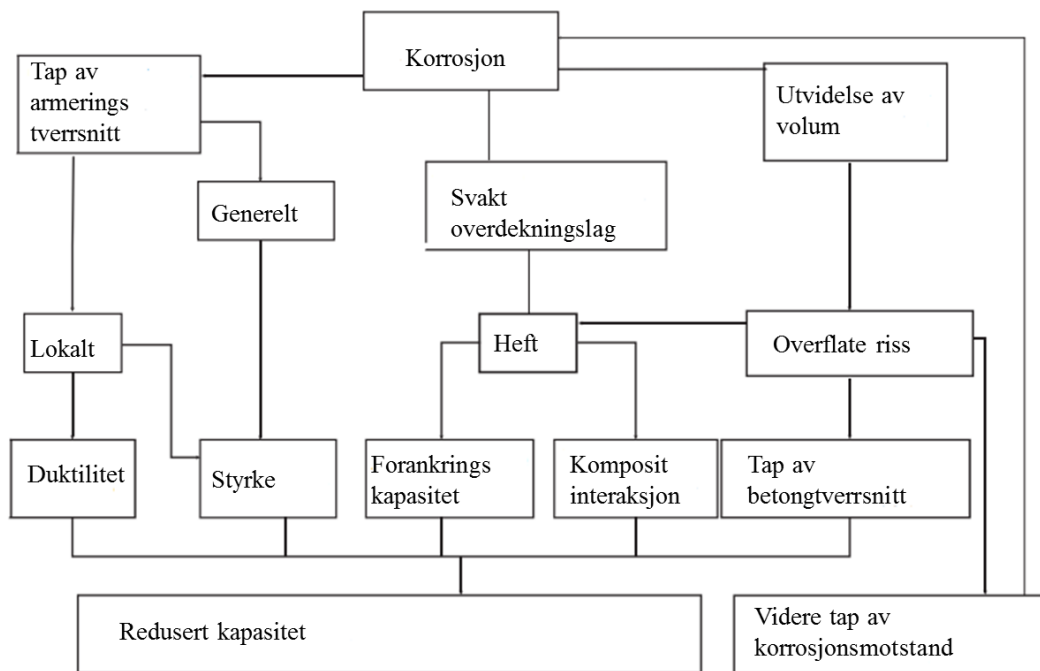
EC2:1-1 og Håndbok 185 gir også krav til armerings plassering i tverrsnitt, dette er med tanke på å gjøre arbeidet med utstøping lettere. Det skal være gjort plass til vibreringsverktøy og hvis dimensjonerende armering er for tett skal stangdiameteren økes slik at antall armeringsjern blir redusert. Utstøping og riktig herdeprosess er viktig med tanke på bestandighet, det er lite ønskelig med overflatesår, ujevnheter og dårlig vibrert betong, dette vil gjøre inntrengning av kjemikalier lettere.

## 8.4 Effekter av korrosjon på Lessinger

I løpet av de siste tiårene har det blitt utført en rekke forskningsprosjekter og studier tilknyttet universiteter både i Europa og resten av verden, dette er for å kartlegge påvirkningene armeringskorrosjon har på betongkonstruksjoner [35]. Jeg vil her se nærmere på korrosjonsskader som kan være aktuelt for Lessinger og hvilke påvirkninger dette vil ha for aktuell konstruksjon.

<sup>6</sup>Partikler med størrelse  $< 125\mu m$  og tilnærmet kjemisk innaktive [9]

En uarmert betongbjelke vil oppføre seg som et sprøtt materiale i strekk, dette løses ved å legge inn stålarmoring som tilfører duktilitet. Når en bjelke så blir utsatt for høye spenninger vil bjelken få nedbøyning og riss før brudd, dette er en viktig indikator på overbelastning og gir en advarsel før brudd [14]. En ukorroderet betongbjelke med et underarmert tverrsnitt vil typisk ha et duktilt brudd ved kollaps, for betongbjelker utsatt for korrosjon kan armeringen endre oppførsel og gi andre bruddtyper enn forventet. I figur 8.13 er det gitt en oversikt over hvilke effekter armeringskorrosjon har på en konstruksjon.

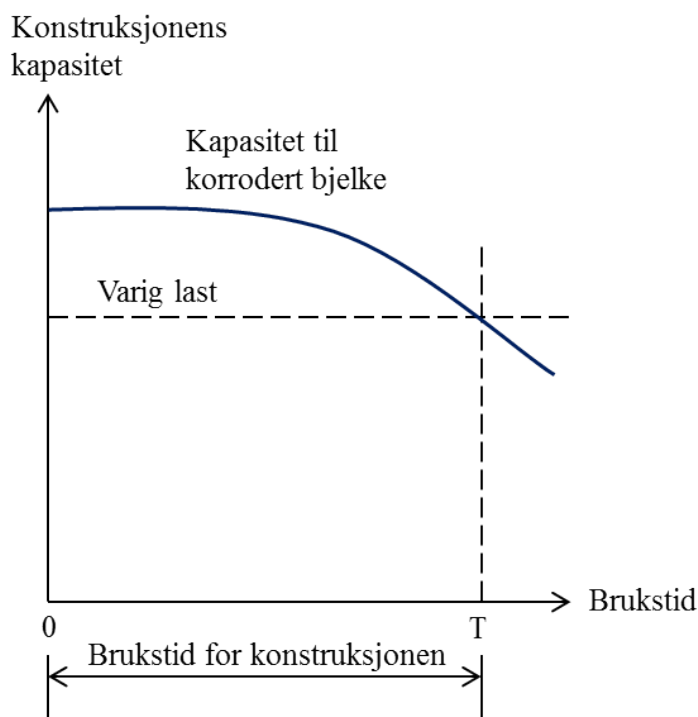


Figur 8.13: Effekt av armeringskorrosjon på en betongkonstruksjon [36]

For bruer er korrosjonsskader mest aktuelt mens brua er i bruksgrensetilstanden, altså lastet med brukslast. Typisk for slike bjelker utsatt for korrosjon er økte langsgående spenninger, overflaten sprekker og økt nedbøyning. Initieringsperioden for korrosjon vil også være kortere enn for bjelker utsatt for korrosjon uten last [35]. Figur 8.14 viser degraderingen til styrken i en korrodert bjelke med påkjent varig brukslast.

Samtidig pålastning og korrosjon svekke både reststyrke og duktil oppførsel av den korroderte konstruksjonen i større grad enn for en situasjon hvor korrosjon og pålastning skjer separat [35]. Reduksjonen i duktilitet vil være mer betydelig enn styrkereduksjonen for en korrosjonsskadet bjelke og ved tap av duktilitet kan antagelser gjort om plastisitet ugyldiggjøres og dermed også redusere konstruksjonens robusthet [36]. Betongen vil miste sin duktile oppførsel i strekk på grunn av manglende armerings tverrsnitt og endrer materialoppførselen til stålet på grunn av rust. Ved

armeringskorrosjon vil betongbjelken få rustflekker og overflatesprekker i tillegg til at den sannsynligvis vil nå nedbøyningsgrensen prematurt, dette vil skade konstruksjonens estetiske funksjon og forårsake at bjelken ikke lenger tilfredsstiller krav i bruksgrensetilstanden [35].



Figur 8.14: Brudd i bjelke som er utsatt for korrosjon og brukslast [35]

I studien utført av [36] uttrykker de reststyrken til armeringen etter å ha blitt utsatt for korrosjon slik:

$$f_y = (1 - 1.2Q_{corr})f_{y0} \quad (8.4.1)$$

Her er  $f_y$  reststyrken,  $Q_{corr}$  proporsjon av redusert tverrsnitt på grunn av korrosjon og  $f_{y0}$  er styrken i stålet før korrosjon. Ligningen gir styrken til armeringen plassert i en tverrgående sprekk, ligningen kan derfor undervurdere styrken til armeringen hvis denne er omgitt av betong [36]. Kan derfor si at den er noe konservativ. Jeg vil bruke denne ligningen videre for å se på reduksjonen i kapasitet som et resultat av armeringskorrosjon på Lessinger.

Heft mellom armering og betong er nødvendig for å forsikre betongens kompositt-egenskaper. Heft kan uttrykkes som skjærspenninger på overflaten til armeringen se figur 8.15 (se også figur 8.10).

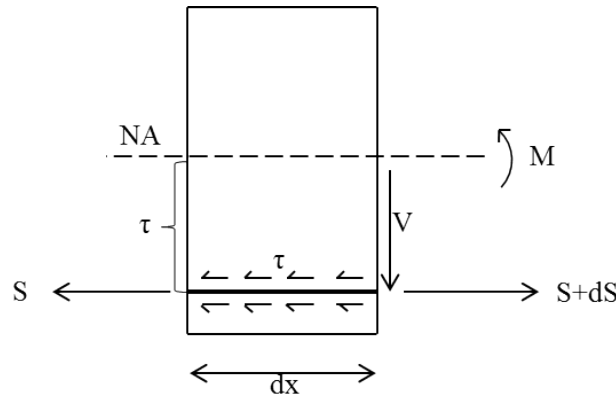
Her er heftspenningen gitt ved følgende utledning gjort i Sørensen [7]:

Horisontal likevekt av element under nøytralakse:

$$\tau \times b \times dx = dS = \frac{dM}{z} \quad (8.4.2)$$

$$\tau = \frac{dM}{dx \times z \times b} = \frac{V}{zb} \rightarrow \tau = \frac{V}{zb} \quad (8.4.3)$$

Hvor  $b$  er bredde på tverrsnitt,  $z$  er avstand fra tyngdepunkt i tryksone til strekkarmering og resten er definert i figur 8.15. Dette gir maksimal skjærspenning mellom nøytralaksen og strekkarmeringen.



Figur 8.15: Heft for slakkarmering

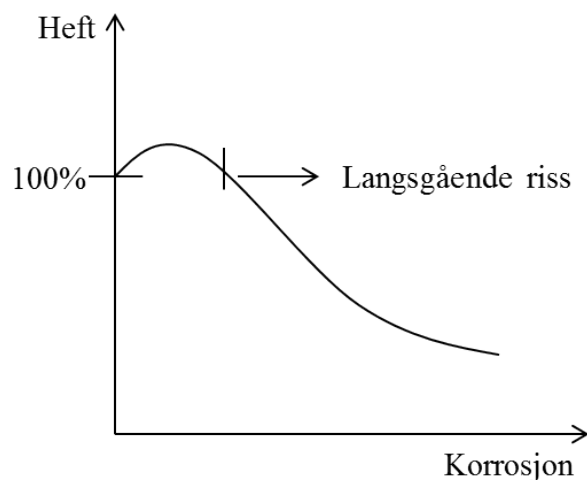
Økt diameter av armeringen øker den radielle spenningen og også friksjonskomponenten til heften, slik at økt mengde korrosjon vil først øke heftspenningene. Ved videre utvikling av korrosjon vil dette føre til langsgående riss og redusert motstandsdyktighet mot sprengvirkning fra armeringen og da også redusert heft [37]. Manglende heft på grunn av korrosjon er mest aktuelt for korrosjon initiert av karbonatisering, altså en jevn korrosjonsoverflate. Selv om generell korrosjon er til stede betyr ikke dette nødvendigvis at lokal korrosjon er fraværende, begge korrosjonsskader kan oppstå på samme tid [38].

Ved langsgående riss er heftstyrke en viktig faktor i betongen. For langsgående riss med korrosjonspenetrasjon mellom 0.1-0.4mm i armeringen (tilsvarer overflaterissvidder mellom 1-2mm), kan man se helt bort i fra heftvirkning fra overdekningsbetongen. Det vil da være tverrarmeringen/skjærarmering som må bevare heftstyrken i konstruksjonen [36]. Endring i heftstyrke vil også påvirke "tension stiffening"<sup>7</sup> som igjen påvirker rissvidde og nedbøyning. Nedbøyning vil igjen påvirke plastisk rotasjonskapasitet som påvirker robusthet, seismisk motstandsdyktighet og redistribusjon av momenter i statisk ubestemte konstruksjoner [36]. Figur 8.16 viser variasjonen av heft for økende korrosjonsmende på armeringen.

<sup>7</sup>Tension stiffening er når en bjelke går gradvis fra å være i Stadium I til Stadium II på grunn av økt last, dette er fordi betongen fortsatt tar strekk mellom rissene og medfører at stivheten er større enn Stadium II stivheten, kan tas hensyn til ved beregning av nedbøyning [7]

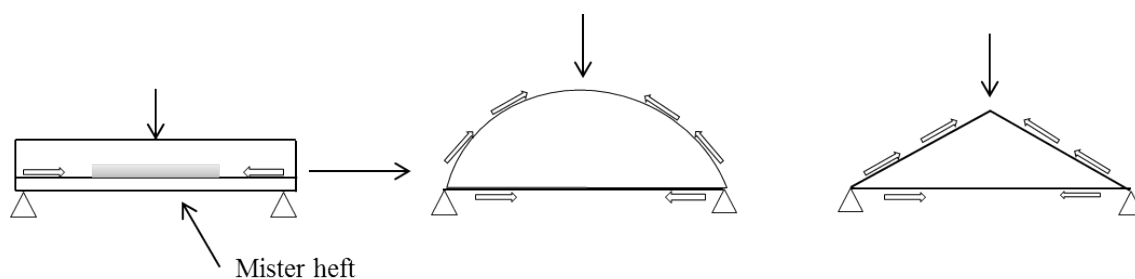


Tap av heftstyrke er potensielt mer alvorlig enn tap av armerings areal. Tester viser at for generell korrosjon hvor heft er redusert med 50% er reduksjon av armerings areal kun 10-12% [38]. Heft-scenarioet er vanskelig å implementere på konstruksjonen på grunn av påvirkning på bærekapasiteten til konstruksjonselementene og endring av forankringskapasiteten til armeringen. Tap av forankringskapasitet viser seg å ha et større ansvar for tap av styrke i konstruksjonen, enn manglende heft som fører til redusert bærekapasitet. De fleste rapporter utført innen dette temaet viser til at brudd skjer med økt sprøhet ved økt korrosjon [38].



Figur 8.16: Variasjon i heft med økende korrosjon [38]

For bjelker som mister store deler av heft kan oppførselen endres fra å bære last som en bjelke til å fungere som en bue se figur 8.17. Dette forutsetter tilstrekkelig forankringskapasitet.

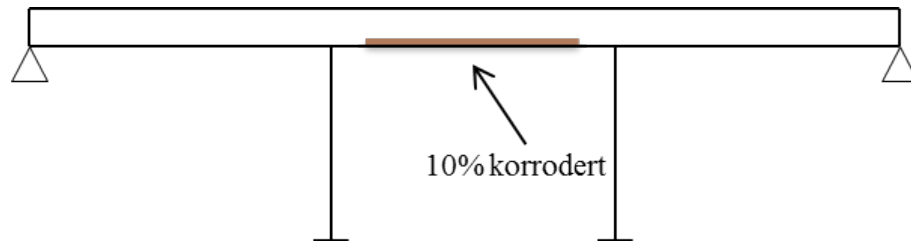


Figur 8.17: Manglende heft og bjelken skifter oppførsel

#### 8.4.1 Hypotetisk scenario med korrosjonsskader i felt

Antar videre at sannsynligheten for armeringskorrosjon er større på undersiden av overbygningen på grunn av vindbårne klorider og større tilgang på fukt. Antar en hypotetisk armeringskorrosjon hvor 10% av slakkarmerings arealet har kor-

rodert bort. Fra kapittel 6 er mengden slakkarmering beregnet til 60Ø20 for felt i bruddgrensetilstanden. Moment i bruddgrensetilstanden er gitt til en verdi på  $M_{Ed} = 37716.5kNm$  og momentkapasiteten med innlagt slakkarmering i bunn er gitt som  $M_{Rd} = 38213kNm$ . Figur 8.18 visert hypotetisk korrosjon i slakkarmering i felt.



Figur 8.18: Slakkermering i felt utsatt for korrosjon

Regner ut ny kapasitet for stålet ved bruk av ligning 8.4.1:

$$f_y = (1 - 1.2 \times 0.1)500MPa = 440MPa \longrightarrow f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = 383MPa$$

Momentkapasiteten til slakkarmeringen med redusert styrke får en verdi på:

$$M_{sl} = A_s f_{yd} z_y = 7883.5kNm$$

Momentkapasiteten for tverrsnittet i felt med innkludert spennarmering som antas ukorrodert blir:

$$M_{Rd} = 37163.5kNm < M_{Ed}$$

Ser at kapasiteten til tverrsnittet med korrodert armering er mindre enn dimensjonerende bruddlast og tverrsnittet overholder nå ikke krav som er satt for dimensjonering. Midt i felt er skjærkraften lik null, det vil si at det ikke egentlig er behov for skjærarmering her. I og med at skjærarmeringen vil ligge utenpå slakkarmeringen så vil denne sannsynligvis være mer korrodert i et tilfelle hvor slakkarmeringen er korrodert med 10%. Dette vil ha større innvirkning ved støtte.

## 8.5 Oppsummering og tiltak

I dette kapitlet er det fokusert på egenskapene til betong, hvilke faktorer som påvirker bestandighet, hvilke type bestandighetsproblemer som kan oppstå for en betongkonstruksjon og da med spesielt fokus på rissutvikling og videre effekter på grunn av dette. Dette er så knyttet opp mot regler gitt i Eurokoden og Statens vegvesens Håndbok 185.

Største bestandighetsproblemet har blitt omtalt som korrosjonsskader på armeringen i betongen. Før dette er mulig må overflaten til stålet depassiveres og kloridene/karbonatene må ha en mulighet til å trenge inn i betongen, dette tar heldigvis

tid. Tilgang til vann er en viktig faktor her, vann leder kjemikalier inn i betongen samtidig som dannelsen av korrosjon ikke kan skje uten tilgang på vann. En kan dermed konkludere med at hvis man lykkes med å hindre inntrengingen av vann så har man kommet et langt stykke på vei hva det gjelder beskyttelse mot betongskader. Viktigste påvirkningsfaktor for og lykkes er egenskapene til overdekningsbetongen i og med at dette er den første barrieren vannet møter. Viktigste egenskap til overdekningsbetongen er graden av permeabilitet, ønsker at denne skal være så lav som mulig. Permeabiliteten bestemmes av blandingsforholdene av de forskjellige delmateriale, støpe prosedyre og herdeprosess. Det har vist seg her at både silikastøv og flyveaske som tilsetningsmaterialer har positiv effekt på permeabiliteten i tillegg til at det er økonomisk gunstig å bruke dette som sement erstatter på grunn av at dette produseres som restprodukt ved kullproduksjon [9]. Dette kan også tyde på økt bruk av slike materialer i fremtiden. Uheldigvis er det slik at betong vil risse opp før eller senere uansett hvilke forbehold som er tatt når det gjelder sammensetning og utførelse, vann vil trenge inn i konstruksjonen og føre med seg reaktive stoffer. Sekundære "barrierer" er derfor vel så viktig som egenskapene til overdekningsbetongen. Jeg tenker da på utforming for avrenning av vann eller drenering og tilgang for vedlikehold og reparasjoner, dette er også gjort krav til av SVV.

Eksempelet med korrosjon i slakkarmering på Lessinger viser at kapasiteten til en brukonstruksjon blir svekket ved korrosjon av armering, både med tanke på styrke og etterhvert også heft til armeringen. I Lessinger er det brukt spennkabler i tillegg til slakkarmering, disse har begrensede vedlikeholds muligheter. Kablene ligger i "tette" rør fylt med mørtel som hindrer mulighet for inspeksjon og utskiftning, men ikke inntrengingen av vann/kjemiske reaktanter. Det må derfor sikres at mørtelen er tett og uten luftlommer og at det ikke finnes riss som strekker seg ned til spennarmering. Alternativet ved mistanke om alvorlig korrosjon på spennarmering kan kreve rivning av konstruksjonen og rekonstruksjon av brua, dette blir dyrt! Effektene korrosjonsskader har på en betongkonstruksjon kan høres dramatisk ut, men realiteten er at av flere tusen oppspente bruer ansees risikoen for brudd grunnet korrosjon som svært liten til dags dato [14].

Når man har oppdaget riss i konstruksjonen er det mulighet for behandling, metoden kan være vanskelig å avgjøre samt effekten dette vil ha. I første omgang er det viktig å avgjøre om rissene er aktive eller passive slik at valg av injiseringsmasse blir enklere. Det velges da mellom elastisk eller stiv masse, ved en generell overflate behandling med delvis igjenfylling av rissene vil dette hindre videre inntrenging av væsker i betongen. Ved fullstendig igjenfylling av riss er dette for å forhindre videre korrosjon eller for å stive av selve risset. Ved valg av injiseringsmasse må fuktnivået i sprekken også vurderes på grunn av heft med betongen, ofte må man fylle på med injiseringsmasse i sprekken ettersom det er vanskelig å fylle disse fullstendig og dette avhenger også av rissvidde [39].

Avslutningsvis kan jeg si at utviklingen med tanke på kunnskap og tiltak for mer bestandige konstruksjoner har kommet langt de siste tiårene og det gjøres fortsatt ekstensiv forskning innen temaet. Skader på betongbruer i Norge er relativt utbredt fenomen spesielt på gamle bruer og vedlikeholdsbehovet er stort, det ble anslått

et vedlikeholdsbehov på ca. 4 milliarder i 2000 [40]. Statens vegvesen vil få en økt andel gamle bruer og vedlikeholdsbehovet vil derav øke ytterligere, i tillegg til mer ekstremvær som fører til behov for høyere kvalitet på konstruksjonene. Kunnskap om bestandige løsninger og effektene av gode versus dårlige løsninger er derfor svært samfunnsnyttig og et tema jeg tror man vil få enda mer fokus på, både innen utdanning og i fagmiljøet generelt.

# Kapittel 9

## Konklusjon

Denne rapporten foreligger som en beregningsrapport hvor det er gjort kapasitetsberegninger av en allerede prosjektert konstruksjon. Jeg har ikke fått utdelt noen beregninger eller armerings tegninger fra prosjekteringen som allerede er gjort og sammenligningsgrunnlaget blir derfor lite. Det er i denne rapporten lagt vekt på en helhetlig forståelse for oppspente brukonstruksjoner i betong samt det å kunne kartlegge samvirket mellom påførte laster som virker på konstruksjonen også i tilknytning til bestandighet.

Arbeidet med modelleringen i Nova Frame har vært en tidkrevende prosess hvor det har blitt gjort stadige endringer underveis. At programmet er bygget opp etter ASCII kode ble etter tilvenning en lettvidt måte å endre inputdata på, spesielt når antall inputlinjer blir mange. Et av de største problemene som oppstod i arbeidet med modellen var Nova Frames metode for beregning av arealtrehetsmomentet. Nova Frame regner treghetsmomentet om globalakse, tverrsnittet blir definert etter lokale akser og dette skaper dermed problemer når tverrsnittet er definert med et tverrfall på 8%. Arealtreghetsmomentet fikk derfor en alt for høy verdi, som fører til ukorrekt bøyestivhet for tverrsnittet. Løsningen ble da å gi elementene som er definert etter globalakse en rotasjon på 8% som gir en korrekt bøyestivhet. Effektene på resultatene ved bruk av denne metoden er uklar i og med at den er svært kort beskrevet i brukermanualen og ikke videre anbefalt for uerfarne brukere. Lars Narvestad i Aas Jakobsen regnet med at resultatene skulle bli korrekte ved bruk av denne metoden så lenge man sørget for at spennarmeringen fulgte elementene. Dette har blitt verifisert visuelt i dette tilfellet. Metoden kan anses som en eventuell feilkilde for beregningene som har blitt gjort.

Resultatene som gjengis her er hentet fra Nova Frame eller beregnet på bakgrunn av tall som er hentet herfra. Et utvalg av lastsituasjonene brukt i Nova Frame har blitt verifisert ved bruk av håndberegning eller Focus Konstruksjon. Fullstendig verifisering av alle laster har ikke blitt gjort på grunn av tidsbegrensning. Sjekkene som har blitt gjort inkluderer de lastene som i stor grad virker inn på resultatene som er hentet ut. Resterende lastsituasjoner antas som korrekte på grunnlag av denne verifikasjonen har ikke blitt sjekket i det videre. Fordelen med et program

som Nova Frame er muligheten til å lage ferdige ”maler” som enkelt kan tilpasses det enkelte prosjekt. Aas Jakobsen har også utviklet programmet Nova Design<sup>1</sup> som kan brukes i tilknytning til Nova Frame og gjør det mulig å hente ut enda flere verdier fra programmet, blant annet beregning av rissvidder som er gjort for hånd i dette tilfellet.

<b>Bruddgrensetilstand</b>	<b>Påkjent kraft</b>	<b>Kapasitet</b>	<b>Utnyttelse</b>
Feltmoment	37 716.5 kNm	38 213 kNm	98%
Støttemoment	40 299 kNm	41 622.6 kNm	96%
Skjærstrekk m/skjærarmering	8542.8 kN	9418 kN	90.7%
Skjærtrykk	8906 kN	38 770 kN	23%
<b>Bruksgrensetilstand</b>	<b>Feltmoment</b>	<b>Støttemoment</b>	<b>Utnyttelse</b>
Karakteristisk last	34 927 kNm	31 336 kNm	91% /75%
Ofte forekommende last	29 872 kNm	24 477 kNm	78% /58%
Tilnærmet permanetlast	26 132 kNm	19 029	68% /45%
<b>Rissvidde</b>	<b>Spenning</b>	<b>Krav</b>	<b>Utnyttelse</b>
Felt	207 MPa	240 MPa	86%
Støtte	187 MPa	240 MPa	78%
<b>Armeringsmengder og avstander</b>			
Lengdearmering i felt	60Ø20s80		
Lengdearmering ved støtte	100Ø20s120		
Skjærarmering	10mm <sup>2</sup> /mm		
Maksimum s i lengderetning	60 mm		
Maksimum s i tverretning	600 mm		

Tabell 9.1: Oppsummering av krefter, kapasiteter, armeringsmengder og rissviddekrav for Lessinger

Slakkarmering og skjærarmering er så dimensjonert, her er metoder fra Sørensen [7] i stor grad blitt brukt og følger krav gitt i Eurokode. Videre er bruksgrensetilstanden betraktet, krav som er gitt her er i stor grad for å tilfredsstille estetiske, funksjonelle og bestandighetskrav. Spenningsberegninger er gjort for å sjekke om betongen vil risse opp for ulike lasttilfeller, slakkarmering beregnet for bruddgrensetilstand og tilfredsstiller rissvidde krav gitt i bruksgrensetilstanden. Tabell 9.1 gir en oppsummering av krefter funnet i brudd- og bruksgrensetilstand samt dimensjonerende slakkarmerings mengder og krav til rissvidde.

Både Eurokoden og SVVs håndbøker gir krav til bestandighet når det gjelder utførelse, utforming og bruk av materialer, disse kravene skal ivareta en levetid på 100 år. Har sett at rissdannelser reduserer potensielt konstruksjonslevetiden og gjøre det lettere for uønskede kjemikalier og vann å trekke inn i konstruksjonen. Dette kan igjen føre til armeringskorrosjon som reduserer styrke, duktilitet og etterhvert også heft mellom betong og armeringen. Betongen kan med tid endre oppførsel fra å være

<sup>1</sup>Nova Design og utviklet av Aas Jakobsen med samme database som Nova Frame, her kan tverrsnitt modelleres og knyttes opp mot Nova Frame

et duktilt materiale til å bli sprøtt og lastfordelingen vil endre seg. Det har vist seg her at silikastøv og flyveaske kan være gode tilskudd til sementen med tanke på bestandighet på grunn av redusert permeabilitet. Overdekning og avrenningsmuligheter er det også gjort krav til og er viktige for å øke initieringstiden til blant annet korrosjonsskader. Krav til bestandighet vil sannsynligvis øke og økt fokus på temaet er derfor også viktig.

I arbeidet med oppgaven har jeg opparbeidet en bredere forståelse for betongkonstruksjoner generelt og spesielt for oppspente konstruksjoner. Har forstått kompleksiteten ved bruprosjektering og hensyn som skal tas til både utforming, fartsgrense, trafikk, miljø og økonomi i tillegg til kapasitetsberegningene. Gjennom arbeidet med denne oppgaven er det blitt tatt i bruk en del IKT verktøy som jeg ikke har jobbet med tidligere, i tillegg til de kjente verktøyene. Dette har jeg sett på som lærerikt også for senere arbeid. For min del vil denne oppgaven være en positiv avslutning på fem år på NTNU.

Forslag til videre arbeid som kan gjøres rundt denne oppgaven er:

- Se på alternative bruløsninger for samme strekning, med kostnadsoverslag
- Lage en mer detaljert modell hvor du kan analysere punkter som er spesielt utsatt.
- Legge på alle relevante laster også ulykkeslaster for å se om dette gir endring i resultat
- Gjøre en utvidet kapasitetsberegning ved korrosjon i armering
- Gjøre en sammenligning for tverrsnitt med tverrfall og bruk av metoder i Nova Frame





---

# Bibliografi

- [1] Nordahl R. S and Øderud H.T. Bro. *Store norske leksikon*, 2013. Online; accessed 06-Juni-2013.
- [2] Statens Vegvesen. Bømlopakken. <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/bomlopakken>, 2013. Online; accessed 14-Feb-2013.
- [3] Vegdirektoratet Statens vegvesen. *Håndbok 185: Bruprosjektering*, 2011.
- [4] Standard Norge. *Endringsblad A1, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel, 2010.
- [5] Standard Norge. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Brussel, 2013.
- [6] Reed T. E-post korrespondanse 14-mars-2013.
- [7] Sørensen S. I. *Betongkonstruksjoner*. Tapir Akademiske Forlag, Trondheim, 2010.
- [8] KB Spennteknikk AS. Tobe fr4 potlager. [www.spennteknikk.no](http://www.spennteknikk.no), 2011. Online; accessed 23-April-2013.
- [9] NTNU Institutt for Konstruksjonsteknikk. Tkt 4215; concrete technology 1. Trondheim, 2013.
- [10] Wikipedia. Årsdøgntrafikk, 2013. Online; accessed 23-Mai-2013.
- [11] Statens vegvesen. *Håndbok 231: Rekkverk av vegens sideområder*, 2011.
- [12] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer*. Brussel, 2003.
- [13] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger*. Brussel, 2003.
- [14] Benaim R. *The Design of Prestressed Concrete Bridges*. Taylor and Francis Group, 270 Madison Avenue, New York, first edition, 2008.
- [15] Statens vegvesen. *Håndbok 017: Veg- og gateutforming*, 2008.
- [16] BBR Network. European technical approval eta - 06/0147 . [www.bbrnetwork.com](http://www.bbrnetwork.com), 2004. Online; accessed 24-Feb-2013.

- [17] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på Konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. Brussel, 2002.
- [18] Standard Norge. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel, 2008.
- [19] Aas-Jakobsen K. *Analyse av bruer*, 2010.
- [20] Wikipedia. Ascii, 2013. Online accessed: 21-Mai-2013.
- [21] Aas Jakobsen A/S. *Nova frame designers manual*. [www.novaprogram.com](http://www.novaprogram.com), 2011.
- [22] Wikipedia. *Master/slave (technology)*, 2013. Online; accessed 23-Mai-2013.
- [23] NTNU Institutt for Konstruksjoneteknikk. *Stålkonstruksjoner, Profiler og formler*. Tapir Akademiske Forlag, 2007.
- [24] Radic J and Tkalčić D. *Durability and Service Life of Concrete Bridges*. Structural Engineering Conference, Dubrovnik, 2006.
- [25] Comité Euro-International du Béton. *Durable Concrete Structures; CEB Design Guide*. CEB, 2nd edition, 1989.
- [26] Cement and Concrete Services Pty Ltd. Cracks. <http://www.cementandconcrete.com/articles/cracks-in-freshly-placed-concrete>, 2012. Online; accessed 02-Mai-2013.
- [27] Statens vegvesen. *Håndbok 026 Prosesskode 2*, 2012.
- [28] Cemex USA. Concrete slab drying shrinkage cracking. *Technical Bulletin 7.0*, 2008. Online; accessed 05-Mai-2013.
- [29] National ready Mixed Concrete Association. What, why and how? crazing concrete surfaces. *NRMCA CIP*, 1998.
- [30] Norsk Betongforening. Bestandighet av betongkonstruksjoner: Del 1 skadeårsaker. *Publikasjon nr. 31*, 2003.
- [31] Zhong J, Gardoni P, and Rosowsky D. Stiffness degradation and time to cracking of cover concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 136, 2010.
- [32] Fagforum for Alkalireaksjoner i Norge (FARIN). Innledende feltinspeksjon pilot-studie. <http://vefur.honnun.is/farin/> Online; accessed 15-Mai-2013.
- [33] Rodum E. Alkalireaksjoner i betong - hvordan håndterer vi dette? [www.vegvesen.no](http://www.vegvesen.no), 2010. Online; accessed 24-April-2013.
- [34] Haweson N. R. *Prestressed concrete bridges: design and construction*. Thomas Telford Books, London, 2003.
- [35] Du Y, Cullen M, and Li C. Structural effects of simultaneous loading and reinforcement corrosion on performance of concrete beams. *Construction and Building Materials*, 2013.

- [36] Cairns J, Du Y, and Law D. Structural performance of corrosion-damaged concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, 2008.
- [37] Maassawy T. E, Soudki K, and Topper T. Long-term performance of corrosion-damaged reinforced concrete beams. *Structural Journal*, 102, 2005.
- [38] International Federation of Structural Concrete (fib). Bond of reinforcement in concrete. Technical report, CEB-FIP, 2000.
- [39] Comite Euro-International du Beton CEB. Strategies for testing and assessment of concrete structures, 1998.
- [40] Femoen V. Broene forfaller. [www.ofv.no](http://www.ofv.no), 2008. Online; accessed 04-Juni-2013.



# Vedlegg A

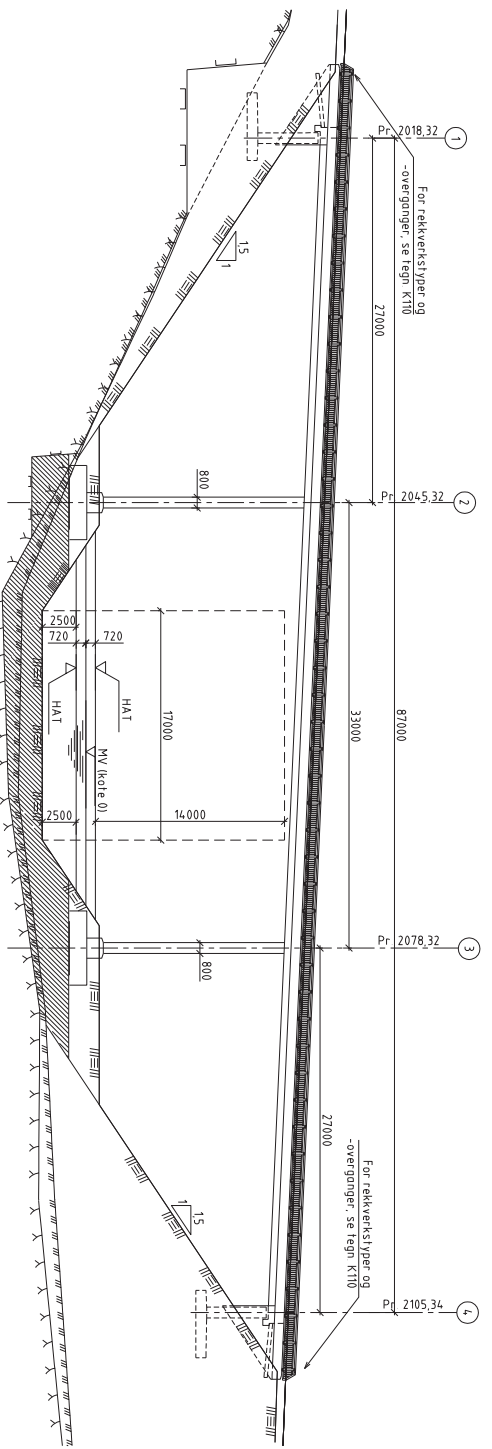
## Anbudstegninger

I dette vedlegget presenteres anbudstegninger gitt av Statens vegvesen, disse tegningene er brukt som grunnlag for modellering av brua i Nova Frame og som dimensjoneringsgrunnlag.

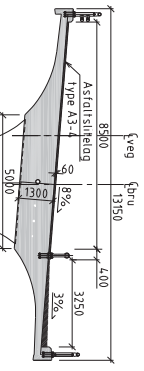
Current road project 27000	2010	2020	2030	2040	2050	2060	2070	2080	2090	2100	2110	2120
PROFILHØYDE	19 251	18 805	18 359	17 913	17 467	17 021	16 575	16 129	15 684	15 238	14 792	14 346
TERRENGHØYDE	19 25	18 81	18 36	17 91	17 47	17 02	16 58	16 13	15 68	15 24	14 80	14 35
VERTIKALKURVE												
HORISONTALKURVE												
BREDDUTVIKSELSE												
TVERRFALL												

s = -0.045 R = 400 m

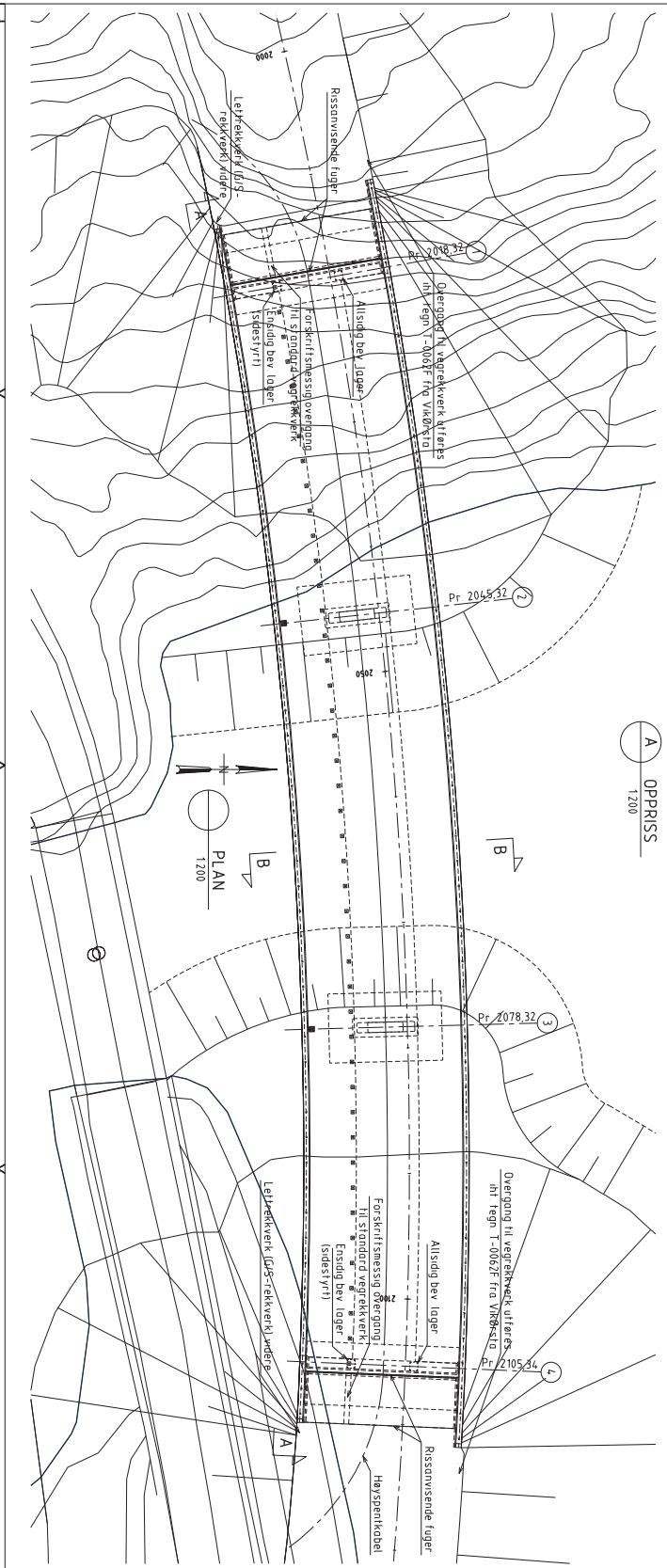
R = 2100 m



B SNITT 1:100



A OPPRIS 1:200



B PLAN 1:200

**BEMERKNINGER**

Veitype S6, A016300, fartstegn 80 km/t  
 Bruktype Brikke-platbru, massiv m/vinger

Etasjetelekningsdiagram  
 - Håndbok 185 "Bruk av objekter" - Eurokodeve gve november 2011

Betong/Armering B4,5 SV-4.0 / B4,5 SV30 / B4,5 AUV  
 Belegningsflate B4,5 SV-4.0 / B4,5 SV30 / B4,5 AUV  
 Beslag/votter B4,5 SV-4.0 / B4,5 SV30 / B4,5 AUV  
 Luftfremhold 5,15%  
 Armering Stålkøremeng B500NC, NS3576-3  
 Spennarmning kabler a 19 stk 0,6"-1cu  
 Kontrollklasse Utrydel kontroll, NS-EN 13670

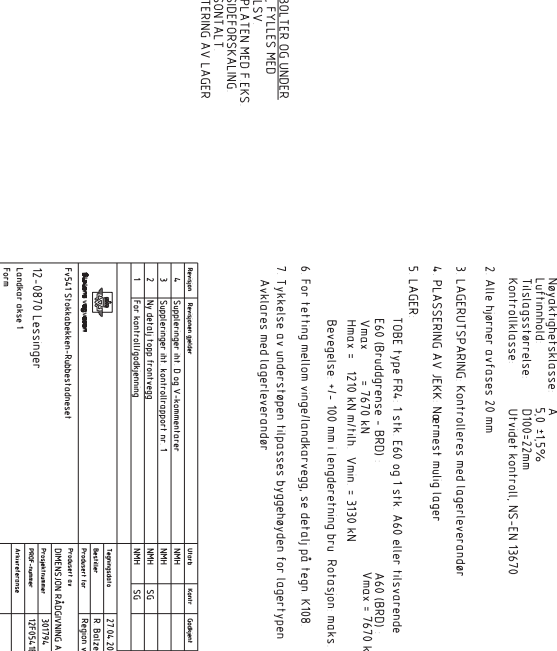
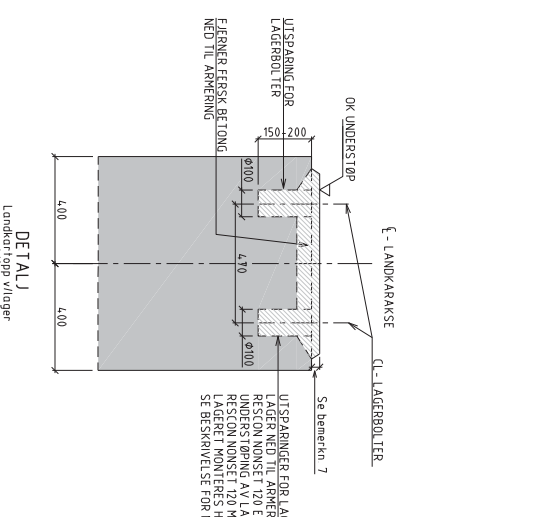
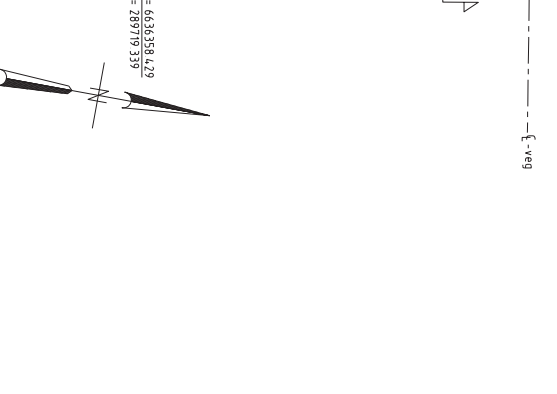
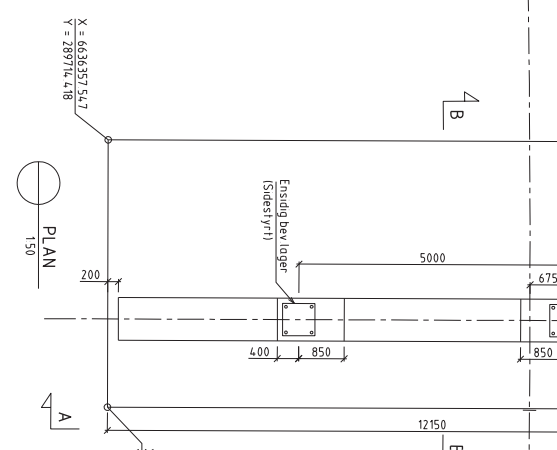
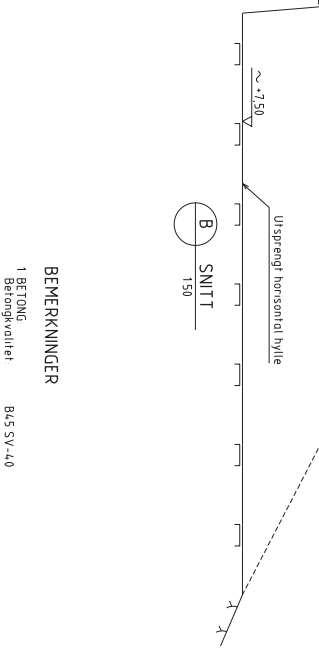
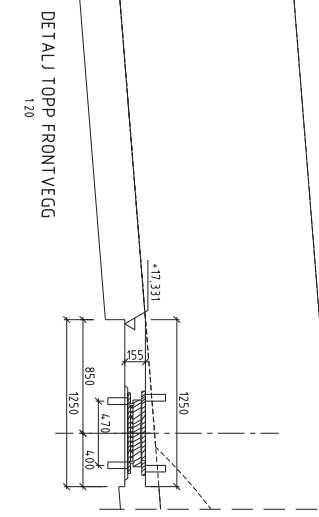
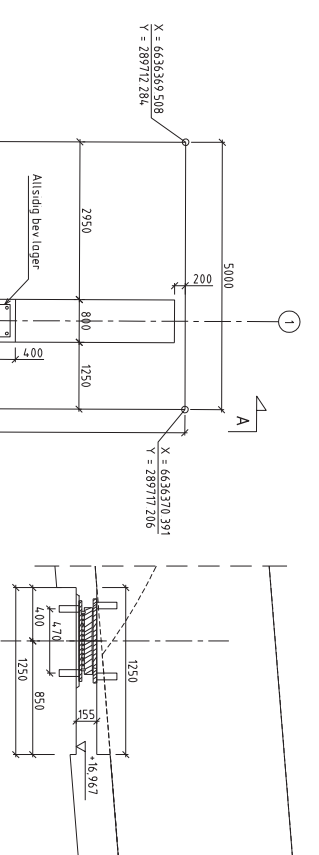
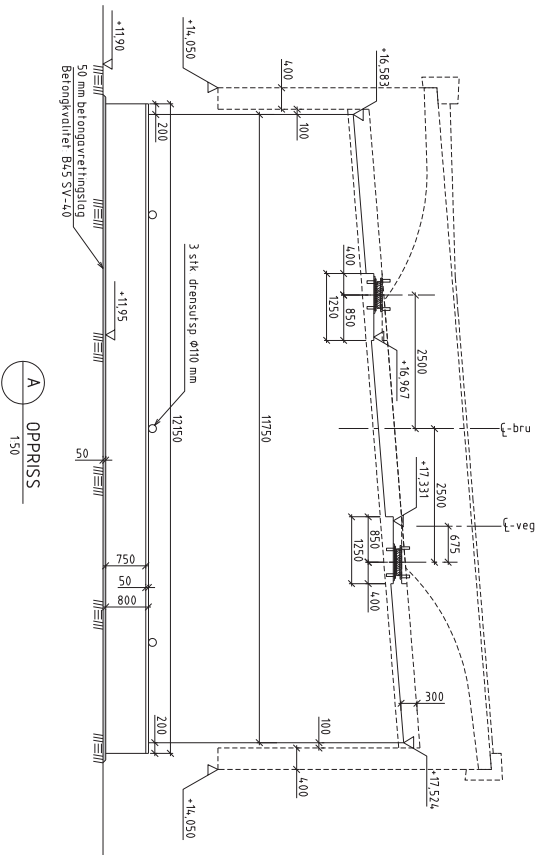
Fundamentering P4 sprengsteinfylling over berg

Betongklasse B4,5 SV-4.0, iht Håndbok 026 og 185  
 Arstøtting og tuktisolering med PMS-beskrifte mot terdler  
 Omhenging for stivdegnert 30 km/h (iht Hb 105)

Eulerlagene Rissnsvende luger ved Akse 1 og 4  
 P4ekningsklasse iht Hb 185 (Mn last) 0,1 MN på overbygning  
 Inspeksjon- drift- og vedlikeholdsdag  
 Inspeksjon skal gjennomføres iht Håndbok 147  
 Det henvises forøvrig til egen DV-plan

Navn	Stilling	Utskrift	Utskrift	Utskrift	Utskrift
1	Forfatter/utgiver	NSH	NSH	NSH	NSH
2	Forfatter/utgiver	NSH	NSH	NSH	NSH

Navn	Stilling	Utskrift	Utskrift	Utskrift	Utskrift
1	Forfatter/utgiver	NSH	NSH	NSH	NSH
2	Forfatter/utgiver	NSH	NSH	NSH	NSH



**BEREKNINGER**

1 BETONG B45 SV-4.0

2 Alle bjørner overføres 20 mm

3 LAGERBUTSPARRING kontrolleres med lagertveerender

4 PÅSSERING AV JEKK Nærmest mulig lagert

5 LAGER TOBE type FR4, 1stk E60 og 1stk A60 eller tilsvarende

6 For letting mellom vinkel/landkarsvegg, se detalj på tegn K108

7 Tjukkelse av understøtten tilpasses byggethøyden for lagertypen

8 Anføres med lagertveerender

9 Bevegelse +/- 100 mm i lengderetning brua Rolvsjon maks 2.0 %

10 Vmax = 1270 kN m/rib Vmin = 3130 kN

11 E60 (Briddgrense - BRD)

12 Vmax = 7670 kN

13 Vmax = 7670 kN

14 Nøyddiagnoseklasse A

15 Tilsigstørrelse 5.0 -1.15%

16 Luftinnhald D100=22mm

17 Kontrollklasse Utvædet kontroll, NS-EN 13670

18

19

20

21

22

23

24

25

26

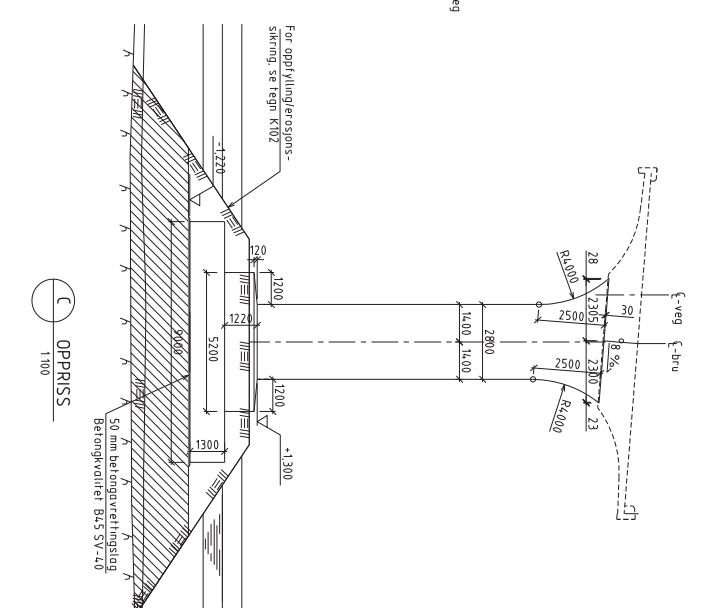
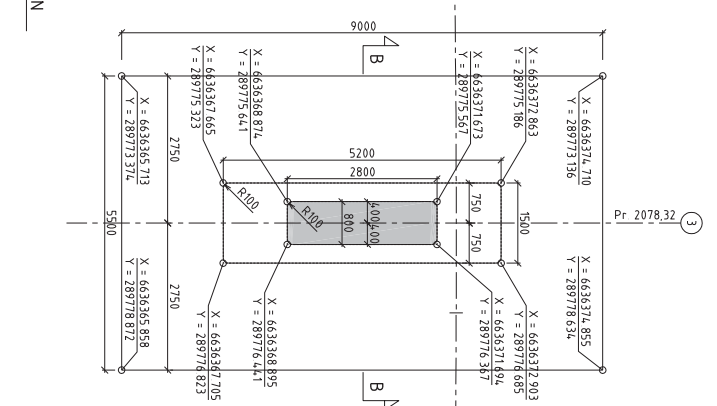
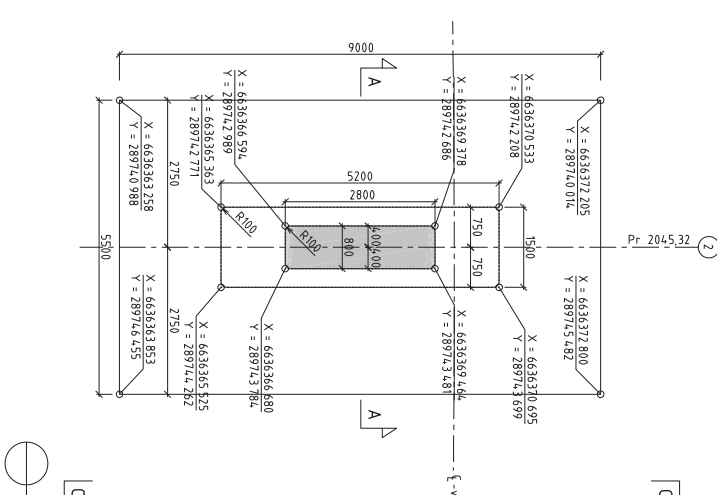
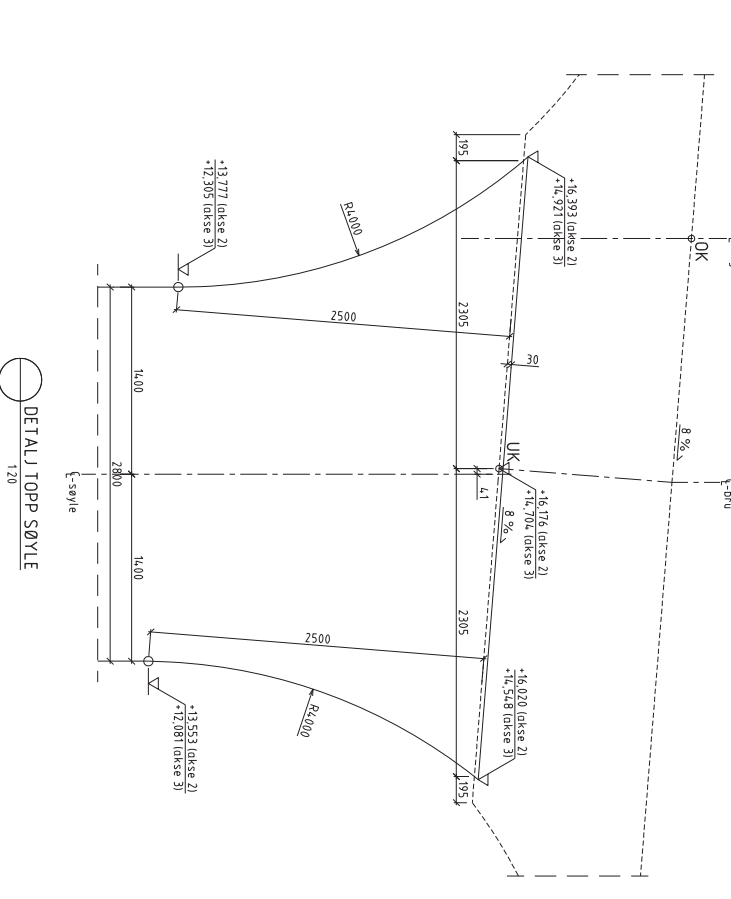
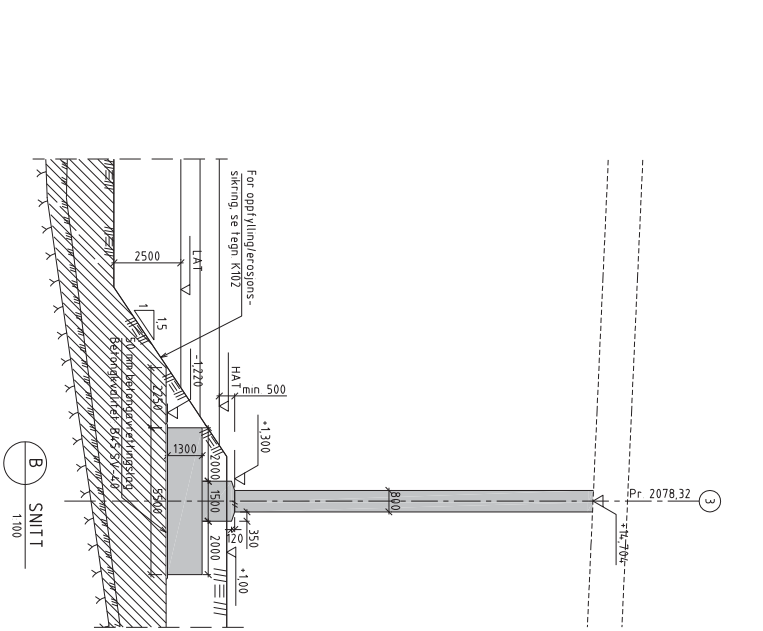
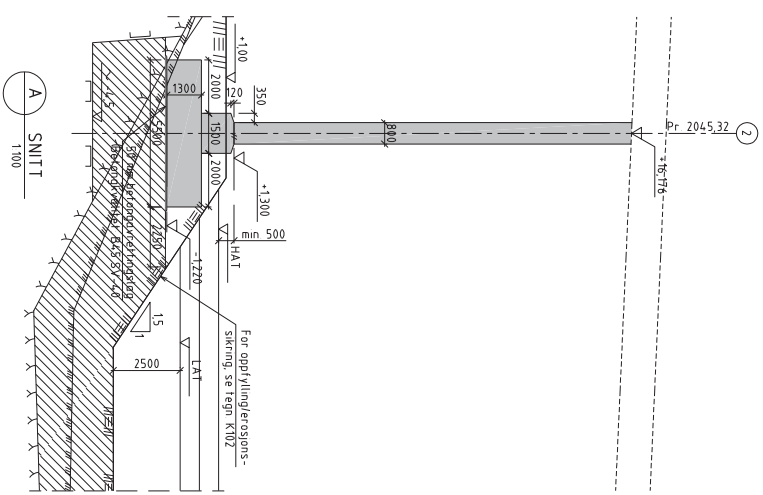
27

28

29

Revisjon	Revisjonsgrunn	Utsatt	Godkjent	Revisjonsdato
1	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
2	Byggetegning	NH	SG	07.07.2012
3	For kontrollundersøking	NH	SG	27.06.2012

Revisjon	Revisjonsgrunn	Utsatt	Godkjent	Revisjonsdato
4	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
5	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
6	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
7	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
8	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
9	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
10	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
11	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
12	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
13	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
14	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
15	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
16	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
17	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
18	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
19	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
20	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
21	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
22	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
23	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
24	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
25	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
26	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
27	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
28	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
29	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012
30	Oppdragsgrunn	NH	SG	28.08.2012



**BEMERKNINGER**

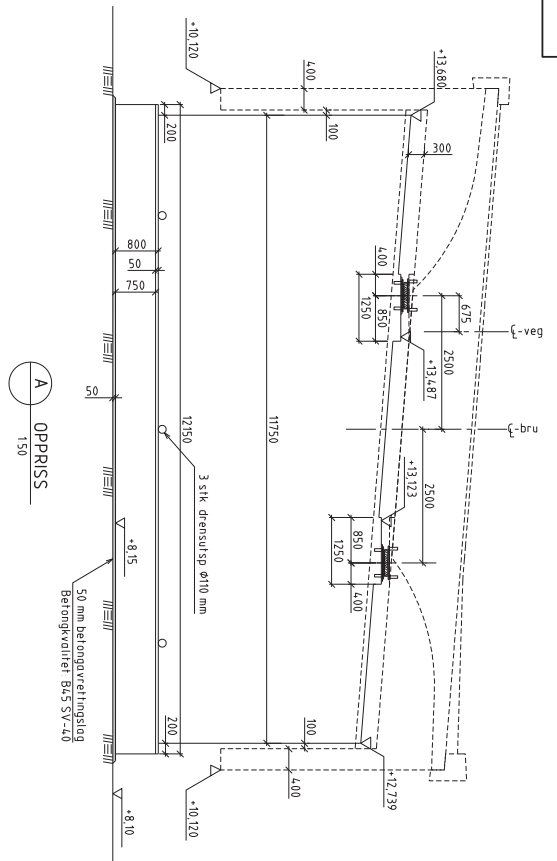
1 BETONG  
 Betongkvalitet B45 SV-4.0  
 Bestandighetsklasse MF-4.0  
 Nøyaktighetsklasse A  
 Luftinnhold 5.0 ±1.5%  
 Kvalitetsøretelse D100±20mm  
 Nbl! On sjøns fel feres som bederenset ep.  
 skal det benyttes AUY-betong i denne

2 Alle hjørner overfases 20 mm, om ikke annet er angitt

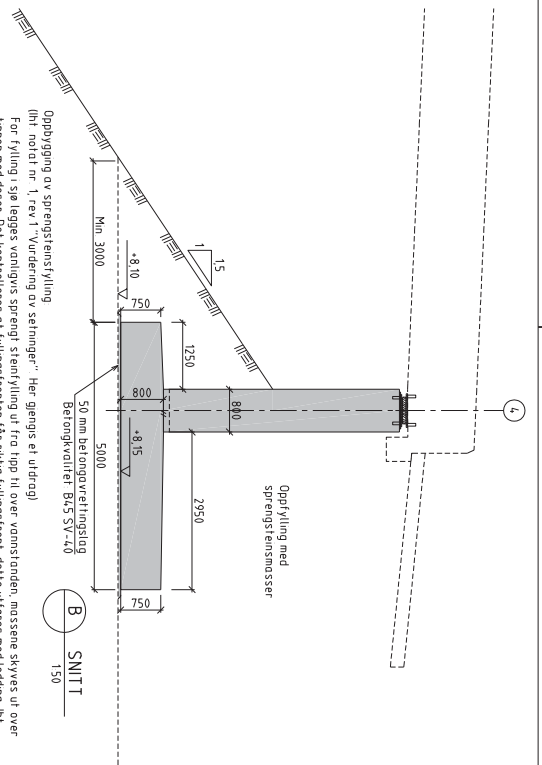
Revisjon	Revisjonsdato	Revisjonsbeskrivelse	Utstedt av	Godkjent av
1	19.09.2012		NHH	
2	28.08.2012		NHH	
3	07.07.2012		SG	
4	17.06.2012		SG	

Prosjekt	Revisjonsdato	Revisjonsbeskrivelse	Utstedt av	Godkjent av
12-08701 Lesvinger	17.06.2012		R. Buzdal	
12-08701 Lesvinger	17.06.2012		R. Buzdal	
12-08701 Lesvinger	17.06.2012		R. Buzdal	

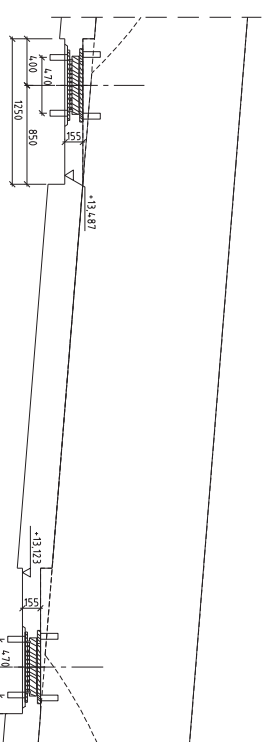




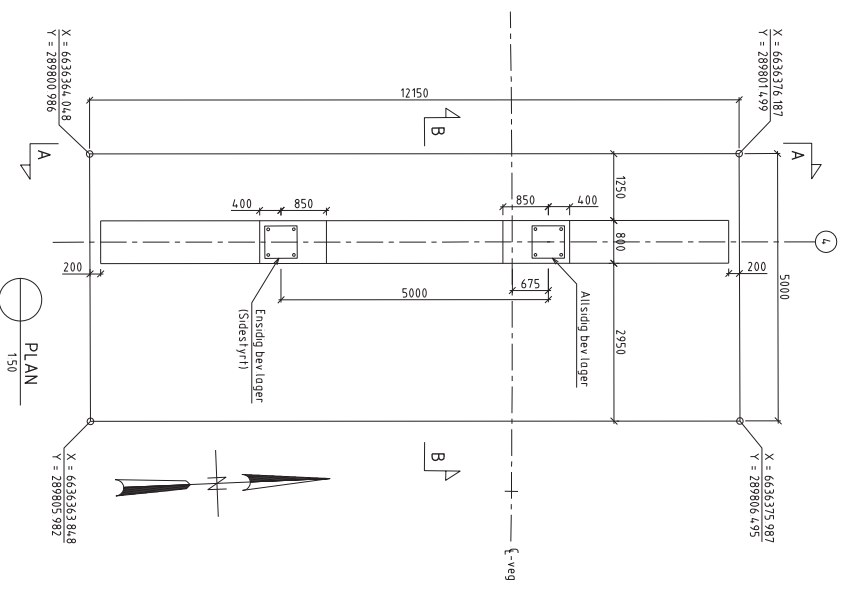
OPPRISS  
1:50



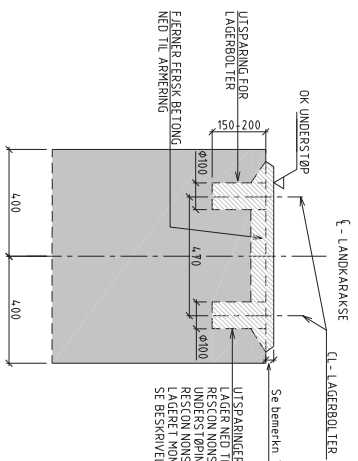
SNITT  
1:50



DETAIL Topp frontvegg  
1:20



PLAN  
1:50



DETAIL  
Løsningsform vlagger  
1:10

Oppbygning av sprengsteinfylling (iht notat nr 1, rev.1 "vurdering av setninger". Her gjenfis et utfordring) For fylling i sjø legges vanligvis sprengt steinfylling ut fra topp til over vannstanden massene skyves ut over fylling med doser. Del kontrolleres at fyllingsfronten får riktig fyllingsfront, dette utføres med loddning iht utførelse grunnundersøkelser består sjøbunnen over 1-3 m med løsmasser over berg (lfr. legn. K101) Ved etablering av fylling må arbeidet utføres slik at løsmassene fortrenges og fyllingen blir ligende på fyll Forrensing av løsmassene kan utføres ved graving eller ved hjelp av sprengning. For masseutskifting med sprengning sees det til Håndbok 276 kap 2.3.4.5 og vedlegg til grunnundersøkelserapport daterert 26.8.2010 For å tilfredsstille krav til stabilitet og egenstevning skal fyllingen legges ut lagvis og komprimeres med vibrerende støpeplasser for hvert lag. Lag tykkelsen kan være 1-2 m, avhengig av steinvæltet, størrelsesfordeling av steinmaterialene og komprimeringsstyr. Masse skal bestå av sprengt stein med største steinstørrelse lik 2/3 av lagtykkelsen. Hvert lag komprimeres med vibrerende støpeplass med loddetost 30-45 kNm. Der mulighet på merkede punkter på fyllingen etter hver overfart komprimeringen av hvert lag kan avsluttes når det ikke måles ytterligere setninger på laget, dette vil vanligvis varere med 5-10 overfarter Etter at fyllingen er lagt ut markeres det faste målepunkter på fyllingen slik at setningsmåling kan utføres kontinuerlig. Målingene skal utføres frem til setningene flater ut. Hvisvarende ca 6 mm. Fyllingen legges ut iht 0,5-1 m høyde over uk fundamnet, og etter at egenstevningene er umiddelbart overettes fyllingsstoppem for å oppnå riktig høyde for uk fundamnet

**BEREKNINGER**

- 1 BETONG
  - Betongkvalitet B4.5 SV-4.0
  - Betongtrykkklasse MF-40
  - Nøyaktighetsklasse A
  - Luftinnhold 5,0 -11,5%
  - Tilslagsørrrelse D100-Z22mm
  - Kontrollklasse Utværet kontroll, NS-EN 13670
- 2 Alle bjørner overfases 20 mm
- 3 LAGERBUTSPARING Kontrolleres med lagerelevanter
- 4 PÅSÆRNING AV JEKK Nærmest mulig lagere
- 5 LAGER
  - TØBE type FR4, 1stk E60 og 1stk A60 eller Hvisvarende E60 (Bruddgrense - BRD)
  - Vmax = 7670 kN
  - Hmax = 1270 kN m/lt/h Vmin = 3130 kN
  - Bevægelese +/- 100 mm i lengderetning brua Rulpsjon maks 2,0 %

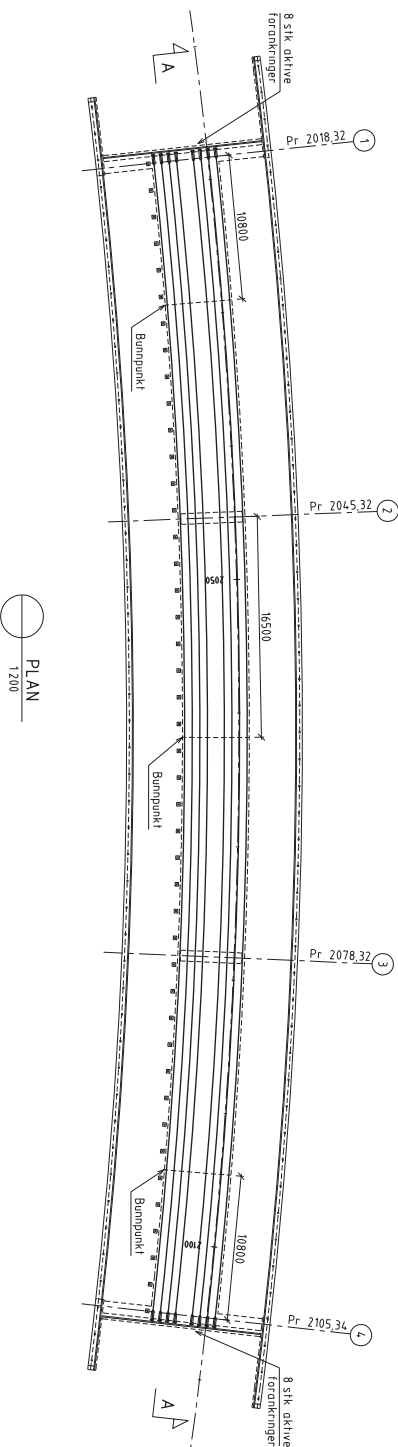
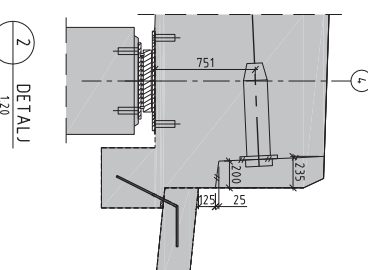
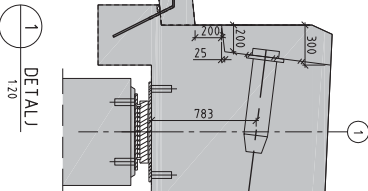
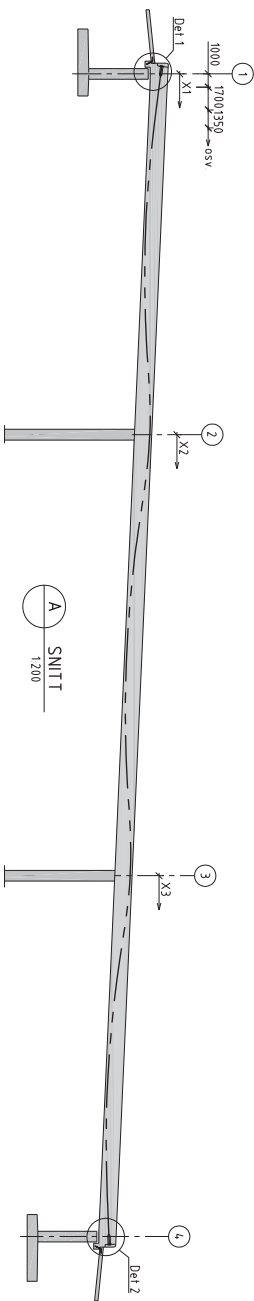
UTSPARINGER FOR LAGERBOLLER OG UNDERLAGER MED TIL ARBEJNING. FJELLES MED RASJON NONSET 120 EL TIL SVETEN MED EFKS RASJON NONSET 120 EL MED SLEIFORSKALING LAGERET MONTERES HORSONNALT SE BESKRIVELSE FOR MONTERING AV LAGER

Revisjon	Revisjonsgrunn	Utsatt	Revisjon	Revisjon
4	Sjå planene og D og V-komponenter	NH1	19.09.2012	
3	Sjå planene og kontrollrapport nr. 1	NH1	28.08.2012	
2	Ny detalj 1981 Løsningsform	NH1	07.07.2012	
1	For konstruksjonsform	SG	17.06.2012	

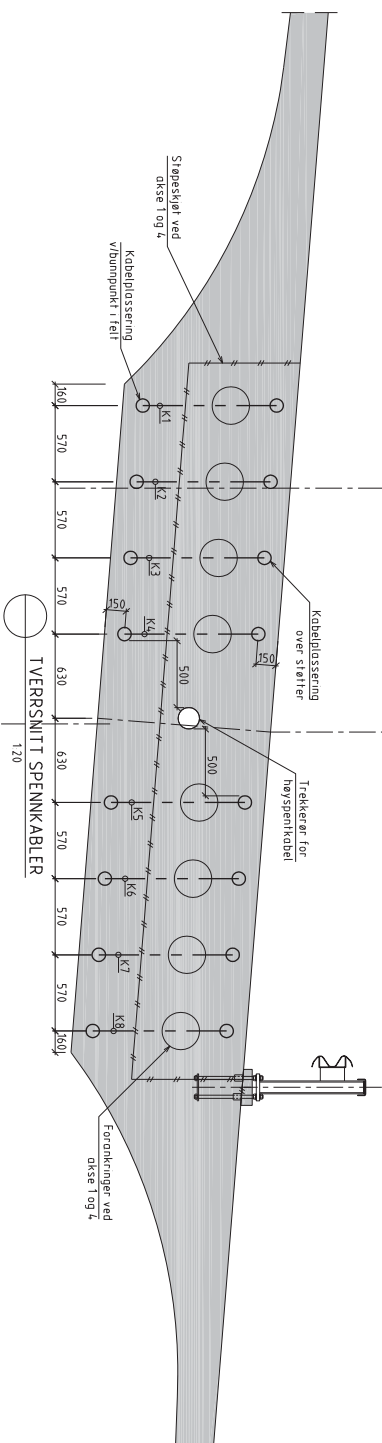
  

Prosjekt	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp
F541 Ståtdokken-Rubusstøttest	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp
12-0870 Lessinger	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp
Løsningsform vlagger	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp	Bygghjelp

Høyde over f.m. fra tross til senter kabler (mål vertikal)	X-avstand m fra akse
0,00	783
0,00	687
2,70	539
4,05	435
5,40	342
6,75	263
8,10	203
9,45	165
10,80	150
12,15	158
13,50	187
14,85	234
16,20	298
17,55	381
18,90	483
20,25	602
21,60	743
22,95	901
24,30	1039
25,65	1122
27,00	1150
1,65	1119
3,30	1017
4,95	850
6,60	664
8,25	506
9,90	379
11,55	279
13,20	207
14,85	164
16,50	150
18,15	164
19,80	207
21,45	280
23,10	379
24,75	506
26,40	664
28,05	850
29,70	1017
31,35	1119
33,00	1150
1,35	1122
2,70	1039
4,05	901
5,40	743
6,75	602
8,10	483
9,45	382
10,80	298
12,15	233
13,50	187
14,85	158
16,20	150
17,55	165
18,90	203
20,25	263
21,60	342
22,95	435
24,30	539
26,00	687
27,00	751



PLAN  
1200



TVERSNITT SPENNKABLER  
120

**BEREMNINGER**

- 1 Type 1906 (8 stk) 19 spennitu 0,6". As = 2660 mm<sup>2</sup>  
Flyvekraft, F<sub>sp</sub> = 444,2 kN  
Kabelkraft ved forankring etter låsing P<sub>s</sub> = 355,4 kN
- 2 Ståkvalleret øst/oa = 1670/1860 MPa (lavrelasjonsprosil)
- 3 Ankerplater: maks dimensjon Type 1906 ø280 mm
- 4 Kabeler, utvendig diameter Type 1906 ø107 mm
- 5 Kabelrørene skal legges slik at ferdige konder ikke får noen skarp bøy Minimum radius for kabeler i røret i krettepunkt Type 1906 R = 6000 mm
- 6 Minimum rettstrekning bak forankring Type 1906 1300 mm
- 7 Min karakteristisk bølglengde ved oppspenning 4,0 MPa  
Oppspenning rdlsgst 48r etter avsluttet støping
- 8 Lengdene måles som horisontal avstand til bakkant forankringsplade målt langs brukksen
- 9 Sløtkarmering som kappes ved forankringen må erstattes
- 10 Ankerplade skal stå normal på tilhørende kabeler
- 11 TILLATT AVVIK FRA ANGITT KABELPASSERING  
VERTIKALT ± 10 mm  
HORIZONTALT ± 10 mm
- 12 Oppspenningsreketalge K3, K6, K2, K7, K4, K5, K1 og K8  
K3, K6, K2 og K7 spennes opp først i akse 1, deretter i akse 4, K4, K5, K1 og K8 spennes opp først i akse 4, deretter i akse 1

Revisjon	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Godkjent	Rev. dato
1	For konstruksjonsdokumentering	NH	SG		27.06.2017

<b>Prosjekt</b>	<b>Beskrivelse</b>	<b>Region</b>	<b>Bygghjelp</b>
F4241 Stålkabelløsning-Rubens tårnkast	Prosjekt for oppspenning av stålkabelløsning AS	Region vest	

<b>12-0870</b>	<b>Lesninger</b>	<b>Revisjonsnummer</b>	<b>Revisjonsdato</b>
Spenningsmåling		10752	08.06.2017

<b>Bygghjelp</b>	<b>Bygghjelp</b>	<b>Spm nr</b>
K109	K109	1

# Vedlegg B

## Beregning av egenvekter

I tillegg til egenvekten til selve tverrsnittet som er modellert i Nova Frame, har vi noen tillegg i egenlaster på tverrsnittet. Disse lastene samles som en linjelast som virker i midten av tverrsnittet. Under er de følgende egenlastene regnet ut.

### B.1 Slitelag

Slitelaget er asfalt som legges oppå betongstøpen, på Lessinger er slitelaget er 60 mm tykt og har en utstrekning på 12150 mm over bruttverrsnittet. Tyngdetetthet på slitelaget har en verdi på  $3kN/m^2$  som er gitt i på tegning og som følger anbefalinger fra Håndbok 185, vi får dermed følgende verdi for last på grunn av slitelag:

$$3kN/m^2 \times 12,150m = 36,45kN/m \quad (B.1.1)$$

### B.2 Rekkverk

Antas å ha en tyngde på  $3kN/m$

### B.3 Betongkant

Areal venstre betongkant =  $0.23m^2 \rightarrow 5.75kN/m$  Areal høyre betongkant =  $0.16m^2 \rightarrow 4kN/m$



## Vedlegg C

# Beregningsmessig tap av spennkraft

Tillegget inneholder beregninger for tap av spennkraft i spennstålet. Finner først kryptallet for så å kunne finne langtids E-modul, finner heretter en gjennomsnittlig spenning ved spennstålet for så å finne spennstålstøyningen. Vidre beregnes også svinntøyningen i stålet som følger av uttørkningssvinn og autogent svinn. Videre følger beregninger av relaksasjon og en forenklet metode for summen av tidsavhengige tap av spennkraft i spennarmeringen. Fra Håndbok 185 gis det at relativ luftfuktighet (RH) for overbygning kan antas som 70% og for søyler over vann kan RH antas til å være 80%.

**Beregning av kryptall for 28 dager EC2:1-1 (3.1.4)**

Antar at byggefasen tar 28 dager

$$\begin{aligned} \text{RH} &:= 70 \quad \% & t_0 &:= 3 \\ f_{\text{ck}} &:= 45 \text{MPa} & t &:= 28 \\ f_{\text{cm}} &:= 53 \end{aligned}$$

$$u := 26781 \text{mm}$$

$$A_c := 1.038 \cdot 10^7 \text{mm}^2$$

$$h_0 := \frac{(2 \cdot A_c)}{u} = 0.775 \text{m}$$

$$h_0 := 769 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := \left[ \left( \frac{35 \text{MPa}}{f_{\text{ck}}} \right)^{0.7} \right] = 0.839 \quad \alpha_2 := \left[ \left( \frac{35 \text{MPa}}{f_{\text{ck}}} \right)^{0.2} \right] = 0.951 \quad \alpha_3 := \left[ \left( \frac{35 \text{MPa}}{f_{\text{ck}}} \right)^{0.5} \right] = 0.882$$

$$\varphi_{\text{RH}} := \left[ 1 + \frac{\left( 1 - \frac{\text{RH}}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \cdot \alpha_2 = 1.212$$

$$\beta(f_{\text{cm}}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{\text{cm}}}}$$

$$\beta_1(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{\text{RH}} \beta(f_{\text{cm}}) \cdot \beta_1(t_0) = 2.079$$

$$\beta_{\text{H}} := 1.5 \left[ 1 + (0.012 \text{RH})^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \alpha_3 = 1.424 \times 10^3$$

$$\beta_{\text{H}} \leq 1500 \alpha_3$$

$$\beta_{\text{H}} := 1500 \alpha_3 = 1.323 \times 10^3$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_{\text{H}} + t - t_0} \right]^{0.3}$$

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

$$\varphi(28, 3) = 0.628$$

**Kryptallet blir 0.628**

### Beregning av kryptall for 100 år EC2:1-1 (3.1.4)

$$RH := 70 \quad \%$$

$$t_0 := 3 \quad \text{døgn}$$

$$f_{ck} := 45 \cdot \text{MPa}$$

$$t := 36500 \quad \text{døgn}$$

$$f_{cm} := 53 \quad \text{MPa}$$

$$u := 26781 \cdot \text{mm}$$

$$A_c := 1.038 \cdot 10^7 \cdot \text{mm}^2$$

$$h_0 := \frac{(2 \cdot A_c)}{u} = 0.775 \text{ m}$$

$$h_0 := 769$$

$$\alpha_1 := \left[ \left( \frac{35 \cdot \text{MPa}}{f_{ck}} \right)^{0.7} \right] = 0.839 \quad \alpha_2 := \left[ \left( \frac{35 \cdot \text{MPa}}{f_{ck}} \right)^{0.2} \right] = 0.951 \quad \alpha_3 := \left[ \left( \frac{35 \cdot \text{MPa}}{f_{ck}} \right)^{0.5} \right] = 0.882$$

$$\varphi_{RH} := \left[ 1 + \frac{\left( 1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \cdot \alpha_2 = 1.212$$

$$\beta(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta_1(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta_1(t_0) = 2.079$$

$$\beta_H := 1.5 \left[ 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250\alpha_3 = 1.424 \times 10^3$$

$$\beta_H \leq 1500\alpha_3$$

$$\beta_H := 1500\alpha_3 = 1.323 \times 10^3$$

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

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

$$\varphi(36500, 3) = 2.057$$

**Kryptallet blir 2.057**

**Langtids E-modul**

$$E_{cm} := 36000 \cdot \text{MPa} \quad \varphi(t, t_0) := 2.057$$

$$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 1.178 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

**Middlere kryptøyning**

$$A_c := 1.038 \cdot 10^7 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := 21280 \cdot \text{mm}^2$$

$$I := 1.497 \cdot 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$h := 1312 \cdot \text{mm}$$

$$E_{cl} = 1.178 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_p := 195000 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \cdot \text{MPa}$$

$$E_c := 1.05 \cdot E_{cm} = 3.78 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

**Høyde fra UK til spennarmering y [mm]**

$$\text{Snitt 1: } y_1 := 150 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Snitt 2: } y_2 := 1150 \cdot \text{mm}$$

**Avstand fra spennarmering til TP: e [mm]**

$$\text{Snitt 1: } e_1 := TP - y_1 = 0.627 \text{ m}$$

$$\text{Snitt 2: } e_2 := y_2 - TP = 0.373 \text{ m}$$

**Transformert tverrsnitt**

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

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 10.474 \text{ m}^2$$

$$\text{Snitt 1: } y_{t1} := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_1}{A} = 5.623 \cdot \text{mm}$$

$$I_{t1} := I + A_c \cdot y_{t1}^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_1 - y_{t1})^2 = 1.534 \text{ m}^4$$

Snitt 1: Midt i felt to

Snitt 2: Over søyle

$$g := 259.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{egenvekt}$$

$$\varphi := 2.057$$

$$\text{NA fra UK} \quad \text{TP} := 776.6 \text{ mm}$$



$$\text{Snitt 2: } y_{t2} := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_2}{A_t} = 3.351 \cdot \text{mm}$$

$$I_{t2} := I + A_c \cdot y_{t2}^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_2 - y_{t2})^2 = 1.51 \text{ m}^4$$

### Forspeningskraft : $P_0$ for åtte kabler kN

$$\text{Snitt 1: } P_0 := 28432 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Snitt 2: } P_0 := 28432 \cdot \text{kN}$$

### Egenlastmoment : $M_g$ [kNm]

$$\text{Snitt 1: } M_{g1} := 11652.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Snitt 2: } M_{g2} := 23585 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Moment som virker i tp

$$\text{Snitt 1: } M_{t1} := M_{g1} - P_0 \times (e_1 - y_{t1}) = -6.003 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Snitt 2: } M_{t2} := M_{g2} - P_0 \cdot (e_2 - y_{t2}) = 1.306 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Spenninger ved spennarmering

$$\text{Snitt 1: } \sigma_{c1} := \left( \frac{-P_0}{A_t} \right) + \left[ \frac{M_{t1}}{I_{t1}} \cdot (e_1 - y_{t1}) \right] = -5.145 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Snitt 2: } \sigma_{c2} := \left( \frac{-P_0}{A_t} \right) + \left[ \frac{M_{t2}}{I_{t2}} \cdot (e_2 - y_{t2}) \right] = 0.487 \cdot \text{MPa}$$

### Gjennomsnittlig spenning i spennkabel

$$\sigma_{cgj} := \frac{(\sigma_{c1} + \sigma_{c2})}{2} = -2.329 \cdot \text{MPa}$$

### Kryptøyning i Kablene

$$\varepsilon_{cc} := \varphi \cdot \frac{\sigma_{cgj}}{E_c} = -1.267 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cc} := 1000 \cdot \varepsilon_{cc} = -0.127 \quad \text{Promille}$$

**Svinn for brubjelketverrsnitt EC2:1-1 (3.1.4)**

$$f_{ck} := 45$$

$$RH := 70$$

**Autogent svinn**

$$t := 36500 \text{ hundre år}$$

$$t_s := 7$$

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

$$\beta_{as}(36500) = 1$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) := 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 8.75 \times 10^{-5}$$

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

$$\epsilon_{ca}(36500) = 8.75 \times 10^{-5}$$

**Uttørkningsvinn**

$$h_0 = 769$$

$$k_h := 0.7$$

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

$$\beta_{ds}(36500, 7) = 0.977$$

Antar sementklasse N

$$\epsilon_{cd,0} := 0.277 \cdot 10^{-3}$$

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

$$\epsilon_{cd}(36500) = 1.895 \times 10^{-4}$$

**Total svinntøyning**

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 2.77 \times 10^{-4}$$

**Relaksasjon EC2:1-1 (3.3.2)**

$$\rho_{1000} := 2.5 \qquad f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} := 1395 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \qquad \sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$t := 500000 \text{ timer}$$

$$\text{Klasse 2: } \sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{(9.1 \cdot \mu)} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} = 67.948 \text{ MPa}$$

$$\text{Prosentvis krafttap av spennarmering: } \text{Tap} := \frac{\sigma_{pr} \cdot 100}{0.8 \cdot f_{pk}} = 4.566$$

### Forenklet metode for beregning av tidsavhengig tap av spennkraft EC2:1-1 (5.10.6)

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &:= 2.77 \cdot 10^{-4} & E_{cm} &:= 36000 \text{MPa} & f_{pk} &:= 186 \text{MPa} \\ E_p &:= 195000 \text{MPa} & A_c &:= 10.38 \text{m}^2 & f_{p0.1k} &:= 167 \text{MPa} \\ A_p &:= 21280 \text{mm}^2 & z_{cp} &:= 627 \text{mm} & \sigma_{pm0} &:= \min(0.75f_{pk}, 0.85f_{p0.1k}) \\ I_c &:= 1.497 \text{m}^4 & & & \sigma_{pm0} &:= 1395 \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\varphi_{t,t0} := 2.057$$

$$\sigma_{c,QP} := 5.145 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 67.95 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.csr} := \frac{\left( \varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{c,QP} \right)}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left( 1 + \frac{A_c \cdot z_{cp}^2}{I_c} \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0})} = 149.353 \text{MPa}$$

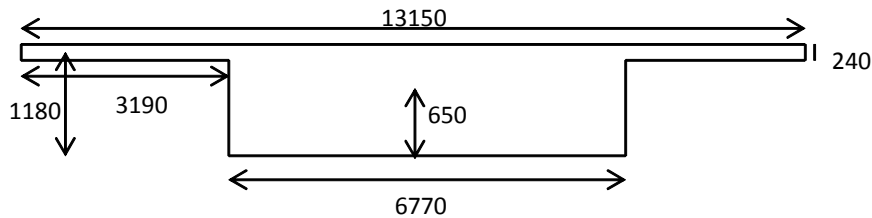
$$\text{Tap} := \Delta\sigma_{p.csr} \cdot \frac{100}{0.8 f_{pk}} = 10.037 \text{ prosent}$$

# Vedlegg D

## Verifikasjon av resultater fra Nova Frame

Tillegget inneholder beregningsmessige verifikasjoner av resultatene funnet i Nova Frame for Lessinger. Først lages et forenklet tverrsnitt av overbygningen, for så å regne ut areal, tyngepunkt og annet arealmoment til det forenklede tverrsnittet. Så er fullstendige beregninger for moment fra egenvekt til konstruksjonen gitt. Sjekker så Nova Frames behandling av temperatur input på et enkelt rektangulært tverrsnitt, i dette vedlegget er håndberegningene til verifikasjonen gjort.

## Verifikasjon av forenklet tverrsnitts areal og andre arealmoment



$$\begin{aligned}
 b_1 &:= 3190\text{mm} & b_2 &:= b_1 & b_3 &:= 6770\text{mm} \\
 h_1 &:= 240\text{mm} & h_2 &:= h_1 & h_3 &:= 1300\text{mm} \\
 A_1 &:= b_1 \cdot h_1 = 0.766\text{ m}^2 & A_2 &:= A_1 = 0.766\text{ m}^2 \\
 A_3 &:= b_3 \cdot h_3 = 8.801\text{ m}^2 \\
 A &:= A_1 + A_2 + A_3 = 10.332\text{ m}^2 & \text{Areal av forenklet tverrsnitt} & & &
 \end{aligned}$$

### Beregning av tyngdepunkt

$$\begin{aligned}
 a_{1y} &:= 1180\text{mm} & a_{2y} &:= a_{1y} & a_{3y} &:= 650\text{mm} \\
 a_{1x} &:= 1595\text{mm} & a_{2x} &:= a_{1x} & a_{3x} &:= 0\text{mm} \\
 y_{cx} &:= 6575\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$y_{cy} := \frac{[(A_1 \cdot a_{1y}) + (A_2 \cdot a_{2y}) + (A_3 \cdot a_{3y})]}{A} = 0.729\text{ m}$$

### Beregning av arealtrehetsmoment om x og y

$$I_{x1} := \left[ (a_{1y} - y_{cy})^2 \cdot A_1 + \frac{(b_1 \cdot h_1^3)}{12} \right] = 0.16\text{m}^4$$

$$I_{x2} := I_{x1} = 0.16\text{m}^4$$

$$I_{x3} := \left[ (a_{3y} - y_{cy})^2 \cdot A_3 + \frac{(b_3 \cdot h_3^3)}{12} \right] = 1.294\text{m}^4$$

$$I_x := I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} = 1.613\text{m}^4$$

$$I_{y1} := \left[ (a_{1x} - y_{cx})^2 \cdot A_1 + \frac{(h_1 \cdot b_1^3)}{12} \right] = 19.636 \text{ m}^4$$

$$I_{y2} := I_{v1}$$
$$I_{y3} := \left[ \frac{(h_3 \cdot b_3^3)}{12} \right] = 33.615 \text{ m}^4$$

$$I_y := I_{y1} + I_{y2} + I_{y3} = 72.887 \text{ m}^4$$

## Beregninger av moment fra egenlast

$$\begin{array}{ll} \text{Jevntfordelt last} & q := 259.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ & k := 1 \\ & R := 1 \\ \text{E - modul} & E := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{array}$$

### Overbygning

$$I_1 := 1.5 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$$

$$EI_1 := E \cdot I_1 = 5.4 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$L_1 := 27\text{m}$$

$$L_2 := 33\text{m}$$

$$L_3 := 27\text{m}$$

### Søyler

$$I_2 := 1.46 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$$

$$EI_2 := E \cdot I_2 = 5.256 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$L_4 := 14\text{m}$$

$$L_5 := 14\text{m}$$

### R = Lastvektor

$$R := R^k - R^0$$

$$R := - \begin{pmatrix} q \cdot \frac{L_1^2}{8} - q \cdot \frac{L_2^2}{12} \\ q \cdot \frac{L_2^2}{12} - q \cdot \frac{L_3^2}{8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -97.313 \\ 97.313 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### K = Stivhetsmatrise

$$K := \begin{pmatrix} 3 \cdot \frac{EI_1}{L_1} + 4 \cdot \frac{EI_2}{L_4} + 4 \cdot \frac{EI_1}{L_2} & 2 \cdot \frac{EI_1}{L_2} \\ 2 \cdot \frac{EI_1}{L_2} & 4 \cdot \frac{EI_1}{L_2} + 4 \cdot \frac{EI_2}{L_5} + 3 \cdot \frac{EI_1}{L_3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.27 \times 10^7 & 3.273 \times 10^6 \\ 3.273 \times 10^6 & 1.27 \times 10^7 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



$$K^{-1} = \begin{pmatrix} 8.437 \times 10^{-8} & -2.175 \times 10^{-8} \\ -2.175 \times 10^{-8} & 8.437 \times 10^{-8} \end{pmatrix} \cdot \frac{1}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

**r = Rotasjon**

$$r := K^{-1} \cdot R = \begin{pmatrix} -1.033 \times 10^{-5} \\ 1.033 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$r_1 := -1.033 \cdot 10^{-5}$$

$$r_2 := 1.033 \cdot 10^{-5}$$

**Momenter**

**Element 1**

$$M_{B.1.q} := \frac{q \cdot L_1^2}{8} = 23646.938 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B.1.1} := 3 \cdot \frac{EI_1}{L_1} \cdot r_1 = -61.98 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

**Element 2**

$$M_{B.2.q} := q \cdot \frac{L_2^2}{12} = 23549.625 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{C.2.1} := 4 \cdot \frac{EI_1}{L_2} \cdot r_1 = -67.615 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B.2.1} := 4 \cdot \frac{EI_1}{L_2} \cdot r_1 = -67.615 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B.2.2} := 2 \cdot \frac{EI_1}{L_2} \cdot r_2 = 33.807 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{C.2.q} := q \cdot \frac{L_2^2}{12} = 23549.625 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{C.2.2} := 4 \cdot \frac{EI_1}{L_2} \cdot r_2 = 67.615 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

**Element 3**

$$M_{C.3.q} := -q \cdot \frac{L_3^2}{8} = -23646.938 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{C.3.2} := 3 \cdot \frac{EI_1}{L_3} \cdot r_2 = 61.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**Element 4**

$$M_{B.4.1} := 4 \cdot \frac{EI_2}{L_4} \cdot r_1 = -1.551 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.4.1} := 2 \cdot \frac{EI_2}{L_4} \cdot r_1 = -0.776 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**Element 5**

$$M_{C.5.2} := 4 \cdot \frac{EI_2}{L_5} \cdot r_2 = 1.551 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{F.5.2} := 2 \cdot \frac{EI_2}{L_5} \cdot r_2 = 0.776 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**Moment i B**

$$M_{B.1} := M_{B.1.q} + M_{B.1.1} = 23584.958 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B.2} := M_{B.2.q} + M_{B.2.2} = 23583.432 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B.4} := M_{B.4.1} = -1.551 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**Moment i C**

$$M_{C.2} := M_{C.2.q} + M_{B.2.2} = 23583.432 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{C.3} := M_{C.3.q} + M_{C.3.2} = -23584.958 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{C.5} := M_{C.5.2} = 1.551 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## Sjekk av Nova Frames temperaturgradient

Tenker oss en symmetrisk tofeltbjelke, hvor vi fjerner opplegget i midten slik at bjelken blir statisk bestemt med moment fra temperaturendring. Setter så på en virtuell kraft som tvinger bjelken ned slik at vi kan finne momentet som kommer av temperaturlasten.

### Data for bjelken

$$\begin{aligned}
 h &:= 1000 \text{ mm} & \alpha &:= 10^{-5} \quad \text{Temperaturutvidelseskoeffisient} \\
 b &:= 500 \text{ mm} & T_{\text{Mheat}} &:= 13.9 \\
 L_1 &:= 10 \text{ m} & T_{\text{Mcool}} &:= 8 \\
 L_2 &:= 10 \text{ m} & F &:= 1 \\
 L &:= L_1 + L_2 = 20 \text{ m} \\
 I &:= b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.042 \text{ m}^4 \\
 E &:= 36000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

### Oppvarming av bjelken

$$\begin{aligned}
 \Delta T_h &:= \frac{T_{\text{Mheat}}}{2} = 6.95 \\
 \kappa_h &:= \alpha \cdot \frac{\Delta T_h}{\frac{h}{2}} = 1.39 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}} \\
 M_{h0} &:= \kappa_h \cdot L = 2.78 \times 10^{-3} \\
 M_{h1} &:= F \cdot \frac{L}{4} = 5 \text{ m} \\
 \delta_{h0} &:= \frac{1}{2} \cdot M_{h1} \cdot M_{h0} = 6.95 \times 10^{-3} \text{ m} \\
 F_h &:= \frac{(\delta_{h0} \cdot 48 \cdot E \cdot I)}{L^3} = 62.55 \cdot \text{kN} \\
 M_h &:= \frac{F_h \cdot L}{4} = 312.75 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

### Nedkjøling av bjelken

$$\begin{aligned}
 \Delta T_c &:= \frac{T_{\text{Mcool}}}{2} = 4 \\
 \kappa_c &:= \alpha \cdot \frac{\Delta T_c}{\frac{h}{2}} = 8 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}} \\
 M_{c0} &:= \kappa_c \cdot L = 1.6 \times 10^{-3} \\
 M_{c1} &:= F \cdot \frac{L}{4} = 5 \text{ m} \\
 \delta_{c0} &:= \frac{1}{2} M_{c1} \cdot M_{c0} = 4 \times 10^{-3} \text{ m} \\
 F_c &:= \delta_{c0} \cdot 48 \cdot E \cdot \frac{I}{L^3} = 36 \cdot \text{kN} \\
 M_c &:= F_c \cdot \frac{L}{4} = 180 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$



## Vedlegg E

# Dimensjonering i bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden er det gjort dimensjonering for maks feltmoment og støtte-moment for å sjekke om det er beregningsmessig behov for slakkarmering har også sjekket om denne armeringsmengden tilfredsstiller krav til minimumsarmering gitt i EC2:1-1. Har så sjekket om det er beregningsmessig behov for skjærarmering og tilsvarende minimumskrav til dette. For beregning av skjærarmering setter Håndbok 185 krav til at  $\cot\theta \leq 2$ , hvor  $\theta$  er vinkelen som dannes mellom antatt skråriss og tverrarmering.

## Dimensjonering i bruddgrensetilstand for maks feltmoment

For beregningene her brukes det forenklete tverrsnittet beskrevet i kapittel Verifikasjon av modell i Nova Frame

### Tverrsnitts data

$$\begin{array}{lll}
 h := 1300\text{mm} & f_{ck} := 45\text{MPa} & f_{yk} := 500\text{MPa} \\
 b := 13150\text{mm} & \alpha_{cc} := 0.85 & \gamma_s := 1.15 \\
 b_w := 6770\text{mm} & \gamma_c := 1.5 & f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783\cdot\text{MPa} \\
 t_f := 240\text{mm} & f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5\cdot\text{MPa} & f_{ctm} := 3.8\text{MPa}
 \end{array}$$

### Spennkabel data

$$\begin{array}{ll}
 A_p := 2660\text{mm}^2 & d := 1150\text{mm} \\
 F_{02} := 4442\text{kN} & z := d - \frac{t_f}{2} = 1.03\text{ m} \\
 P_0 := 3554\text{kN} & \alpha := 0.4 \\
 & \alpha d := \alpha \cdot d = 0.46\text{ m} \\
 A_p := 8 \cdot A_p = 0.021\text{ m}^2
 \end{array}$$

Velger en  $\alpha=0.4$  for å sikre tilstrekkelig duktilitet slik at vi får flytning i armering før brudd. Når  $\alpha d$  er større en flensen vil dette bety at flensen er tynn og at hele flensen ligger i trykksonen, velger derfor å si at trykksonen kun er i flensen og sjekker om momentkapasiteten er stor nok.

### Dimensjoneende moment fra ytre laster

$$M_{Ed} := 37716.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

### Trykksonens momentkapasitet

$$M_{Rd} := f_{cd} \cdot b \cdot t_f \cdot (d - 0.5t_f) = 8.289 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Momentkapasiteten er mye større enn påførte moment og trykksonen er derfor tilstrekkelig. Sjekker så om d er nødvendig med ekstra slakkarmering på strekksiden.

### Momentkapasitet fra spennarmeringen

$$M_{sp} := 8 \cdot P_0 \cdot z = 2.928 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

**Slakkarmerings moment**

$$M_{sl} := M_{Ed} - M_{sp} = 8.432 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ser at det er beregningsmessig behov for slakkarmering

**Minste overdekning av slakkarmering EC2; 4.4.1**

$$c_{\min} := 50 \text{mm}$$

Tabell : NA.4.5N

$$\Delta c_{\text{dev}} := 10 \text{mm}$$

NA.4.4.1.3

$$c_{\text{nom}} := c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 60 \cdot \text{mm}$$

Antar videre at lengdearmering og skjærarmering har diameter på 20 mm

$$d_y := h - c_{\text{nom}} - 20 \text{mm} - \frac{20 \text{mm}}{2} = 1.21 \text{ m}$$

$$z_y := d_y - \frac{t_f}{2} = 1.09 \text{ m}$$

$$A_s := \frac{M_{sl}}{f_{yd} \cdot z_y} = 1.779 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

**Sjekker for minimum armeringskrav EC2; NA.9.2.1.1**

$$A_{s,\min} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_y, 0.0013 b_w \cdot d_y \right) = 1.619 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Minimumsarmering blir ikke dimensjonerende

Prøver med armeringsjern på 20 mm

$$r := 10 \text{mm}$$

$$\phi_{20} := \pi \cdot r^2 = 314.159 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{antall} := \frac{A_s}{\phi_{20}} = 56.632$$

$$\text{senteravstand} := \frac{5000 \text{mm}}{\text{antall}} = 88.29 \cdot \text{mm}$$

Bruker bredde på faktisk tverrsnitt i underkant for beregning av senteravstand

## Dimensjonering i bruddgrensetilstand for maks støttemoment

Når flensbredden ligger i strekk slik som ved opplegg kan tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt med bredde lik stegbredden  $b_w$ .

### Tverrsnittsdata

$$\begin{aligned} h &:= 1300\text{mm} & b_w &:= 6770\text{mm} & \gamma_c &:= 1.5 & \gamma_s &:= 1.15 \\ b_f &:= 12150\text{mm} & h_w &:= 1060\text{mm} & f_{cd} &:= 25.5\text{MPa} & f_{yd} &:= 435\text{MPa} \end{aligned}$$

### Spennkabeldata

$$\begin{aligned} A_p &:= 2660\text{mm}^2 & d &:= 1150\text{mm} & \lambda &:= 0.8 \\ P_0 &:= 3554\text{kN} & \alpha &:= 0.4 & x &:= \alpha \cdot d = 0.46\text{m} \\ A_p &:= 8 \cdot A_p = 0.021\text{m}^2 & z &:= d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x = 0.966\text{m} & f_{ctm} &:= 3.8\text{MPa} \\ & & & & f_{yk} &:= 500\text{MPa} \end{aligned}$$

Bruker en rektangulær tilnærming på trykksonen

### Dimensjonerende moment fra ytre laster

$$M_{Ed} := 45432.3\text{kN}\cdot\text{m} \quad M_{Ed,red} := 40299.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

### Trykksoneens momentkapasitet

$$T_c := \lambda \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w = 6.353 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 6.137 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Momentkapasiteten til steget er større en påført moment og trykksonen til tverrsnittet er tilstrekkelig. Sjekk behov for slakkarmering på strekksiden

### Momentkapasitet fra spennarmering

$$M_{sp} := 8 \cdot P_0 \cdot z = 2.747 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

### Slakkarmeringsmoment

$$M_{sl} := M_{Ed,red} - M_{sp} = 1.283 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$



**Overdekningskrav EC2:1-1 (4.4.1)**

$$c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$$

Antar også her at lengdearmering er 20mm og bøylearmering har en nominell diameter på 16mm

$$d_y := h - c_{\text{nom}} - 20\text{mm} - \frac{20\text{mm}}{2} = 1.22\text{ m}$$

$$z_y := d_y - 0.5 \cdot \lambda \cdot x = 1.036\text{ m}$$

$$A_s := \frac{M_{sl}}{f_{yd} \cdot z_y} = 2.848 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

**Sjekker for minimum armeringskrav EC2:1-1 (NA.9.2.1.1)**

$$A_{s,\text{min}} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_f \cdot d_y, 0.0013 \cdot b_f \cdot d_y\right) = 2.929 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Minimumsarmering blir dimensjonerende

$$A_s := \max(A_{s,\text{min}}, A_s) = 0.029\text{ m}^2$$

Prøver med armering på 20 mm

$$r := 10\text{mm}$$

$$\phi 20 := \pi \cdot r^2 = 314.159 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{antall} := \frac{A_s}{\phi 20} = 93.234$$

$$\text{senteravstand} := \frac{b_f}{\text{antall}} = 130.318 \cdot \text{mm}$$

$$A_s := \phi 20 \cdot 95 = 2.985 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

## Dimensjonering av skjær

Beregningene er gjort etter Eurokode 2:Del 1-1 6.2.2, har funnet dimensjonerende skjærtrykk fra Nova Fran

$$V_{Ed} := 8906 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} := 8542.8 \text{ kN}$$

### Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering EC2:1-1 (6.2.2(1))

$$\begin{aligned} b_w &:= 6770 \text{ mm} & \gamma_c &:= 1.5 & f_{ck} &:= 45 \\ A_c &:= 10.3 \text{ m}^2 & \gamma_p &:= 0.9 & f_{ctk} &:= 2.7 \text{ MPa} \\ f_{cd} &:= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck} \cdot \text{MPa}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \text{MPa} & \alpha_{cc} &:= 0.85 & d &:= 1206 \text{ mm} \\ f_{td} &:= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.53 \cdot \text{MPa} & A_{sl} &:= 50836 \text{ mm}^2 & k_1 &:= 0.15 \end{aligned}$$

tap := 0.83      spenningstap fra friksjon, svinn etc

$$P_0 := 8.3554 \text{ kN} = 2.843 \times 10^4 \cdot \text{kN} \quad \text{Oppspenningskraft etter låsing}$$

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot \text{tap} \cdot P_0 = 2.124 \times 10^4 \cdot \text{kN} \quad \text{Aksiell trykkraft etter tap}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 2.062 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{cp} < 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{OK}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2\right) = 1.407 \quad \rho_L := \min\left(0.02, \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}\right) = 0.006$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.392$$

$$V_{Rd,c} := \min\left[\left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d, (v_{\min} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\right]$$

$$V_{Rd,c} = 5725.393 \cdot \text{kN} \quad V_{Rd,c} < V_{Ed,red} \quad \text{Dette gir behov for skjærearmering}$$

### Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering EC2:1-1 (6.2.3)

$$z := 0.9 \cdot d = 1.085 \text{ m} \quad \cot\theta := 2.0 \quad \nu_1 := 0.6 \quad s := 1$$

$$f_{ywd} := 434 \text{ MPa} \quad \tan\theta := 0.4 \quad A_{sw} := 1$$

$$V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad \text{Skjærstrekkkapasitet}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} := \frac{V_{Ed,red}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = 9.068 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{Nødvendig bøyletvernsnitt pr mm}$$

$$r := 10 \text{ mm} \quad \text{Bruker 20mm skjærarmering}$$

$$s := 2 \cdot \pi \cdot \frac{r^2}{10 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 62.832 \cdot \text{mm} \quad \text{Får en maks senteravstand på 60 mm ved opplegg}$$

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} \left( \left( 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right) & \text{if } 0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ \left[ 2.5 \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 1.0 \cdot f_{cd} \end{cases} = 1.081$$

$$V_{Rd,max} := \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} = 4.684 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$V_{Rd,max} \gg V_{Ed}$  Skjærtrykkapasiteten er nå mye større enn påført skjærkraft, OK med hensyn på skjærtrykk

**Minimum skjærarmeringstverrsnitt EC2:1-1 (NA.9.2.2)**

$$f_{yk} := 500\text{MPa} \quad b_w := 5000\text{mm}$$

$$\rho_{w,\min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{MPa})}{f_{yk}} = 0.001$$

$$\frac{A_{sw,\min}}{s} := \rho_{w,\min} \cdot b_w = 6.708 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Armeringsforholdet funnet tidligere tilfredsstiller minimumskravet

**Største senteravstand mellom skjærarmeringsenheter EC2:1-1 (NA.9.2.2(6))**

$h' := 1224\text{mm}$     avstand mellom strekk- og trykkarmeringens tyngdepunkter, har her antatt en verdi i og med at jeg ikke har noen armeringstegninger

$$s_{l,\max} := 0.6 \cdot h' = 0.734 \text{ m}$$

Senteravstanden som er valgt er langt innenfor største senteravstand

**Største senteravstand mellom skjærarmering i tverretning EC2:1-1 (NA.9.2.2(8))**

$$S_{t,\max} := \min(h', 600\text{mm}) = 0.6 \text{ m}$$

$$S_t := b_w - 2 \cdot (60\text{mm} - 8\text{mm}) = 4.896 \text{ m} \quad \text{faktsk senteravstand i tverretning}$$

Her blir maksimumskravet til senteravstand dimensjonerende

## Vedlegg F

# Dimensjonering i bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstande har jeg sjekket spenningsbegrensninger i overkant og underkant av betongtverrsnitt over støtte, hvor momentet blir størst. Har så beregnet minimumsarmering over støtte og i felt for rissbegrensning. For så å sjekke rissvidde ved forenklet metode med beregning av  $\alpha$  og bøyestivheten for et T-tverrsnitt påkjent av både moment og aksialkraft med slakkarmering og spennarmering.

## Spenningsbegrensning EC2:1-1 (7.2)

Finner spenningen i overkant og underkant av tverrsnitt hvor det er maksimal moment i bruksgrensetilstanden for karakteristisk last og ofte forekommende last

$$A_c := 10.38 \text{ m}^2 \quad h := 1300 \text{ mm} \quad \text{element 129}$$

$$I := 1.497 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 \quad f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$TP := 776 \text{ mm} \quad \sigma_{ct} := 3.8 \text{ MPa} \quad \text{betongens strekkspenningskapasitet}$$

### Spenning for karakteristisk last over støtte

$$M_{Ed} := 34927 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed} := 19309 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft fra spennarmering inkludert partialfaktor=1 og spenningstap=17\%}$$

$$y_{ok} := h - TP = 0.524 \text{ m} \quad \sigma_{c.kar} := 27 \text{ MPa}$$

Normalspenninger etter Naviers formel

$$\sigma_{ok} := \frac{-N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I} y_{ok} = 10.365 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ok} > \sigma_{ct}$$

$$\sigma_{uk} := \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot TP = 19.965 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.kar} := 0.6 f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk} < \sigma_{c.kar} \quad \text{Ok med hensyn til trykkspenning}$$

### Spenninger for tilnærmet permanent last over støtte

$$M_{Ed} := 26132 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \sigma_{c.quasi} := 20.25 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} := 19309 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ok} := \frac{-N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I} y_{ok} = 7.287 \text{ MPa} \quad \sigma_{ok} > \sigma_{ct} \quad \text{riss pga strekk}$$

$$\sigma_{uk} := \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot TP = 15.406 \text{ MPa} \quad \sigma_{uk} < \sigma_{c.quasi} \quad \text{ok for trykk}$$

## Minimumsarmering i felt for bruksgrensetilstanden

$\sigma_s := 230\text{MPa}$	Største tillatte spenningen i armeringen		
$f_{ct,eff} := 3.8\text{MPa}$		$b_f := 6380\text{mm}$	bredde flens
$k := 0.65$		$t_f := 240\text{mm}$	tykkelse flens
$h := 1300\text{mm}$	$h_x := 1\text{m}$	$b_s := 6770\text{mm}$	bredde steg
$N_{Ed} := 19309\text{kN}$	aksialkraft i SLS trykk positiv	$h_s := 1300\text{mm}$	høyde steg
$NA := 776\text{mm}$	Nøytralakse fra UK, samme som TP for uopprisset tverrsitt	$A_c := 1.038 \cdot 10^7 \text{mm}^2$	
$I := 1.497 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$			

Flensen vil ikke være i strekk for moment i feltet, beregner derfor kun minimumsarmering for steg i feltet

## Beregning av minimumsarmering i steg EC2:1-1 (7.3.2)

$$y := NA = 0.776\text{m}$$

$$M_{cr} := \left( f_{ct,eff} + \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) \cdot \frac{I}{y} = 1.092 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$y := \frac{(N_{Ed} \cdot I)}{A_c \cdot M_{cr}} = 0.255\text{m}$$

$$h_{\text{strekk}} := NA - y = 0.521\text{m} \quad \text{høyde til steget som er i strekk}$$

$$A_{ct} := h_{\text{strekk}} \cdot b_s = 3.527\text{m}^2$$

$$k_1 := 1.5 \quad \text{Trykk}$$

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1.86\text{MPa}$$

$$k_c := \min \left[ 0.4 \left( 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{h}{h_x}} \right), 1 \right] = 0.3$$

$$A_{s,min} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct})}{\sigma_s} = 1.135 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

**Minimumsarmering over støtte for bruksgrensetilstanden**

$$\sigma_s := 230\text{MPa} \quad \text{Største tillatte spenningen i armeringen}$$

$$f_{\text{ct,eff}} := 3.8\text{MPa}$$

$$b_f := 6380\text{mm} \quad \text{bredde flens}$$

$$k := 0.65$$

$$t_f := 240\text{mm} \quad \text{tykkelse flens}$$

$$h := 1300\text{mm} \quad h_x := 1\text{m}$$

$$b_s := 6770\text{mm} \quad \text{bredde steg}$$

$$N_{\text{Ed}} := 19309\text{kN}$$

$$h_s := 1300\text{mm} \quad \text{høyde steg}$$

$$NA := 776\text{mm} \quad \text{Nøytralakse fra UK}$$

$$A_c := 1.03 \cdot 10^7 \text{mm}^2$$

$$I := 1.497 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$$

**Beregning av minimumsarmering i flens EC2:1-1 (7.3.2)**

$$A_{\text{ct}} := b_f \cdot t_f = 1.531\text{m}^2 \quad \text{Betongarealet i strekksonen}$$

$$y := h - NA = 0.524\text{m}$$

$$M_{\text{cr}} := \left( f_{\text{ct,eff}} + \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c} \right) \cdot \frac{I}{y} = 1.621 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{UK,f}} := \frac{-N_{\text{Ed}}}{A_c} + \frac{M_{\text{cr}}}{I} \cdot (y - t_f) = 1.201\text{MPa}$$

$$\sigma_m := \frac{(f_{\text{ct,eff}} + \sigma_{\text{UK,f}})}{2} = 2.5\text{MPa}$$

$$F_{\text{cr}} := \sigma_m \cdot A_{\text{ct}} = 3.829 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$k_c := \max \left( 0.9 \cdot \frac{F_{\text{cr}}}{A_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ct,eff}}}, 0.5 \right) = 0.592$$

$$A_{\text{s,min,f}} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}})}{\sigma_s} = 9.738 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$



**Beregning av minimumsarmering i steg EC2:1-1 (7.3.2)**

$$NA_{OK} := h - NA = 0.524 \text{ m}$$

$$y := \frac{(N_{Ed} \cdot l)}{A_c \cdot M_{cr}} = 0.173 \text{ m}$$

$$h_{strekk} := NA_{OK} - y = 0.351 \text{ m} \quad \text{høyden til strekksonen}$$

$$h_{ss} := h_{strekk} - t_f = 0.111 \text{ m} \quad \text{høyden til steg som er i strekk}$$

$$A_{ct} := h_{ss} \cdot b_s = 0.751 \text{ m}^2$$

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1.875 \cdot \text{MPa}$$

$$k_1 := 1.5$$

$$k_c := \min \left[ 0.4 \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{h}{h_x}} \right), 1 \right] = 0.299$$

$$A_{s,min,s} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct})}{\sigma_s} = 2.409 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,min,tot} := A_{s,min,f} + A_{s,min,s} = 1.215 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

## Beregning av $\alpha$ for T-tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft i felt

### Data:

Ec	36000 Mpa	e	746,6777151 mm
Es	200000 MPa	c	716 mm
Ep	195000 Mpa	e+c	1462,677715 mm
h	1300 mm		
bs	6770 mm		
bf	6380 mm		
tf	240 mm		
hs	1060 mm		
Ac	10380000 mm <sup>2</sup>		
As	18845 mm <sup>2</sup>		
Ap	21280 mm <sup>2</sup>		
d	1210 mm		
dp	1150 mm		
dpx	60 mm		
Med	14417,6 kNm		
Ned	19309 kN		

$\alpha$	0,280008395
$\alpha d$	338,8101579

### Antar NA i steg og finner likevekt av aksialkraft

$0,5E_c a d b_s$	41287405842
$0,5E_c t f b_f (2-t/a d)$	35599629512
$E_s A_s (1-a)/a$	9691310719
$E_p A_p (d-d_a-d_{p_x})/a d$	9935101679
N venstre	57260622956

### Finner momentlikevekt om slakkarmering

$0,5E_c a d b_s (1-a/3)d$	4,52949E+13
$0,5E_c t f b_f (2-t/a d)(1-a/3)d$	3,9055E+13
$E_p A_p (d-d_a-d_{p_x})d_{p_x}/a d$	5,96106E+11
N(e+c)	8,37538E+13
N høyre	57260622956

### Setter uttrykkene lik hverandre og finner $\alpha$

Skal bli 0	0,082046509
------------	-------------

Finner $\alpha$ til å bli:	0,28
----------------------------	------

## Beregning av bøyestivhet, felt

$$\begin{array}{llll} \alpha := 0.280 & b_f := 6380\text{mm} & A_s := 18850\text{mm}^2 & E_s := 200000\text{MPa} \\ d := 1240\text{mm} & t_f := 240\text{mm} & A_p := 21280\text{mm}^2 & E_p := 195000\text{MPa} \\ h := 1300\text{mm} & b_s := 6770\text{mm} & d_{px} := 60\text{mm} & E_c := 36000\text{MPa} \end{array}$$

## Flenser

$$I_1 := b_f \cdot \frac{t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left( \alpha \cdot d - \frac{t_f}{2} \right)^2 = 0.086 \text{ m}^4$$

## Steg

$$I_2 := b_s \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{12} + b_s \cdot \alpha \cdot d \cdot \left( \alpha \cdot \frac{d}{2} \right)^2 = 0.094 \text{ m}^4$$

$$I_{\beta\beta} := I_1 + I_2 = 1.808 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4 \quad \text{Betongbidrag}$$

## Slakkarmering

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = 1.503 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

## Spennarmering

$$I_p := A_p \cdot \left[ (1 - \alpha) \cdot d - d_{px} \right]^2 = 1.476 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

## Bøyestivheten blir

$$EI := E_c \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s + E_p \cdot I_p = 1.239 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Forenklet rissviddekontroll

Sjekker armeringsspenning for SLS, ofte forekommende laster

$$M := 14417.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot M \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d}{EI} = 207.726 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{tillatt}} := 240 \text{ MPa}$$

Rissviddekravet er tilfredsstillt for felt

### Beregning av $\alpha$ for T-tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft over støtte 3

#### Data:

Ec	36000 Mpa	e	1121,833998 mm
Es	200000 MPa	c	434 mm
Ep	195000 Mpa	e+c	1555,833998 mm
h	1300 mm		
bs	6770 mm		
bf	6380 mm		
tf	240 mm		
hs	1060 mm		
Ac	10380000 mm <sup>2</sup>		
As	31416 mm <sup>2</sup>		
Ap	21280 mm <sup>2</sup>		
d	1220 mm		
dp	1150 mm		
dpx	70 mm		
Med	23342 kNm		
Ned	20807 kN		

$\alpha$	0,367307953
$\alpha d$	448,1157028

#### Antar NA i steg og finner likevekt av aksialkraft

$0,5E_c a d b_s$	54607379547
$0,5E_c t f b_f (2-t/a d)$	0
$E_s A_s (1-a)/a$	10822882093
$E_p A_p (d-d_a-d_{p_x})/a d$	6499524701
N venstre	37284972753

#### Finner momentlikevekt om slakkarmering

$0,5E_c a d b_s (1-a/3)d$	5,84642E+13
$0,5E_c t f b_f (2-t/a d)(1-a/3)d$	0
$E_p A_p (d-d_a-d_{p_x})d_{p_x}/a d$	4,54967E+11
N(e+c)	5,80092E+13
N høyre	37284972753

#### Setter uttrykkene lik hverandre og finner $\alpha$

Skal bli 0	-0,052207947
------------	--------------

Finner $\alpha$ til å bli:	0,367
----------------------------	-------

## Beregning av bøyestivhet over støtte

$$\begin{array}{llll} \alpha := 0.367 & b_f := 6380\text{mm} & A_s := 31416\text{mm}^2 & E_s := 200000\text{MPa} \\ d := 1220\text{mm} & t_f := 240\text{mm} & A_p := 21280\text{mm}^2 & E_p := 195000\text{MPa} \\ h := 1300\text{mm} & b_s := 6770\text{mm} & d_{px} := 70\text{mm} & E_c := 36000\text{MPa} \end{array}$$

## Flenser

$$I_1 := b_f \cdot \frac{t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left( \alpha \cdot d - \frac{t_f}{2} \right)^2 = 0.172 \text{ m}^4$$

## Steg

$$I_2 := b_s \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{12} + b_s \cdot \alpha \cdot d \cdot \left( \alpha \cdot \frac{d}{2} \right)^2 = 0.203 \text{ m}^4$$

$$I_{\beta\beta} := I_1 + I_2 = 3.744 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4 \quad \text{Betongbidrag}$$

## Slakkarmering

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = 1.874 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

## Spennarmering

$$I_p := A_p \cdot \left[ (1 - \alpha) \cdot d - d_{px} \right]^2 = 1.049 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

## Bøyestivheten blir

$$EI := E_c \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s + E_p \cdot I_p = 1.927 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Forenklet rissviddekontroll

Sjekker armeringsspenning for SLS, ofte forekommende laster

$$M := 2334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot M \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d}{EI} = 187.078 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{tillatt}} := 240 \text{ MPa}$$

Rissviddekravet er tilfredsstillt for støtte

