

Analyse av etteroppspent betongbru med behov for skjærarmering

Petter Furulund Bergersen
Kenneth Slaatsveen

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

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10.06.18	ANTALL SIDER: 133 + 109 sider vedlegg
------------------------------------	-------------------	--

TITTEL:

Analyse av etteroppspent betongbru med behov for skjærarmering

Analysis of post tensioned concrete bridge with shear reinforcement

UTFØRT AV:

Kenneth Slaatsveen
Petter Furulund Bergersen



SAMMENDRAG:

I denne oppgaven er det presentert en fiktiv etteroppspent betongbru. Tverrsnittshøyden er lav for å få behov for skjærarmering i brua. Opplagrene består av veggskiver og søyler. Det er derfor behov for både skjærdimensjonering av vanlig skjærarmering og armering mot gjennomlokking. Rapportens hensikt er å analysere og dimensjonere brua. Målet er å bruke allerede kjent kunnskap i tillegg til å lære mer om regelverket og beregningsmetodene knyttet til å prosjektere en etteroppspent betongbru. Et annet mål er å anvende et analyseprogram for å modellere brua. Det er valgt å modellere brua med NovaFrame.

Brua er dimensjonert for både brudd- og bruksgrensetilstand i både lengde- og tverretning. Beregningene i bruddgrensetilstanden viser at brua har tilfredsstillende kapasitet for moment med valgt armeringsløsning. Det kommer av at platen er så bred og er modellert med bjelkeelementer. Bruddgrensetilstanden er tilfredsstillt.

I bruksgrensetilstanden er det kontrollert spenninger i betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen i stadium 2. I tillegg er rissvidder og trykkavlastning kontrollert. Bruksgrensetilstanden er tilfredsstillt.

Fordypningsdelen av oppgaven omhandler dimensjonering av skjærarmeringen i platen og forankringen av skjærarmering i plater. Valgt skjærarmering tilfredsstiller bruddgrensetilstanden i regelverket. Det viste seg at kapasiteten rundt søylekanten ikke er tilstrekkelig. Dette kan løses på forskjellige måter som er drøftet i oppgaven.

Et litteraturstudium er gjennomført for å finne andre kilder som drøfter dette temaet. Det er blitt konkludert med at det ikke eksisterer nok forskning på dette området til å gi et endelig svar. Basert på litteraturstudiet antas det konservativt å forankre skjærarmeringen rundt det ytterste laget med slakkarmering. Dette kan resultere i at tverrsnittshøyden må økes.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Daniel Cantero, Jan Øverli og Terje Kanstad, NTNU, Håvard Johansen og Thomas Reed, Statens vegvesen Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Forord

Rapporten er gjennomført som en masteroppgave ved studiet Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Rapporten er skrevet i samarbeid med Institutt for Konstruksjonsteknikk og Statens vegvesen. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng per student og har blitt utført over 20 uker i løpet av vårsemesteret 2018. Oppgaven er gjennomført som et samarbeid mellom Petter Furulund Bergersen og Kenneth Slaatsveen.

Rapporten går ut på å analysere og dimensjonere en fiktiv etteroppspent betongbru i Trondheim. Analysen og kontrollene er gjennomført i henhold til Eurokodene og Statens vegvesen sine håndbøker. Brua er modellert og analysert i NovaFrame. Resultatene fra NovaFrame er verifisert med manuelle beregninger og i samtale med veileder.

Oppgavens mål er at studentene skal anvende det som har blitt lært gjennom studiene. Studentene skal også tilegne seg ny kunnskap knyttet til regelverket, beregningsmetoder og analyseprogram for å gjennomføre en fullverdig dimensjoneringen av den etteroppspente brubanen. Leser av rapporten må ha grunnleggende kunnskap om temaer som presenteres.

Studentene ønsker å rette en stor takk til veileder Daniel Cantero. Vi takker for god veiledning underveis. I tillegg ønsker vi å rette en takk til Terje Kanstad og Jan Øverli for deres faglige veiledning. Vi ønsker også å takke Håvard Johansen og Thomas Reed fra Statens vegvesen vegdirektoratet for deres veiledning. Både faglige diskusjoner og støtte i rammeprogrammet NovaFrame har vært til stor nytte. Til slutt ønsker vi å takke Andreas Jäsche i Halfen og Sally Stracey i Schöck for å ha respondert på spørsmål og delt erfaringer knyttet til skjærarmering i plater.


Kenneth Slaatsveen


Petter Furulund Bergersen

Sammendrag

Statens vegvesen ville vite om skjærarmeringen i plater burde forankres rundt den ytterste slakkarmeringen. For plater er det ingen klare retningslinjer for dette i regelverket. Det er uenighet i bransjen hva som er nødvendig. Statens vegvesen er også interessert i en detaljert dimensjonering av skjærarmeringen i en platebru.

I denne oppgaven er det presentert en fiktiv etteroppspent betongbru med totalt 24 spennkabler. Kabelens profil er utformet underveis. Spennarmeringssystemet er fra leverandøren CONA. Brua består av 4 spenn og summen av spennlengdene er 67 m. Det er antatt at den rektangulære delen av brua er det bærende tverrsnittet. Brua har en føringsavstand på 16 m og totalt 4 kjørebane. Bruas tverrsnittshøyde er 800 mm. Tverrsnittshøyden er i utgangspunktet lav for å få behov for skjærarmering i brua. Opplagrene består av veggskiver og søyler. Det er derfor behov for både skjærdimensjonering av vanlig skjærarmering og armering mot gjennomløkking.

Rapportens hensikt er å analysere og dimensjonere brua. Målet er å bruke allerede kjent kunnskap i tillegg til å lære mer om regelverket og beregningsmetodene knyttet til å prosjektere en etteroppspent betongbru. Et annet mål er å anvende et analyseprogram for å modellere brua. Det er valgt å modellere brua med NovaFrame.

Brua er dimensjonert for både brudd- og bruksgrensetilstand i både lengde- og tverretning. Beregningene i bruddgrensetilstanden viser at brua har tilfredsstillende kapasitet for moment med valgt armeringsløsning. For torsjon er armeringskravet så høyt at det er drøftet å være urealistisk. Det kommer av at platen er så bred og er modellert med bjelkeelementer. Bruddgrensetilstanden er tilfredsstillende.

I bruksgrensetilstanden er det kontrollert spenninger i betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen i stadium 2. I tillegg er rissvidder og trykkavlastning kontrollert. Bruksgrensetilstanden er tilfredsstillende.

Fordypningsdelen av oppgaven omhandler dimensjonering av skjærarmeringen i platen og forankringen av skjærarmering i plater. Valgt skjærarmering tilfredsstiller bruddgrensetilstanden i regelverket. Det viste seg at kapasiteten rundt søylekanten ikke er tilstrekkelig. Dette kan løses på forskjellige måter som er drøftet i oppgaven.

Et litteraturstudium er gjennomført for å finne andre kilder som drøfter dette temaet. Det er blitt konkludert med at det ikke eksisterer nok forskning på dette området til å gi et endelig svar. Basert på litteraturstudiet antas det konservativt å forankre skjærarmeringen rundt det ytterste laget med slakkarmering. Dette kan resultere i at tverrsnittshøyden må økes.

Abstract

The NPRA are interested in whether or not the shear reinforcement should be anchored around the outer layer of reinforcement. There are no clear guide lines for this in plates. The industry can not agree as to what is necessary. The NPRA is also interested in a detailed shear design in a plate bridge.

The thesis presents a fictitious post stressed concrete bridge. The bridge is calculated as a plate bridge. The bridge is supported during the construction and casted as one. The bridge consists of 4 spans and the sum of the spans are 67 m. It is assumed that the rectangular part of the cross section is carrying the loads. The bridge has 4 carriageways with a total width of 16 m. The height of the cross section is adjusted to 800 mm to reduce the shear capacity of the cross section. The goal is to shear reinforce the cross section. Where the bridge is supported by walls the shear reinforcement is designed according to the regulations for normal shear reinforcement for beams. The bridge is also supported by columns. In these areas the bridge is designed by punching shear.

The number of tendons in the bridge is 24. The profile of the tendons was formed during the analysis. The post-tension system is made by tendon supplier CONA.

The goal of the thesis is to analyze and design the bridge. While Learning more about the regulations and the design methods relevant to designing a post-tensioned concrete bridge. The goal is also to use already known theory and methods combined with new knowledge. During the thesis learning the chosen analysis program, NovaFrame, was another goal.

The bridge is designed in both the Ultimate Limit State and the Service Limit State in the longitudinal and transverse direction. The calculations in ULS shows that the bridge has satisfactory capacity for moment. For torsion the required reinforcement was very high. It is discussed that the amount was unrealistic because of the way the bridge is analyzed with beam elements. In SLS the tensions in the concrete, reinforcement and tendons are determined for cracked concrete. Crack widths and decompression are also checked. The requirements for ULS and SLS are satisfied in both the longitudinal and transverse direction.

The thesis focuses on shear design and the anchorage of shear reinforcement in plates. The capacity at the edge of the columns is not satisfied. The capacity can be increased by doing adjustments to the construction which are described in the thesis.

A literature study is conducted to research the problem. It is concluded that there is little or none sufficient research on the topic of shear anchorage of normal shear reinforcement in plates. Based on the literature study it is assumed that it is conservative to anchor the shear reinforcement around the outer layer of reinforcement. This could lead to an increased size of the cross section.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	ii
Tabeller	vi
Figurer	viii
Symboler	ix
1 Innledning	1
2 Forutsetninger for analysen	3
2.1 Grunnlag	3
2.2 Materialvalg- og egenskaper	4
2.3 Brua	5
3 Armering	9
3.1 Overdekningskrav	9
3.2 Slakkarmering	10
3.3 Spennarmering	11
3.4 Skjærarmering	23
4 Laster og lastkombinering	25
4.1 Permanente laster	25
4.2 Variable laster	26
4.3 Lastkombinering	37
5 Modellering	41
5.1 Koordinatsystem	41
5.2 Materialer	42
5.3 Referanselinjer og akser	43
5.4 Tverrsnitt	44
5.5 Modellgeometri	46

5.6	Spennarmering	49
5.7	Laster i NovaFrame	51
5.8	Modeller og analyse	53
5.9	Lastkombinering	53
6	Verifikasjon av modell	57
6.1	Verifikasjon av egenlast	57
6.2	Verifikasjon av moment fra etteroppspenning	61
6.3	Verifikasjon for vindlaster	64
6.4	Verifikasjon temperaturlast	65
6.5	Verifikasjon trafikklaster	67
6.6	Verifikasjon av svinn og kryp	69
6.7	Verifikasjon spennkrafttap	70
7	Dimensjonering i bruddgrensetilstand	73
7.1	Kraftdiagrammer ULS	74
7.2	Momentkapasitet	76
7.3	Torsjonskapasitet	84
8	Dimensjonering i bruksgrensetilstand	87
8.1	Begrensninger	87
8.2	Kraftdiagrammer SLS	89
8.3	Dimensjonering i SLS	94
8.4	SLS oppsummert	98
9	Skjær i plater	101
9.1	Skjæranalyse	101
9.2	Skjærdimensjonering	103
10	Forankring av skjærarmring	111
10.1	Skjær i plater	111
10.2	Forankring av skjærarmring i brua	113
10.3	Alternative skjærarmringssystemer	113
10.4	Dokumentert forankring	115
10.5	Optimalisert plassering	123
11	Konklusjon	125
	Referanseliste	129
	Vedlegg	133

Tabeller

2.1	Egenskaper for B45	4
2.2	Egenskaper for B500NC	5
2.3	Egenskaper for spennarmering	5
3.1	c_{nom} for slakkarmering	11
3.2	c_{nom} for spennarmering	13
3.3	Anbefalt data for friksjonstap i spennarmering [1]	17
3.4	Umiddelbare tap i betongen ved kontrollpunkt	22
4.1	Forutsetninger for vindlaster	27
4.2	Vindlaster på brua	30
4.3	Lastmodell 1 - karakteristiske verdier	34
4.4	Karakteristiske verdier av sentrifugalkrefter	35
6.1	Sammenlikning momenter på grunn av egenlast	59
6.2	Sammenlikning opplagerreaksjoner	60
6.3	Sammenlikning av momenter fra spennarmering over støtte	63
6.4	Sammenlikning av momenter fra spennarmering i felt	63
6.5	Sammenlikning av vindmomenter	64
6.6	Sammenlikning av temperaturmomenter	67
6.7	Totalt spennkrafttap 10,8 m fra akse 5	70
7.1	Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	75
7.2	Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	75
7.3	Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	76
7.4	Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	76
8.1	Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	91
8.2	Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	91
8.3	Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	92
8.4	Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	92
8.5	Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	94
8.6	Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast	94
8.7	Spenningskontroll i stadium 1	95
8.8	Spenningsberegninger i stadium 2	97
8.9	Spenningskontroll i tverretning for bruksgrenstilstand i stadium 2	98

Figurer

2.1	Brua fra siden	6
2.2	Brua sitt tverrsnitt før reduksjon av antall kabler	6
2.3	Statisk system for brua	7
2.4	Statisk system for brua uten skive i akse 1 og 5	7
3.1	Idealisert spennings- tøyingsdiagram for armeringsstål [2]	10
3.2	Idealisert spennings- tøyingsdiagram for spennstål [2]	11
3.3	Spennkabelens profil over Akse 2, med passivt anker	15
3.4	Spennkabelens profil over Akse 3	15
3.5	Spennkabelens profil mot Akse 5	16
3.6	Låsetap i spennkabelens lengderetning [5]	18
4.1	Tverrsnitt av brua	33
4.2	Kjørebane	33
4.3	Lastgrupper for trafikklaster	35
4.4	Lastfaktorer for de variable lastene [6]	38
4.5	Lastkombinasjonene 6.10(a) og 6.10(b), [6]	38
4.6	Endelige bruddkombinasjoner [5]	39
4.7	Endelige brukskombinasjoner [5]	40
5.1	Globalt aksesystem i NovaFrame	41
5.2	Lokalt aksesystem i NovaFrame	42
5.3	Lagertverrsnittet knyttet til referanselinje 0	43
5.4	Brua fra siden	44
5.5	Tverrsnittet i NovaFrame	45
5.6	Søyletverrsnittet i NovaFrame	45
5.7	Veggskivetverrsnittet i NovaFrame	45
5.8	Nodeoppbygning i NovaFrame	46
5.9	Elementoppbygning i NovaFrame	46
5.10	Master-slave i opplager akse 2	47
5.11	Glidelager i opplager akse 1	48
5.12	Glidelager i opplager akse 4	48
5.13	Kabler i tverrsnittet	49
5.14	Detalj av kabelføringen	50
5.15	Kabellinjene i brua	50
5.16	Illustrasjon av veibanene og deres eksentrisitet i NovaFrame [12]	53

5.17	Utsnitt av lastkombinasjonene	54
5.18	Tabell som viser de valgte lastkombinasjonene [5]	54
5.19	Kombinering av bruddgrense med full virkning av spennarmering	55
6.1	Opprinnelig statisk system med frihetsgrader for egenlast	58
6.2	Momentdiagrammet for egenlast i NovaFrame	60
6.3	Skjærkraftdiagrammet for egenlast i NovaFrame	60
6.4	Momentdiagram for tvangsvirkningene av spennarmering. Max = 5846, Min = -2324 kNm	61
6.5	Momentdiagram for den fulle virkningen av spennarmering. Max = 12861, Min = -5995 kNm	62
6.6	Momentdiagrammet for vindlast uten trafikk i NovaFrame	64
6.7	Statisk system med frihetsgrader for temperaturlast	65
6.8	Gradienter i NovaFrame [12]	66
6.9	Moment på grunn av temperatur i NovaFrame	66
6.10	Momentdiagram for de 4 trafikklastsituasjonene. Max = 2034, Min = -1744 kNm	67
6.11	Lastposisjon for verste momentet på element 340	68
6.12	Momentdiagram for trafikklast. Max = 4760, Min = -4388 kNm	68
6.13	Momentdiagram på grunn av svinn	69
6.14	Deformasjonsdiagram på grunn av svinn	69
6.15	Momentdiagram på grunn av samlet kryp	69
6.16	Deformasjon på grunn av samlet kryp	70
7.1	Momenter ULS tvang lastkombinasjon. Max = 20390, Min = -19120 kNm	74
7.2	Skjærkrefter ULS tvang lastkombinasjon. Max = 6018, Min = -6044 [kN]	74
7.3	Aksialkrefter ULS tvang lastkombinasjon. Max = 2736, Min = -9079 [kN]	74
7.4	Torsjonmoment ULS tvang lastkombinasjon. Max = 10793, Min = -12462 kNm	74
7.5	Momenter ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 16056, Min = -12465 [kNm]	75
7.6	Skjærkrefter ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 11820, Min = -11888 [kN]	75
7.7	Aksialkrefter ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 122, Min = -45178 [kN]	76
7.8	Torsjonmoment ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 10793, Min = -12462 [kNm]	76
7.9	M-N diagram for brua i oppspenningstilstand	81
7.10	M-N diagram for brua i oppspenningstilstand	82
7.11	Kjørebanes i brua	83
8.1	Tabell NA.7.1N - Grenseverdier av w_{max}	89
8.2	Momenter SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 14577, Min = -7371 kNm	90
8.3	Skjærkrefter SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 4293, Min = -4345 [kN]	90

8.4	Aksialkrefter SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 152, Min = -41030 [kN]	90
8.5	Torsjonmoment SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 8790, Min = -9134 kNm	90
8.6	Momenter SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = 13317, Min = -6395 kNm	91
8.7	Skjærkrefter SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = 3868, Min = -3889 [kN]	91
8.8	Aksialkrefter SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = -104, Min = -40977 [kN]	92
8.9	Torsjonmoment SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = 5742, Min = -6025 kNm	92
8.10	Momenter SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = 12789, Min = -6074 kNm	93
8.11	Skjærkrefter SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = 3659, Min = -3665 [kN]	93
8.12	Aksialkrefter SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = -142, Min = -40941 [kN]	93
8.13	Torsjonmoment SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = 4101, Min = -4303 kNm	93
9.1	Kreftene i en plate	101
9.2	Kraftstrøm mot opplager	102
9.3	Reaksjonskrefter i akse 2	103
9.4	Armeringsplassering ved gjennomlokking i EC2 [2]	107
9.5	Praktisk plassering av jern	107
10.1	Stavmodell for skjærarmerte konstruksjonsdeler EC2 [2, figur 6.5]	111
10.2	Stavmodell for skjærarmering der stiplede linje representerer trykkstaver og heltrukken linje representerer skjærarmering [15]	112
10.3	Forankring av skjærbøyler ifølge EC2 [2, Figur 8.5]	112
10.4	Skjæranker med skinne [17]	114
10.5	Plassering av skjæranker i tverrsnittet [18]	115
10.6	Glidning i forankring i forhold til spenning i skjærarmering [16]	116
10.7	Dybeleffekten i skråriss [21]	117
10.8	Forskjellige plasseringer av et skjæranker i et tverrsnitt	118
10.9	Resultater utdragningstest [22]	119
10.10	Foreslått plassering av t-hodet skjærarmering [22]	120
10.11	Plassering av skjærbånd	121
10.12	Opplegg i tverrsnittet type B og C og skjærbånd type C og D [24]	121

Symboler

Latinske store bokstaver

A_k	Arealet som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelen, medregnet innvendig hulrom
A_s	Areal til slakkarmering
A_t	Transformert tverrsnittsareal
A_c	Tverrsnittsareal til betongen
A_{pb}	Nødvendig spennarmeringsareal ved balansert armert tverrsnitt
A_p	Tverrsnittsareal til spennarmering med 12 tau
A_{ref}	Referanseareal som vinden påvirker
C	Vindfaktor for bruer
$C_{Rd,c}$	Faktor avhengig av betingtilslaget
D	Diameter
E_{cm}	Elastisitetsmodulen til betongen
E_p	Elastisitetsmodulen til spennarmeringen
E_s	Elastisitetsmodulen til slakkarmeringen
F_w	Vindkraft
$F_{pm,0}$	Maksimal spennkraft ved jekk
$F_{w,trafikk}$	Vindkraft med hensyn på trafikk
G_k	Egenlast
I	Andre arealmomentmoment
I_c	Bidrag fra betong til andre arealmoment
I_s	Bidrag fra armering til andre arealmoment
I_t	Transformert andre arealmoment; Summen av I_x og I_y
I_v	Turbulensfaktor
K	Stivhetsmatrise
M	Moment
M_p	Primærmoment
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	dimensjonerende momentkapasitet
M_{full}	Totalt moment
M_{tvang}	Moment på grunn av tvangskrefter
N	Aksiellast
P	Forspenningskraft
P_x	Spennkraft i kabel en avstand x fra jekken
P_{max}	Spennkraft ved jekk ved full oppspenning
$P_{r,max}$	Presset spenntauene påfører konstruksjonen pr. meter
Q_k	Nyttelast
Q_{ak}	Aksellast for trafikk i LM2

Q_{ik}	Aksellaster fra trafikk i LM1
Q_{lk}	Bremselast for trafikk
R	Lastvektor; Radius
R^0	Lastvektor for laster på konstruksjonsdeler
R^k	Lastvektor for konsentrerte laster
R_{min}	Minste tillatte radie til spennkabelprofilens kurve
S_c	Sentrifugallast
T	Temperatur
T_0	Temperatur på tidspunktet brua fastholdes
T_e	Jevnt fordelt brutemperatur
T_{Ed}	Dimensjonerende torsjonsmoment
$T_{Rd,max}$	Torsjonskapasitet med hensyn på torsjonstrykk
T_{max}	Høyeste temperatur konstruksjonen er utsatt for
T_{min}	Laveste temperatur konstruksjonen er utsatt for
V	Vertikallast
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{Rd,c}$	Skjærkapasitet med hensyn på skjærstrekk uten skjærarmering
$V_{Rd,s}$	Skjærkapasitet med hensyn på skjærstrekk med skjærarmering

Latinske små bokstaver

b	Bredde
b_w	Bredde på bærende konstruksjonsdel
$c_0(z)$	Vindfaktor som tar hensyn til terrengets form
c_e	Eksponeringsfaktor
c_f	Krafft faktor for vindpåvirkninger på brudekker
c_r	Ruhetsfaktor for beregning av vind
c_{season}	Vindfaktor som tar hensyn til årstid
c_0	Faktor som tar hensyn til terrenget ved beregning av vindkraft
c_{alt}	Faktor som tar hensyn til lokasjon over havnivå ved beregning av vindkraft
c_{dir}	Faktor som tar hensyn til vindretning
$c_{min,b}$	Minste tillatte overdekning som følger av krav til heft
$c_{min,dur}$	Minste tillatte overdekning som følge av miljøpåvirkning
c_{min}	Minste tillatte overdekning
c_{nom}	Nominell overdekning
c_{prob}	Faktor som tar hensyn til vindens returperiode ved beregning av vindkraft
c_{season}	Faktor som tar hensyn til årstid ved beregning av vindkraft
d	Effektiv tverrsnittshøyde
d_g	Største tilslagsstørrelse i betong
d_i	Indre diameter av kabelrør
d_i	Indre diameter i kabelrør
d_{mid}	Midlere effektiv tverrsnittshøyde

e	Eulertallet $\approx 2,72$; Eksentrisitet
e_{felt}	Arm fra tverrsnittets tyngdepunkt til tyngdepunktet i spennarmeringen i feltet
$e_{støtte}$	Arm fra tverrsnittets tyngdepunkt til tyngdepunktet i spennarmeringen over støtte
f_{cd}	Dimensjonerende sylindrestrekkfasthet for betong 28 døgn etter støp
f_{ck}	Karakteristisk sylindrestrekkfasthet for betong 28 døgn etter støp
f_{ctd}	Dimensjonerende aksialstrekkfasthet
$f_{ctk0,05}$	Karakteristisk aksialstrekkfasthet
f_{ctm}	Midlere aksialstrekkfasthet
f_{pd}	Dimensjonerende fasthet for spennstål
f_{pk}	Karakteristisk fasthet til spennarmeringen
$f_{y0,1k}$	Karakteristisk 0,1% grense for spennstål
f_{yd}	Dimensjonerende fasthet for stål
f_{yk}	Karakteristisk fasthet for stål
$f_{yo,1d}$	Dimensjonerende 0,1% grense for spennstål
f_{ywd}	Dimensjonerende skjærfasthet
h	Tverrsnittshøyde
j	Faktor som tar hensyn til spennkabler som blir spent opp etter hverandre
j	Faktor som tar hensyn til spennkabler som blir oppspent etter hverandre
k	Utsiktet vinkelending; Faktor som tar hensyn til effektiv tverrsnittshøyde
k	Utsiktet krumning av kabelrør
k_1	Faktor som er avhengig av trykk- eller strekkspenninger
k_l	Faktor som tar hensyn til turbulens ved beregning av vindkraft
k_p	Toppfaktor
k_r	Faktor avhengig av terrengruhetskategori
k_{it}	Forholdet mellom I_t fra håndberegninger og NovaFrame
k_{sur}	Faktor som tar hensyn til tykkelse på slitelag
n	Antall
$O_{torsjon}$	Omkrets
$p_{r,max}$	Maksimalt press spennkablene påfører konstruksjonen i lengderetningen
q_b	Basis vindhastighetstrykk
q_m	Stedsvindhastighetstrykk
q_p	Toppverdi av vindhastighetstrykk
q_z	Jevnt fordelt vindlast
q_{ik}	Jevnt fordelt trafikklast
r	Radius; Reaksjonskrefter
t	Tid
t_{ef}	Effektiv tykkelse
u_k	Omkrets av areal
v	Maksimal trafikkhastighet
v_b	Basisvindhastighet med hensyn på årstid, vindretning, nivå og returtid
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_{min}	Minste skjærkraftkapasitet

v_m	Stedsvindhastighet med hensyn på terrenget
w_k	Rissvidde
w_{max}	Største tillatte rissvidde
x_L	Avstand fra aktivt anker til punktet der låsetapet ikke lenger har innvirkning på spennkraften
x_L	Avstand fra aktivt anker der låsetapet ikke lenger har noen påvirkning på spennkraften
y	Tyngdepunkt målt fra bunnen i tverrsnittet
y_t	Transformert tyngdepunkt målt fra bunnen i tverrsnittet
z	Avstand fra tyngdepunktet i trykksonen til tyngdepunktet i armeringen som tar opp strekk; Høyde over terreng
z_0	Ruhetslengde

Greske store bokstaver

$\Delta L_{lås}$	Glidning av låsekiler
ΔP_μ	Spennkrafttap på grunn av friksjon
ΔP_{el}	Spennkrafttap på grunn av umiddelbare deformasjoner i betongen
$\Delta P_{lås}$	Spennkrafttap på grunn av glidning i låsekiler
ΔT	Endring i temperatur
$\Delta T_{M,cool}$	Temperaturdifferanse kald side
$\Delta T_{M,heat}$	Temperaturdifferanse varm side
$\Delta T_{N,con}$	Temperaturrendringer ved maksimal kontraksjon
$\Delta T_{N,exp}$	Temperaturrendringer ved maksimal ekspansjon
$\Delta \sigma_c$	Spenningsendring i betongen
$\Delta \sigma_{pr}$	Absoluttverdien av relaksasjonstapet i spennarmeringen
Δc_{dev}	Tillegg til overdekning på grunn av avvik

Greske små bokstaver

α	Faktor for trykksehøyde
α_b	Faktor for trykksehøyde ved balansert armert tverrsnitt
α_{Qi}	Faktor som fordeler punktlaster
α_{cw}	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten
α_q	Faktor som fordeler jevnt fordelt last
β_Q	Lastfaktor for aksellast i LM2
η	Forhåndsfall mellom E-moduler
γ_c	Materialfaktor betong
γ_p	Lastfaktor
γ_s	Materialfaktor stål
κ	Midlere krumning av spennkabel

μ	Friksjonskoeffisient
ν	Reduksjonsfaktor for skjærdimensjonering
ω_M	Lastfaktor for lineært varierende temperaturandel
ω_N	Lastfaktor for jevnt fordelt temperaturandel
ϕ	Armeringsdiameter
ψ	Reduksjonsfaktor for nyttelast
ρ	Densitet
ρ_1	Densitet av slakkarmeringen i tverrsnittet
ρ_{1000}	Relaksasjon i prosent
σ_p	Spenninger i spennarmeringen
σ_s	Spenninger i slakkarmeringen
σ_{cp}	Trykkspenninger i betongen
σ_{kar}	Betongspenninger ved karakteristisk lastkombinasjon
$\sigma_{p,max}$	Maksimal spenning i spennkabel
σ_{pi}	Initiell tøyning i spennarmering etter låsing
θ	Vinkelendring til spennkabel
ε_{cu}	Betongens maksimale tillatte tøyninger
ε_{ud}	Tøyningsgrense til dimensjonering for spennstål
ξ	Reduksjonsfaktor for egenlast

Kapittel 1

Innledning

Masteroppgaven er gitt av Statens vegvesen og tar utgangspunkt i en oppgave som ble gjennomført i kurset *KT6005 prosjektering av bruer 2*, vinteren 2015. Hensikten med masteroppgaven er blant annet å analysere og dimensjonere en brubane av betong. Et annet mål er å lære om regelverket knyttet til dimensjoneringen.

Brua som dimensjoneres er en fiktiv etteroppspent platebru med 4 spenn. Det antas at den er plassert et sted i Trondheim kommune. Antall spennkabler, kabelprofil og dimensjonene for tverrsnittet er gitt i oppgaveteksten i vedlegg A. I utgangspunktet var det 36 kabler, men det ble bestemt i samarbeid med veileder fra Statens vegvesen, Håvard Johansen, å redusere antall kabler til 24. Veileder mente momentdiagrammene så bedre ut med redusert antall kabler. Tverrsnittshøyden er redusert fra 1100 mm til 800 mm for å få for lav skjærkapasitet uten skjærarmering. Det var et ønske fra veileder hos Statens vegvesen å gjennomføre en detaljert dimensjonering av skjærarmeringen i platen.

Platebrua er modellert i rammeprogrammet NovaFrame som anvender bjelkeelementer. Valget av analyseprogram er drøftet i detalj i kapittel 5 og drøftes underveis der det er relevant. Resultatene fra NovaFrame anvendes under dimensjoneringen av brudd- og bruksgrensetilstanden. Dimensjoneringen gjennomføres i henhold til *EC:2-1-1* og *N400*. I tillegg er *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer* brukt som støttelitteratur under analysen og dimensjoneringen.

Brubanen er blitt kontrollert for moment-, torsjon- og skjærkapasitet. Kontroller er gjennomført i både lengde- og tverretning. Momentene i lengderetning er tatt opp av både spenn- og slakkarmering. For noen lasttilfeller er momentet tatt opp av kun slakkarmeringen. I tverretning er det gjennomført forenklede konservative kontroller. Den tverrgående slakkarmeringen bærer momentene i tverretning.

Det er gjennomført kontroller for bruksgrensetilstanden i begge retninger. Først undersøkes betongen om den er uopprisset, stadium 1, eller opprisset, stadium 2. For karakteristisk lastkombinasjon er betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen kontrollert om de tilfredsstiller spenningsbegrensningene i stadium 2. Der ofte

forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon fører til stadium 2 er rissvidder kontrollert. Oversiden av brua er i eksponeringsklasse XD1. Over støttene er brua kontrollert for trykkavlastning med tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Fordypningsdelen av oppgaven er å dimensjonere skjærarmering i en platebru og vurdere forankring av skjærarmering i plater. I tillegg til selve dimensjoneringen drøftes plassering av skjærarmeringen i platen. Spesielt der det er fare for gjennomlokking. Det er gjennomført et litteraturstudium knyttet til hvordan skjærarmeringen skal forankres i en plate. I EC2 er det klare regler for at skjærarmering skal forankres rundt hovedarmeringen og trykksonen i en bjelke. For plater er det derimot ingen klar beskrivelse. Derfor forankres skjærarmering ofte bare rundt det innerste laget, og ikke rundt slakkarmeringen i begge retninger. Det er usikkert hvorvidt det er tilstrekkelig å forankre skjærarmeringen kun rundt det innerste laget.

I starten av rapporten introduseres forutsetninger for oppgaven, som geometrien til brua og materialer som er benyttet. Det er også introdusert regelverk som er lagt til grunn for oppgaven og laster som er benyttet i analysen. Deretter beskrives valgene som er gjort under modelleringen og verifiseringen av resultatene fra NovaFrame. Rapporten presenterer resultatene fra dimensjoneringen i brudd- og bruksgrensetilstanden. Den siste delen tar for seg fordypningsdelen av oppgaven. Skjærarmeringen dimensjoneres og forankringen av skjærarmering i plater drøftes. Fordeler og ulemper ved foreslåtte løsninger nevnes. Rapporten avsluttes med en oppsummering og konklusjon.

Kapittel 2

Forutsetninger for analysen

2.1 Grunnlag

Følgende litteratur og analyseprogram er anvendt som grunnlag for å analysere brua:

Eurokoder:

- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler for bygninger
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, termisk påvirkning
- Standard Norge NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010: Laster på konstruksjoner Del 1-2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster: Vindlaster
- NS-EN:1990:2002+A1:2005+NA:2016: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Håndbøker:

- Håndbok N400 - Bruprosjektering
- Håndbok R412 - Bruklassifisering
- Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer nr. 668

ETA:

- BBR VT CONA CMI BT - Internal Post-tensioning System with 02 to 61 Strands

Analyseprogram:

NovaFrame er et rammeprogram som modellerer kun med bjelkeelementer. Bjelkeelementer er ikke ideelt for å analysere en platebru, men det er bestemt at det var tilstrekkelig for analysen som skal gjennomføres.

Manuelle beregninger gjennomføres i MathCad og henvises til i gitte vedlegg. Enkle beregninger som for eksempel minimum armeringsmengder legges ikke ved, der slike beregninger påvirker andre resultater er det kommentert i vedlegget.

2.2 Materialvalg- og egenskaper

2.2.1 Betong

Betongkvaliteten er valgt til B45. Egenskapene for betongen er vist i tabell 2.1:

Tabell 2.1: Egenskaper for B45

Egenskaper	B45	
Karakteristisk sylindertykkfasthet etter 28 døgn	f_{ck}	45 MPa
Dimensjonerende sylindertykkfasthet	f_{cd}	25.5 MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet	$f_{ctk,0.05}$	2.7 MPa
Dimensjonerende aksialtrekkfasthet	f_{ctd}	1.53 MPa
Midlere aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3.8 MPa
E-modul	E_{cm}	36 000 MPa
Materialfaktor ULS	γ_c	1.5

2.2.2 Slakkarmering

Slakkarmeringen i brua er av typen B500NC. Tabell 2.2 viser materialegenskapene for denne armeringstypen.

For lendge- og tverrarmeringen er det antatt $\phi 25$ jern og skjærarmeringen er antatt som $\phi 20$ jern.

Tabell 2.2: Egenskaper for B500NC

Egenskaper	B500NC	
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500 MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{yd}	434 MPa
E-modul	E_s	200 000 MPa
Materialfaktor ULS	γ_s	1,15

2.2.3 Spennarmering

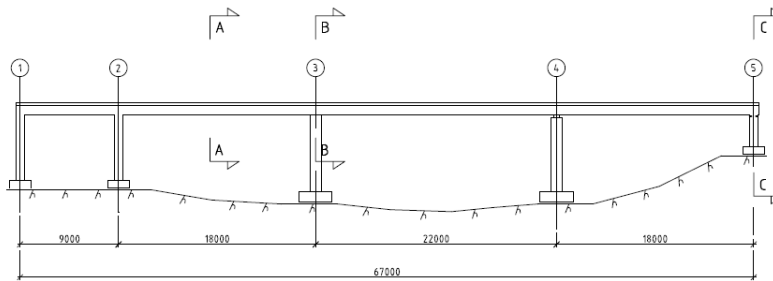
Spennarmeringen består av kabler levert av CONA med 12 tau, hvor hvert tau har areal på 150 mm². Kabelens totale areal er 1800 mm². Relaksasjonklasse for spennkablene er 2 og dimensjonerende kabelkraft ved jekk er 2656,8 kN. Egenskapene for spennarmeringen vises i tabell 2.3: [1]

Tabell 2.3: Egenskaper for spennarmering

Egenskaper	CONA	
Karakteristisk fasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk fasthet 0,1%-grense	$f_{p0.1k}$	1640 MPa
Dimensjonerende fasthet 0,1%-grense	$f_{p0.1d}$	1426 MPa
E-modul	E_p	195 000 MPa
Areal (12 stk tau med areal 150 mm ²)	A_p	1800 mm ²
Materialfaktor ULS	γ_s	1,15

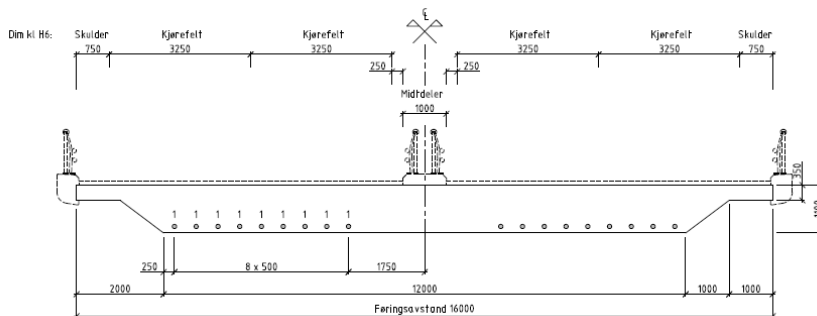
2.3 Brua

Brua er en plasstøpt og etteroppspent platebru. Det antas at overbygningen gjennomføres i én støp uten skjøter med forskaling underbygget og støttet opp fra bakken. Dette bærer brua frem til oppspenningen er fullført. Oppspenningen startes etter 28 dagers herdetid. Bruoverbygget konstrueres uten ledd i platen. Brua består av fire spenn med lengder henholdsvis 9, 18, 22 og 18 m. Figur 2.1 viser brua:



Figur 2.1: Brua fra siden

Figur 2.2 viser tverrsnittet av brua. Kabelgruppe 10 og 11 har aktivt anker i akse 1 og kabelgruppe 20 og 21 har aktivt anker i akse 5. Kablene er blitt justert til å være 6 kabler per kabelgruppe og ikke 9 som figuren viser.

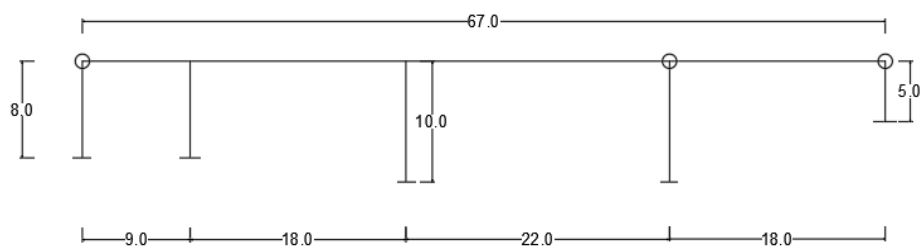


Figur 2.2: Brua sitt tverrsnitt før reduksjon av antall kabler

Det antas at brua er helt rett og har et konstant platetverrsnitt i hele lengderetningen. Størrelsen på tverrsnittet er gitt av tegninger i vedlegg B. Figur 2.2 viser tverrsnittet, men høyden er endret til 800 mm. Total bredde av brua med kantdragere og rekkverk er 17 m. Brua består av 4 kjørefelt, 2 i hver retning. Disse 4 er splittet av en midtdeler og total føringsavstand er 16 m. Slitelag antas å være 50 mm.

I akse 1, 2 og 5 er det valgt å støtte opp overbygningen med en veggskive. Akse 2 er antatt monolittisk støpt. I akse 1 og 5 kan brua rotere om, og forskyve seg i lengderetningen som et glidelager. I akse 3 og 4 er det valgt å støtte opp overbygningen med 2 søyler per akse. I akse 3 er det støpt monolittisk og i akse 4 er det valgt et glidelager. Hensikten med de varierte oppleggene er å sørge for at forskjellige skjærkontrollerer må gjennomføres. Monolittisk støp innebærer at søylene og skivene er støpt i ett med overbygningen. Det fører til tilnærmet fast innspenning og at momenter overføres fra overbygningen og ned i søylene eller veggskiven.

Det statiske systemet vises i figurene 2.3 og 2.4:



Figur 2.3: Statisk system for brua



Figur 2.4: Statisk system for brua uten skive i akse 1 og 5

Kapittel 3

Armering

3.1 Overdekningskrav

Minste overdekning for armering i bruer skal samsvare med bestemmelsene gitt i *Håndbok N400 - Bruprosjektering*. Overdekning er avhengig av eksponeringsklasse. Eksponeringsklassen bestemmes fra fysiske- og miljøpåvirkninger overflaten til konstruksjonen utsettes for. Fysiske forhold kan være forhold som temperaturendringer, slitasje eller vanninntrengning. Miljøpåvirkninger kan være kjemiske forhold som alkali-tilslagsreaksjoner i betongen, klorider i betongen eller saltsulfatløsninger i kontakt med konstruksjonen. Overdekningen skal sikre en bestandig konstruksjon som skal oppfylle krav til stabilitet, styrke og brukbarhet i konstruksjonens dimensjonerende brukstid. [2, kap.4]

Brua sin plassering resulterer i miljøpåvirkninger som gjør at bruas eksponeringsklasser er XD1 for oversiden og XC3 for undersiden av bruoverbyggingen.

Den nominelle overdekningen c_{nom} skal være:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

der Δc_{dev} er et avvik som tas hensyn til ved dimensjonering og c_{min} er: [3]

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur})$$

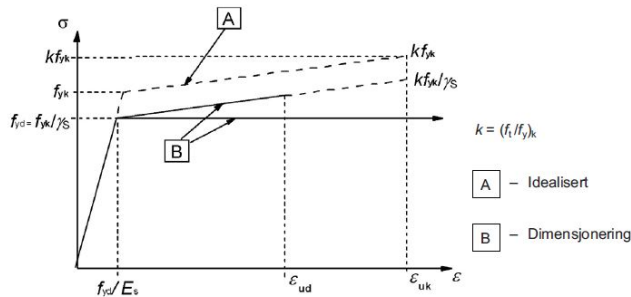
$c_{min,b}$ bestemmes av *Tabell NA.4.2* i *EC2*, som for andre betongkonstruksjoner. For spennarmering trukket i kabelkanaler er denne verdien det minste av diameteren til kabelrøret og 80 mm. [2]

$c_{min,dur}$ for bruer bestemmes av *Tabell 7.2* i *N400*. Tabellen tar hensyn til eksponeringsforholdene og funksjonskravene til komponentene og overflatene i brua. For spennarmering skal denne verdien økes med 10 mm. [3]

3.2 Slakkarmering

3.2.1 Generelt

Slakkarmering i bruer skal tilfredsstillere kravene til materialegenskapene til armeringsstål i EC2. Armeringsstål av type B500NC antas å være av tilfredsstillende kvalitet og egenskapene kan idealiseres som vist i figur 3.1. Minste tillatte diameter for armeringsstenger er 12 mm. [2, 3]



Figur 3.1: Idealisert spennings- tøyingsdiagram for armeringsstål [2]

For alle tverrsnittsdeler skal brua dobbelarmes i begge retninger. På grunn av kammene på armeringsstålet kan armeringsstengene bygge mer enn den oppgitte diameteren. Dette byggemålet skal tas hensyn til ved dimensjonering som for eksempel ved fri avstand mellom armeringsstenger eller effektiv tverrsnittshøyde d . Byggemålet for armeringsstengene hentes fra Tabell 7.3 i Håndbok N400. [3]

Armeringsstenger med diameter større enn 12 mm skal ikke rettes eller ombøyes. I konstruksjonsdeler som er utsatt for utmatting skal ikke armering i noen størrelser rettes eller ombøyes, de kan heller ikke sveises ved f.eks skjøting.[3]

Frie ender armeres i henhold til 9.3.1.4 i EC2. Det kan legges inn bøylor med lengde lenger enn $2h$, eller bøye tverrarmingen i en bue som forbinder topp- og bunnlaget til hverandre.

Den horisontale avstanden mellom armeringsstengene må være stor nok for å sikre god fordeling av betongen slik at heft mellom betong og armeringsstenger vil være tilstrekkelig. I plater er dette normalt ikke et problem på grunn av det store tverrsnittet. I henhold til 8.2 i EC2 skal avstanden mellom stenger i samme lag være minimum $d_g + 5$ mm. I denne oppgaven er det 37 mm siden det antas største tilslagsstørrelse $d_g = 32$ mm.

Avstand i den vertikale retningen er ikke et problem fordi det armeres kun i ett lag i hver retning på over og undersiden av overbygningen. Avstanden mellom topp og bunn er så stor at heft og fordeling av betongen ikke er et problem. [2]

Senteravstanden skal heller ikke være for stor. I henhold til NA9.3.1.1 i EC2 er maksimal senteravstand for slakkarmeringen i lengderetningen 250 mm og 400 mm for tverrarme-

ringen i de mest utsatte områdene. Dette kravet overstyres av krav i 7.8.7 i *N400*. Kravet sier at maksimal senteravstand er 200 mm for slakkarmering i bruoverbygningen. [3, 2]

3.2.2 Slakkarmering i brua

For c_{min} mindre enn 70 mm skal det tillatte avviket Δc_{dev} for plasstøpt betong benyttes som ± 15 mm. [3]

Utregning av c_{nom} for slakkarmering vises i tabell 3.1:

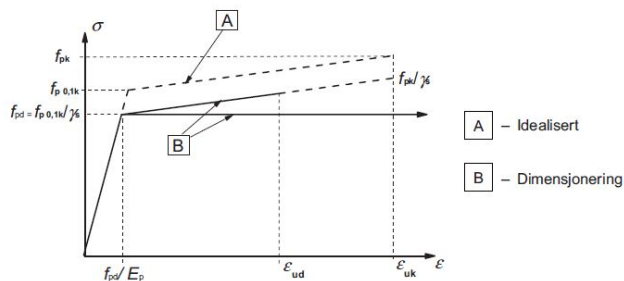
Eksponeeringsklasse	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	Δc_{dev}	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$
XD1 (overside)	25	60	15	75
XC3 (underside)	25	50	15	65

Tabell 3.1: c_{nom} for slakkarmering

3.3 Spennarmering

3.3.1 Generelt

Betong med spennarmering, også kalt spennbetong, er betong der armeringen eller deler av armeringen blir påført strekkraft. Hensikten med å påføre armeringen strekkraften er at armeringen skal overføre det til betongen som trykk. Virkningen og fordelingen av denne kraften skal motvirke ytre krefter konstruksjonen er utsatt for og øke tverrsnittets kapasitet. Egenskapene kan i likhet med egenskapene for slakkarmering idealiseres som vist i figur 3.2 Armeringens profil i tverrsnittet kan variere i lengderetningen. Dersom spennarmeringen har en avstand fra nøytralaksen i tverrsnittet vil den påføre konstruksjonen moment. Profilen til spennarmeringen bør ha tilnærmet samme form som momentdiagrammet til egenlasten. Det har en god effekt siden spennarmeringen prøver å motarbeide momentet fra egenvekten. [4, Del 2]



Figur 3.2: Idealisert spennings- tøyingsdiagram for spennstål [2]

En fordel med spennbetong er at strekkspenningene i betongen er redusert eller eliminert. Det fører til mindre opprissing i betongen og forbedrer bestandigheten til konstruksjonen. Nedbøyningen reduseres som en følge av oppbøyning fra spennkraften og økt stivhet på grunn av redusert opprissing. [4, del2]

Spennarmeringen skal forbindes til betongkonstruksjonen slik at den overfører krefter til betongen. Et anker i hver ende og heft mellom armeringen og betongen sikrer at kreftene overføres. Dersom konstruksjonen er etteroppspent og armeringen skal forbindes til betongen må det etterfylles en sementpasta i armeringskanalene før ankeret låses fast. På den måten vil kraften fra spennarmeringen påføres konstruksjonen gradvis i lengderetningen til spennarmeringen. Denne løsningen er valgt i oppgaven. [4, Del 2]

Spennstålet som er brukt skal ha lav risiko for spenningskorrosjon. Dette kan antas å være tilstrekkelig dersom armeringen er produsert, testet og har samsvarsattestering for spennarmering angitt i en europeisk teknisk godkjenning, heretter kjent som *ETA*. [2, kap.3.3]

Spennkabelens profil gjennom brua er forsøkt optimalisert i forhold til kreftene brua skal motstå. Ofte er ikke profilen optimalisert fordi praktiske utfordringer og hindringer kommer i veien for plassering av kabelrøret. Kabelen kan blant annet ikke krumme for brått. En brå krumning gir også større friksjonstap av spennkraften. Det regnes med en utilsiktet krumning som oppstår på grunn av avstanden mellom festepunktene til kabelrøret under montering som bidrar til friksjonstapet.

3.3.2 Spennarmering i brua

Hver kabel trekkes i et kabelrør med ytre diameter lik 90 mm og ankerhodene som holder kablene fast i enden har en diameter lik 160 mm [1]. Kabelrørene er laget av plast og er glatte innvendig. Godstykkelsen er 4,3 mm som medfører en indre diameter lik 81,4 mm.

Spennarmeringen består av 4 kabelgrupper med 6 kabler i hver gruppe. Kablene i hver gruppe er fordelt over tverrsnittet som forklart i kapittel 2.3. Kabelgruppene er 54 m og 63 m lange ettersom hvilken akse de starter i. Det betyr at de går fra hver sin bruende og over hele brua bortsett fra det siste spennet. Kablene går ca. 1 m utenfor aksene de starter i av praktiske hensyn. To av kabelgruppene er spent opp på utsiden av akse 1 og har innstøpte passive anker i motsatt ende. De to siste kabelgruppene er spent opp på utsiden av akse 5 og har passive anker i motsatt ende.

Overdekningen til spennkablene bestemmes av krav i *N400* og *EC2*. For c_{min} større enn 70 mm skal det tillatte avviket Δc_{dev} for plasstøpt betong benyttes som ± 20 mm. [3]

Utregning av c_{nom} for spennarmering vises i tabell 3.2:

Eksponeringsklasse	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	Δc_{dev}	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$
XD1 (overside)	80	70	20	100
XC3 (underside)	80	60	20	100

Tabell 3.2: c_{nom} for spennarmering

Maksimal karakteristisk strekkspenning spennarmeringen tåler er gitt i produktets tilhørende ETA og er 1860 MPa. Ved beregning brukes en 0,1% grense for spenningen i armeringen. Dette er en verdi for spenningen i spennstålet hvis det har fått 0,1% inelastisk tøyning. Verdien $f_{p0,1k}$ er lik 1640 MPa og brukes til dimensjonering i bruddgrensetilstand. [4, Del 2] Som dimensjonerende maksimal spennkraft i armeringen brukes den minste av $0,9 f_{p0,1k}$ og $0,8 f_{pk}$:

$$\min(0,9 \cdot f_{p0,1k}; 0,8 \cdot f_{pk}) = 1476 \text{ MPa}$$

$0,9 \cdot f_{p0,1k}$ er den dimensjonerende tillatte spenningen og resulterer i en oppspenningskraft på 2656,8 kN i hver av spennkablene. [1, 2]

Fra verdiene i tabell 2.3 bestemmes dimensjonerende fasthet i spennarmeringen:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640 \text{ MPa}}{1,15} = 1426 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Det tillates av 3.3.6 i EC2 at f_{pd} kan bestemmes fra en tøyningsgrense ε_{ud} dersom forholdet $f_{pk}/f_{p0,1k}$ er mindre enn 1,1.

$$\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} = \frac{1860}{1640} \approx 1,13$$

Forholdet er større enn 1,1 og det er dimensjonert med f_{pd} som normalt fra formel (3.1). [2]

Spennkabelens profil i brua

Rørene til spennarmeringen er plassert innenfor slakkarmeringen fordi overdekningen til spennarmeringen er større enn overdekningen til slakkarmeringen. Det er ikke plass til kabelrørene i samme avstand fra betongoverflaten som slakkarmeringen. Kamstål med $\phi 25$ har et byggemål på 30 mm i følge N400. Overdekningskrav fra tabell 3.1 gir overdekningen til kabelrøret: [3]:

$$\text{Overside} : 75 + 30 + 30 = 135 \text{ mm}$$

$$\text{Underside} : 65 + 30 + 30 = 125 \text{ mm}$$

Overdekningene er større enn minimumskravet vist i tabell 3.2. Den beregnede overdekningen er tilstrekkelig.

Som en tilnærming for å beregne indre momentarm til spennkabelen er det antatt at tyngdepunktet til spennkablene er i fjerdedelspunktet til den indre diameteren av kabelrøret. Dette er avgjort med veileder. Spennkabelen tar den korteste veien i røret når den blir strammet opp.

$$\text{Betongens tyngdepunkt : } y = 423,6 \text{ mm}$$

Spennarmeringens momentarm, e , over støtte og i feltet er:

$$e_{\text{støtte}} = 176,1 \text{ mm}$$

$$e_{\text{felt}} = 233,2 \text{ mm}$$

Det faste ankeret i kabelenden må i følge spennkabelsystemets *ETA* plasseres minimum 205 mm fra ankerets senter til betongoverflaten. Spennkabelens profil trekker seg mot tyngdepunktaksen de 4 siste meterene før det passive ankeret for å tilfredsstille kravet. Dette fører til mer friksjonstap i kabelen enn om kablene kunne hatt en rett avslutning etter støtten. Over støtten ligger kabelen 180 mm under overkanten av betongen. Kurven er så slak at friksjonstapet er minimalt. Slakkarmeringen kan komme i veien for plassering av det passive ankeret i spennkablernes ende. Ankeret er trukket ytterligere mot midten av tverrsnittet og ligger med senter 340 mm fra overkant av tverrsnittet, som vist i figur 3.3. Avstanden fra ankerets senter til nærmeste slakkarmering er 205 mm.

Spennkabelen vil i motsatt ende være plassert i brutverrsnittets tyngdepunkt over endestøtten for å unngå å skape et moment i enden. Av praktiske årsaker må brua fortsette en meter fra endeaksen midt i opplegget. Kabelens profil vil fortsette uten kurvatur fra senter endeopplegg, som vist i figur 3.5, for ikke å skape et friksjonstap. Dette betyr at ankeret vil få en eksentrisitet i enden som skaper et innvendig moment. Momentet er veldig lite og tas opp av slakkarmering i tverrsnittet.

Kurvaturen på kabelprofilen kan ikke overskride et krav gitt i *ETA*. Denne er gitt som en minimum radie kurven må ha. Radien R_{min} er gitt av følgende formel: [1]

$$R_{\text{min}} = \frac{2 \cdot F_{pm,0} \cdot d}{d_i \cdot p_{r,max}} = 5,124 \geq 2,0 \text{ m} \quad (3.2)$$

der

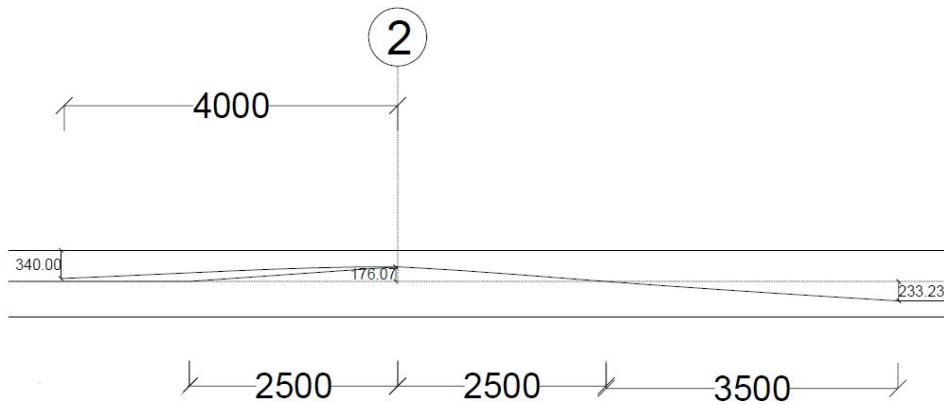
$F_{pm,0}$ er spennkraft ved jekk

d er approksimert diameter til hvert tau

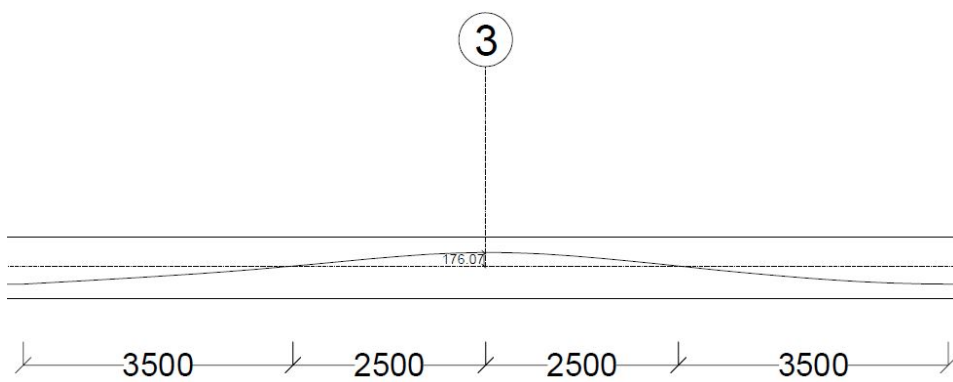
d_i er indre diameter til kabelrør

$p_{r,max}$ er presset tauene påfører konstruksjonen, ofte verdier mellom 140-200 kN/m

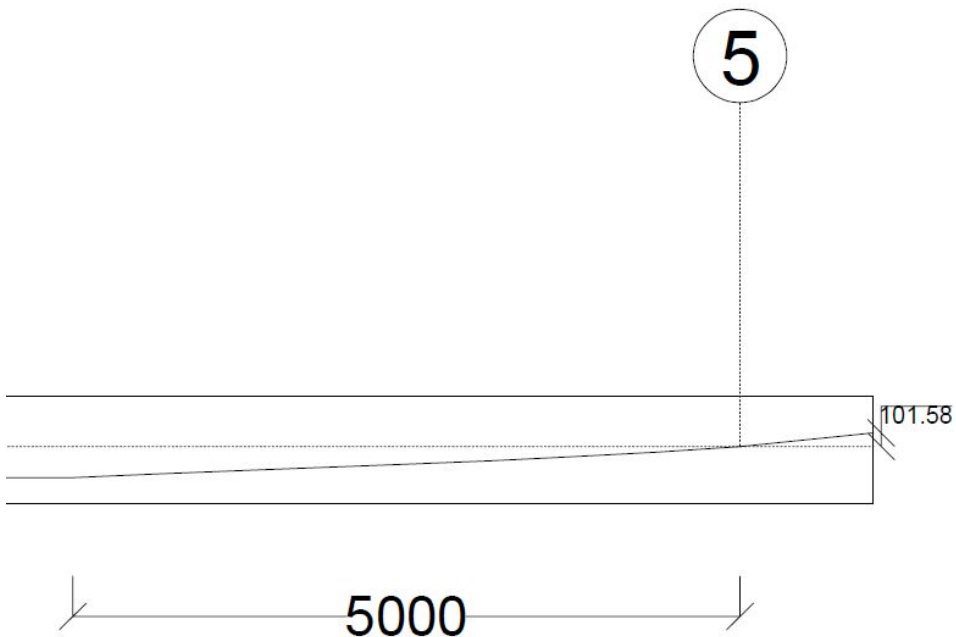
Vedlegg E viser at den bratteste kurven i brua har en radius på 17,8 m som er innenfor minimumskravet $R_{min} = 5,1$ m.



Figur 3.3: Spennkabelens profil over Akse 2, med passivt anker



Figur 3.4: Spennkabelens profil over Akse 3



Figur 3.5: Spennkabelens profil mot Akse 5

Som vist i figur 3.3, 3.4 og 3.5 er kurvaturen forskjellig over støtte, på vei opp mot støtte og ved fast anker. I vedlegg E er kurvaturen til spennkabelen kontrollert opp mot den minste tillatte kurvaturen. Den er brattest over støtten, men er allikevel slakere enn kravet gitt i den tekniske godkjenningen vist i likning (3.2). Kabelen ligger i tyngdepunktaksen fra akse 1 frem til 2,5 m fra akse 2, som vist i figur 3.3. Det er relativt små momenter i dette feltet og avhenger ikke av kapasiteten til spennarmeringen. Den rette profilen til spennkablene fører til mindre friksjonstap. Kabelen vil heller ikke skape et indre moment i enden slik som kablene i akse 5. [1]

3.3.3 Tap av spennkraft

Spennarmeringen vil tape spennkraft i forhold til det jekken påfører under oppspenning. Enkelte tap skjer over tid og andre skjer momentant. I kapittel 6.7 vises en sammenlikning av spennkrafttapene beregnet for hånd og i NovaFrame.

Friksjon

Profilen til spennkablene i en konstruksjon vil som oftest variere i lengderetningen, slik som i oppgaven. Når spennkabelen påføres strekk vil dette medføre en normalkraft fra spennkabelen mot kabelrøret. Normalkraften skaper friksjonskrefter mellom kabelrøret og

spennkabelen når den spennes opp. Friksjonskraften motvirker oppspenningskraften og må derfor tas hensyn til ved dimensjonering. Beregninger av tap på grunn av friksjon er vist i vedlegg F. Slike friksjonskrefter oppstår også i partier der kabelen skal være rett. Det skyldes at kabelrøret ikke monteres helt rett. Kabelrøret holdes på plass punktvis og krumninger kan oppstå mellom støttene til røret. [4, Del 2]

Friksjonstapene $\Delta P_\mu(x)$ for etteroppspente konstruksjoner regnes ut fra følgende uttrykk:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (3.3)$$

der

P_{max} er spennkraft ved jekk

θ er summen av vinkelendringene til spennkabelen over en avstand x

μ er friksjonskoeffisienten mellom spennkabelen og kabelrøret gitt av produsenten

e er eulertallet $\approx 2,72$

k er en utilsiktet vinkelendring som følge av krumninger mellom festepunkter til kabelrør

x er avstanden langs spennarmeringen fra punktet det blir spent opp

Kraften P_x er strekkraften spennkabelen påfører konstruksjonen en avstand x fra punktet der jekken påfører strekkraft. Uttrykket for kraften finnes fra likning (3.4):

$$P_x = P_{max} \cdot e^{-\mu(\theta+kx)} \quad (3.4)$$

Der anbefalte verdier for μ og k er gitt i *ETA* og vist i tabell 3.3. [1]

Kabelrør	μ [rad ⁻¹]	k [rad/m]
Glatt plastrør	0,12	0,005

Tabell 3.3: Anbefalt data for friksjonstap i spennarmering [1]

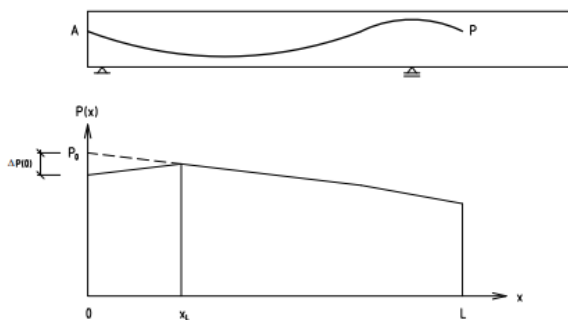
Friksjonstapet ΔP_μ for spennkablene kan i følge tilhørende *ETA* antas å være 0,9% av den maksimale spennkraften. Den er regnet ut i henhold 5.10.5.2 i *EC2*. [1, 2]

Låsetap

Tap av spennkraft i aktivt anker skjer momentant etter jekken slipper opp kraften i spennkabelen. Det benyttes låsekiler i enden ved et anker. Låsekilene er trukket noen millimeter inn i konstruksjonen når de låser fast spennkabelen. Dette gjør at spennkabelen mister deler av oppspenningskraften den ble påført av jekken. Beregninger av låsetapet er vist i vedlegg G. Glidningen $\Delta L_{lås}$ av kilene fører til en endring av tøyningene i spennkabelen. Glidningen er oppgitt av produsenten i tilhørende *ETA*. [2] For systemet i brua er glidningen $\Delta L_{lås}$ lik 6 mm. Det er basert på faste låser og kun ett byggetrinn for spennkablene. For lange spenntau kan tapet kompenseres ved å øke kraften påført av jekken. [4, Del 2]

EC2 tillater overspenning i spennkabelen for å redusere effekten av låsetapet. Dette er kun tillatt dersom spennkraften måles med en jekk med en nøyaktighet på $\pm 5\%$ av den endelige verdien av oppspenningen. Det antas at en slik jekk ikke er tilgjengelig.

Når jekken slippes opp og kilene låser fast spennkabelen vil friksjonen mellom spennkabelen og kabelrøret motvirke effekten av låsetapet. Låsetapet vil være størst ved det aktive ankeret og avta etterhvert som friksjonen virker i lengderetningen av kabelen. På et punkt vil ikke låsetapet ha noen effekt på kabelens spennkraft lenger. Dette er vist i figur 3.6. Som en forenkling vil spennkablernes midlere krumning κ benyttes til fastsettelse av låsetapet og avstanden til punktet der låsetapet ikke lenger har noen innvirkning på spennkraften.



Figur 3.6: Låsetap i spennkabelens lengderetning [5]

For å fastslå hvor mye av kabelen som er påvirket av låsetapet benyttes formel (3.5): [5]

$$x_L = -\frac{1}{\mu(\kappa + k)} \cdot \ln \left(1 - \sqrt{\frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{lås} \cdot \mu(\kappa + k)}{F_{pm,0}}} \right) \quad (3.5)$$

der

κ er den midlere krumningen til alle spennkablene

μ er friksjonskoeffisienten mellom kabelen og røret

$\Delta L_{l\ddot{a}s}$	er glidning av låsekiler
A_p	er arealet til en spennkabel
E_p	er E-modulen til spennarmeringen
$F_{pm,0}$	er oppspenningskraften i jekken
k	er en utilsiktet vinkelendring som følger av krumninger mellom festepunkter til kabelrør

$\Delta P_{l\ddot{a}s}$ minker fra det aktive ankeret i lengderetningen til spennkablene. Låsetapet som en funksjon av avstanden bestemmes fra formel (3.6): [5]

$$\Delta P_{l\ddot{a}s}(x) = F_{pm,0} \cdot \left(e^{-\mu(k+\kappa)x} - e^{-\mu(k+\kappa)(2 \cdot x_L - x)} \right) \quad (3.6)$$

der konstantene er like som i likning 3.5.

I vedlegg G er låsetapet med hensyn til friksjon beregnet i henhold til *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. Punktet låsetapet ikke lenger påvirker spennkabelen er 15,4 m fra de aktive ankerne. Avstanden fra aksene er 14,4 m siden ankerne er plassert 1 m utenfor aksene. [5]

Umiddelbar deformasjon av betongen

EC2 beskriver deformasjon av betong som et umiddelbart tap etter påført spennkraft. Det skal tas hensyn til rekkefølgen spennkablene spennes opp for å fastslå dette tapet. Dette tapet er ofte så lite at det er neglisjerbart. Tapet av spennkraft regnes ut fra følgende uttrykk og er vist i vedlegg H: [2, 5.10.5.1]

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.7)$$

der

A_p	er arealet av spennarmeringen
E_p	er E-modulen til spennarmeringen
$\Delta \sigma_c(t)$	er endringen i spenning ved tyngdepunktet for spennkabelen på tidspunkt t
j	er en faktor som tar hensyn til til spennkabler som blir spent opp etter hverandre, denne verdien kan settes lik 1/2
$E_{cm}(t)$	er midlere E-modul for betongen på et tidspunkt t

På grunn av varierende kabelprofil i tverrsnittet vil ΔP_{el} variere ettersom hvilken posisjon i lengderetningen det tas hensyn til. Den største verdien er valgt for å være konservativ.

Temperaturdifferanse

Tap av spenning i spennkablene på grunn av temperatur oppstår når temperaturendringer påvirker konstruksjonen. Dette skjer i tiden før spennarmeringen har full heftforbindelse til betongen. Siden betong og stål har tilnærmet lik temperaturutvidelseskoeffisient vil spenningstapet på grunn av temperaturutvidelse være konstant i konstruksjonens levetid.

Et slikt tap oppstår når betong kommer i kontakt med spennstål og temperaturen i betongen er høyere enn i spennstålet. Betongen vil produsere varme som en følge av herdeprosessen slik at dette kan forekomme. Dersom spennkabelen ikke blir strammet opp etter varmeutvidelsen og betongen ikke har fått god nok heft til spennkablene vil det oppstå et permanent spenntap. Dette er mest aktuelt i føroppspente konstruksjoner.

Tap av spennkraft forårsaket av temperaturdifferanse antas å være neglisjerbar i en etteroppspent konstruksjon og med lav eller ingen temperaturøkning ved herding av injisert sementpasta. [4]

Relaksasjon av spennstål

Over tid vil spenningen i spennkablene føre til at stålet gir etter på grunn av relaksasjon. Dette skaper en spenningsreduksjon i spennkablene som må tas hensyn til. Beregningene for relaksasjonstap vises i vedlegg I. Relaksasjonen beregnes forskjellig ut fra tre klasser:

- Klasse 1 - tråd eller tau med vanlig relaksasjon
- Klasse 2 - tråd eller tau med lav relaksasjon
- Klasse 3 - varmvalsede og bearbejdede stenger

Spennkablene antas å ha en lav relaksasjon. Det antas 2,5% relaksasjon etter 1000 timer med en middeltemperatur lik 20 °C. Tapet regnes ut fra følgende uttrykk 3.3.2 i EC2: [2]

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.8)$$

der

$\Delta\sigma_{pr}$	er absoluttverdien av relaksasjonstapet i det forspente stålet
σ_{pi}	er den absolutte verdien av initiell spenning i spennarmering etter oppspenning og låsing
ρ_{1000}	er 2,5% for relaksasjonsklasse 2
t	er tiden i timer til det aktuelle tidsrommet som skal kontrolleres etter oppspenning

μ er $\frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$

e er eulertallet $\approx 2,72$

Spenningsreduksjonen i stålet er avhengig av deformasjoner i betongen som skyldes kryp og svinn. *EC2* gir muligheten til å ta hensyn for dette på en forenklet måte ved å bruke en reduksjonsfaktor 0,8 for relaksasjonstapet. Det er valgt å gjøre denne forenklingen i rapporten. [2, 5.10.6 (1b)]

Kryp og svinn

Konstante laster som virker på en betongkonstruksjon over lang tid vil føre til kryptøyninger. Kryptøyningene fører til deformasjoner som reduserer tøyningen i spennarmeringen og redusert forspenningskraft.

Når betongen i en konstruksjon tørker ut vil det oppstå svinntøyning. Svinntøyning deformerer betongen og er uavhengig av last. I likhet med kryptøyninger reduserer svinnet spennkraften i konstruksjonen.

Både kryp- og svinntøyninger er tidsavhengige og reduserer spennkraften til spennarmeringen gradvis. Det fører til et spennkrafttap som er beregnet i vedlegg D. Det er ikke blitt foretatt en justering av t_0 som *Tillegg B* i *EC2* tillater. Dette er en forenkling som ikke har relevans for oppgavens formål. Begge disse tøyningene beskriver reaksjoner i betongen og ikke i stålet slik som relaksasjon. [4, 2, Del 2]

Spenningskontroll i oppspenningstilstand

Ved utregning av spennkrafttap på grunn av svinn er betongspenningene ved spennarmeringen påvist. Dette tapet er beregnet med et uopprisset tverrsnitt, stadium 1. Det er utført en spenningskontroll, som vist i vedlegg D, for over- og underkant av betongen i oppspenningstilstand.

Det er antatt at det er områder der spennkabelens profil har maksimal eksentrisitet og momentet for egenlast er lik null. Dette skyldes at spennkabelens profil ikke er optimalisert i forhold til momentdiagrammet fordi spennkabelens profil var gitt i prosjektgrunnlaget i kapittel 2. En justering av profilen kunne blitt utført slik at punktet der momentet er null ved påkjenning av egenvekt ville vært på samme sted som der eksentrisiteten til spennkabelen er null.

Dette ble oppdaget for sent til at det var aktuelt å endre på konstruksjonen. Etter samtale med veileder fra Statens vegvesen er det besluttet at det var vanlig å beregne i stadium 1, selv om stadium 2 kunne forekomme. Det er ønskelig å tilpasse profilen momentdiagrammet, men i praksis er det vanskelig å få til. Det er ofte praktiske begrensninger som fører til en profil som ikke samsvarer perfekt med teorien.

Forspenningskraft

5.10.3 i EC2 begrenser forspenningskraften som er tillatt å påføre spennkablene etter umiddelbare tap er trukket fra spennkraften. Forspenningskraften er anbefalt å ikke overskride:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$$

σ_{pm0} bestemmes av følgende uttrykk:

$$\min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394MPa$$

Umiddelbare spennkrafttap pr. kabel må være:

$$P_{max} - 1394MPa \cdot A_p = 147,6kN$$

Verdien P_{m0} varierer med en avstand x langs spennkabelen. Punkter med lavt spennkrafttap må kontrolleres. To punkter der friksjonstapet er null og låsetapet er null er blitt kontrollert. Tabell 3.4 viser de momentane spennkrafttapene i punkt 1 som representerer punktet ved aktivt anker der friksjonstapet er 0 og i punkt 2 som er punktet der låsetapet er 0.

	Tap i [N]	Sum tap i [N]
Punkt 1		
Umiddelbare deformasjoner i betongen	1089	
Låsetap	255300	
Friksjonstap	0	
Sum punkt 1		256389
Punkt 2		
Umiddelbare deformasjoner i betongen	1089	
Låsetap	0	
Friksjonstap	219500	
Sum punkt 2		220589

Tabell 3.4: Umiddelbare tap i betongen ved kontrollpunkt

Tabell 3.4 viser at begge punktene har umiddelbare tap større enn 147,6 kN. Spenningen i spennkablene er lav nok i henhold til anbefalt verdi i EC2. Punkter lenger bort fra det aktive ankeret enn punkt 2 har større momentane tap enn dette og er ikke kritiske for kontrollen. Det finnes et punkt mellom punkt 1 og 2 der friksjonstapet går over til å bli det mest dominerende tapet sammenliknet med låsetapet. Punktet må kontrolleres fordi dette punktet vil være det med lavest momentane spennkrafttap. [2]

Friksjonstapet og låsetapet er forenklet ved utregning av spennkrafttap. Låsetapet er regnet ut fra gjennomsnittlig kurvatur av alle kablene. Friksjonstapet er forenklet slik at kurvaturen er samlet sammen og lagt til på ett punkt før den i virkeligheten blir gradvis påført. Friksjonstapet er derfor ikke beregnet som en jevn kurve, men som flere linjer med trinnvis gyldighet ut fra avstand fra aktivt anker. Verdiene for tapet er helt korrekt der kabelen ikke krummer og er konservative der den krummer.

Friksjonstapet summert med låsetapet for de lange kablene er lavest 12 m fra akse 5. Tapet er 93 kN. Denne verdien er for lav til å tilfredsstille anbefalingen i *EC2*.

Det mest kritiske punktet for den korte kabelen er 6,5 m fra akse 1. Her er det momentane tapet målt til 152,2 kN og tilfredsstiller kravet i *EC2*. Tapene er beregnet med en forenklet metode og stemmer ikke helt overens med virkeligheten.

Ved å anta at disse forenklete momentane tapene gjenspeiler virkelige tap vil det si at spennkraften i den lange kabelen måtte vært redusert med ca 54,6 kN pr. kabel. Dette ble oppdaget for sent til at det er endret på i oppgaven. Det antas at konstruksjonen fortsatt ville hatt tilstrekkelig kapasitet selv om spennkraften hadde blitt redusert. Det er også tillatt å legge til korttidseffektene fra relaksasjon til det umiddelbare tapet. Denne verdien er for liten til at det kritiske punktet er i henhold til den anbefalte verdien i *EC2* og spennkraften burde vært redusert.

3.4 Skjærarmering

Skjærarmering består ofte av bøylor eller stenger med t-hoder. Stenger med t-hode fåes i flere dimensjoner fra $\phi 16$ og større. Stengene kan bestilles etter lengdemål og er enkle å montere. Det antas at skjærarmeringen som er benyttet i bruer ikke er sveiset eller ombøyd slik at de kan brukes i områder med fare for utmatting.

3.4.1 Skjærarmering i brua

Som et utgangspunkt er t-hodet plassert med hodet på utsiden av tverrarmeringen med samme overdekning som lengdearmeringen for å spare plass i tverrsnittet. I brua ligger lengdearmeringen ytterst og tverrarmeringen innerst, selv om dette ikke er vanlig i bruer med spennarmering.

Maksimalt mål på senteravstand i lengde- og tverretningen er begrenset i de tynne vingene på grunn av punkt 9.3.2(4) og (5) i *EC2*. [2] Skjærarmering kreves over hele brua som følge av disse punktene. Etter samtale med veileder er det besluttet at dette punktet skulle sees bort fra fordi det egentlig ikke er nødvendig med minimum skjærarmering i plater. Det er også nevnt i 6.2.1 i *EC2* at det ikke er nødvendig med minimum skjærarmering i plater. [4, 2]

Kapittel 4

Laster og lastkombinering

I henhold til *N400* klassifiseres de aktuelle lastene som permanente-, variable- og ulykkeslaster. De endelige lastene inkludert i rapporten er: Egenvekten, kraften fra spennarmeringen, vind- og trafikklast. I tillegg oppstår det tvangskrefter fra temperatur-, kryp- og svinntøyninger og spennarmeringen. [3]

4.1 Permanente laster

Permanente laster er påvirkninger som defineres i *N400* til å være tilnærmet konstante gjennom hele levetiden for brua. De vanligste påvirkningene er egenvekten av konstruksjonen, eventuell ballast og utstyr som ikke skal fjernes, vanntrykk og jordtrykk. I rapporten er kun egenvekten til konstruksjonen vurdert. [3]

4.1.1 Egenvekt

Egenlaster er deler av konstruksjonen som alltid er tilstede. I henhold til 7.3.2 i *N400* settes tyngdetettheten av armert betong til minst 25 kN/m^3 . Tverrsnittsarealet på $1,145 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$ fører til en egenlast på $286,25 \text{ kN/m}$.

Kantdrager, midtdeler, rekkverk og slitelag må inkluderes i egenlasten. I oppgaveteksten i vedlegg A er lastene gitt som:

- Egenvekt kantdrager/rekkverk: 10 kN/m
- Egenvekt midtdeler/rekkverk: 10 kN/m
- Egenvekt slitelag: 2 kN/m^2

Summen av disse kalles superegenvekt.

Analysen fokuserer på brubanen og egenvekten til søylene og veggene er neglisjert siden oppleggene og fundamentene ikke er dimensjonert.

4.2 Variable laster

Variable laster er påvirkninger som varierer over tid. Trafikk- og naturlaster er påvirkningene mest relevant for oppgaven og er tatt hensyn til.

4.2.1 Naturlaster

Naturlaster kommer av klima- og grunnforhold der konstruksjonen er lokalisert. De vanligste naturlastene i Norge er snø-, temperatur- og vindlast. For bruer kan det i henhold til *N400* antas at trafikk- og snølast ikke virker samtidig. Dette bekreftes i *NA.A2.2.2* i *ECO* som sier at snølast ikke virker samtidig som trafikklastene. *NA.A2.2.2* sier at vind- og temperaturlaster regnes å virke samtidig som trafikklastene.[6] Generelt er en trafikkert bru ryddet for snø. Vind- og temperaturlast er de mest kritiske naturlastene for brua. I tillegg kan det være aktuelt å se på andre virkninger fra naturen, som for eksempel jordskjelv. For hvert enkelt prosjekt må det vurderes om en skal måle og observere eventuelle naturlaster ved bruas lokasjon.[3]

Vindlast

For bruer klassifiseres vindlasten innen tre forskjellige vindlastklasser. Vindlastklasse 1 er for enkle og korte bruer med egensvingeperioder under 2 s. I vindlastklasse 1 kan dynamiske påvirkninger neglisjeres. De to andre vindlastklassene er for bruer som er større og lengre. De er også aktuelle for konstruksjonssystemer som lett blir påvirket av dynamiske virkninger. Eksempler på dette er slanke søyler og høye tårn. [3]

I henhold til *N400*: *5.4.3.1* er en platebru ofte innenfor vindlastklasse 1. Brua er en enkel og kort platebru. Derfor plasseres den i vindlastklasse 1. [3]

Trondheim er antatt som geografisk plassering av brua som forutsetning for beregninger som er avhengig av sted. Faktorene for beregning av vindlast er hentet fra *EC1* og vises i tabell 4.1. Detaljerte beregninger for vind finnes i vedlegg J. [7]

Tabell 4.1: Forutsetninger for vindlaster

Trondheim	Faktorer		
Årstidsfaktor	c_{season}		1
Terrengformfaktor	$c_0(z)$		1
Retningsfaktor	c_{dir}		1
Nivåfaktor	c_{alt}		1
Returperiode	c_{prob}	50 år	1
Vindturbulens	k_t		1
Høyde over terreng [m]	z		10
Terrengkategoriskategori		II	

Referansevindhastigheten, $v_{b,0}$, for Trondheim er 26 m/s i henhold til *Tabell NA.4(901.1)* i *ECI*. Basisvindhastigheten gitt i *NA.4.2* og *NA3.4.1* i *ECI* er som følger: [7]

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

Alle faktorene er valgt til 1 og basisvindhastigheten er lik referansevindhastigheten. Basisvindhastigheten er første steg i å transformere referansevindhastigheten til en last.

Videre er stedsvindhastigheten:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 26,174 \text{ m/s}$$

der

$c_0(z)$ er en faktor som tar hensyn til terrenget

$c_r(z)$ er en ruhetsfaktor

$c_0(z)$ er gitt som 1 i henhold til *4.3.1* i *ECI*. Faktoren $c_r(z)$ beregnes i formelen: [7]

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 1,007$$

der

z er høyden over terrenget

z_0 er ruhetslengden

k_r er terrengkategorifaktoren

Høyden z er antatt til å være 10 m. z_0 er gitt i *Tabell NA.4.1* i *ECI* til å være 0,05 og tar utgangspunkt i terrengkategori II. Terrengkategori II tilsvarer et område med lav vegetasjon og spredt bebyggelse. k_r er beregnet i henhold til formelen: [7]

$$k_r = 0,19(z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,19$$

Det må tas hensyn til turbulens og vindkasthastighetstrykket turbulens kan føre til. De neste stegene transformerer vindhastighetene til en last med enhet kN/m^2 . Formelen i 4.4 (4.7) i *EC1* gir: [7]

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = 0,189$$

der

- k_I er turbulensfaktoren
- c_0 er terrengformfaktoren
- z er høyden over terrenget
- z_0 er ruhetslengden

En kortvarig toppverdi av vindkasthastighetstrykket er gitt i *NA.4.5(NA.4.8)* som: [7]

$$q_p(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z)[1 + 2k_p I_v(z)] = 993,843\text{N/m}^2 \approx 1\text{kN/m}^2$$

der

- $v_m(z)$ er stedvindhastigheten
- $I_v(z)$ er turbulensintensiteten
- k_p er en toppfaktor som settes til 3,5
- ρ er luftens densitet og settes til $1,25 \text{ kg/m}^3$

Basisvindhastighetstrykket q_b er grunnlaget for vindlastene på brua og er gitt i 4.5 (4.10) i *EC1* som: [7]

$$q_b = 0,5\rho \cdot v_b^2 = 422,5\text{N/m}^2 \approx 0,42\text{kN/m}^2$$

Beregningene videre er basert på *EC1-4:8 Vindpåvirkninger på bruer*. Forenklet metode i henhold til 8.3.2 i *EC1* kan anvendes siden brua er i vindlastklasse 1. Vinden på tvers av brua vises under: [7]

$$F_{w,x} = 0,5\rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{refx} = 1,94\text{kN/m}$$

der

C_x er en vindlastfaktor
 $A_{ref,x}$ et referanserareal som vinden påvirker

C beregnes i henhold til formelen:

$$C = c_0(z) \cdot c_{fx}$$

der

$c_0(z)$ er eksponeringsfaktoren og avhenger av $q_p(z)$ og q_b

c_{fx} er kraftfaktoren uten fri omstrømning ved endene

Faktorene beregnes i henhold til 8.3.1 og 8.3.2 i *EC1*. For beregning av referansearealet er det antatt at brutvernsnittet er 1 m og rekkverket er 0,5 m høyt. [7]

Vind vertikalt på brua er beregnet med samme metode som for vind på tvers av brua, men faktorene og lastarealet endrer seg. c_{fz} er gitt til å være 0,9 i henhold til NA8.3.3 i *EC1*. Vind vertikalt på brua er som følger:

$$F_{w,z} = 0,5\rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} = 14,3kN/m$$

Vindkreftene i lengderetning beregnes i henhold til 8.3.4 i *EC1* og er 25% av kraften i tverretning: [7]

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot F_{w,x} = 0,48kN/m$$

Vindlast på brua med trafikk følger samme beregningsgang som vindlast uten trafikk. I henhold til N400 5.4.3.3 anses trafikken og kjøretøyet som et rektangel med 2 m høyde. Et vindkast på 35 m/s anvendes i henhold til NA.8.1 i *EC1*. Lasten i x-retning er:

$$F_{w,x,trafikk} = 0,5\rho \cdot v_b^2 \cdot C_{x,trafikk} \cdot A_{ref,x,trafikk} \approx 3kN/m$$

Den vertikale kraften er beregnet likt. Det endelige resultatet i z-retning er:

$$F_{w,z,trafikk} = 0,5\rho \cdot v_b^2 \cdot C_{z,trafikk} \cdot A_{ref,z,trafikk} = 11kN/m$$

Kraften i lengderetning er 25% av kraften i tverretning:

$$F_{w,y,trafikk} = 0,25 \cdot F_{w,x,trafikk} = 0,75kN/m$$

$v_{b,0,trafikk}$ er mindre enn $v_{b,0}$ og tilfredsstillende kravet i NA.8.1 i *EC1*.

De endelige vindkreftene på brua er vist i tabell 4.2:

Tabell 4.2: Vindlaster på brua

Vindlaster	Uten trafikk [kN/m]	Med trafikk [kN/m]
F_{wx}	1,94	3
F_{wz}	14,3	11
F_{wy}	0,48	0,75

På grunn av at tverrsnittet har en veldig høy stivhet om z-aksen, med en I_z lik $2.023 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$, vil bøyning om denneaksen være svært liten. Derfor er de horisontale vindkreftene neglisjert i analysen. Den vertikale vindlasten er den viktigste for rapporten fordi disse bidrar til vertikale deformasjoner.

Temperaturlast

Variierende temperaturendringer gjennom døgnet og årstider forårsaker variable laster på brua. Konstruksjonen prøver å utvide seg eller trekke seg sammen og krumme. Så fremt brua er statisk ubestemt og konstruksjonen ikke kan bevege seg fritt vil temperaturvariasjoner forårsake tvangskrefter. For å finne lastene temperaturendringer påfører brua må det fastslås hvilken type bru det er. I henhold til 6.1.1 i *EC1* er en platebru av brutype 3. [8]

Den maksimale og minimale temperaturen er hentet fra oppgaveteksten i vedlegg A. Hvor T_{max} er $34 \text{ }^\circ\text{C}$ og T_{min} er $-28 \text{ }^\circ\text{C}$. De karakteristiske verdiene kan hentes fra nasjonale kart i det nasjonale tillegget i *EC1*. [8] De karakteristiske verdiene representerer lufttemperaturer ved havnivå i åpent landskap og har en returperiode på 50 år. I områder med en returperiode mindre enn 50 år burde det gjøres justeringer i henhold til *Tillegg A* i *EC1*. [8]

Påvirkningene fra temperatur kan deles opp i flere kategorier. Kategoriene som er aktuelle i oppgaven er jevnt fordelt- og vertikalt lineært varierende temperaturandel. [3]

Jevnt fordelt temperaturandel er temperaturvirkningen som påvirker brua aksialt. Ved temperaturendring vil brua prøve å utvide eller trekke seg sammen i lengderetning. Verdiene for laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel beregnes i henhold til 6.1.3.1 i *EC1*: [8]

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 31^\circ\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -20^\circ\text{C}$$

De endelige temperaturendringene for kontraksjon og ekspansjon, $\Delta T_{N,con}$ og $\Delta T_{N,exp}$ er beregnet på følgende måte i henhold til 6.1.3.3 i *EC1*: [8]

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 21 \text{ }^\circ\text{C}$$

T_0 beskriver temperaturen ved det tidspunktet brua fastholdes og kan i henhold til NA.6.1.3.1 ECI settes til 10 °C hvis temperaturene ved montasjetidspunktet er kjent. Lagre og ekspansjonsfuger må stilles inn i henhold til dette. [8]

Vertikalt lineært varierende temperaturandel varierer over høyden i tverrsnittet til brua og forårsaker krumning i lengderetning. Horisontale variasjoner over tverrsnittet kan opptre og føre til krumninger i tverretning. Vanligvis er horisontale variasjoner neglisjert fordi de vertikale dominerer. [3]

Verdiene som anvendes ved vertikale temperaturdifferanser er hentet fra Tabell NA.6.1 i ECI. Fra tabellen hentes en verdi for når oversiden er varmere enn undersiden, $\Delta T_{M,heat}$, og for når undersiden er varmere enn oversiden, $\Delta T_{M,cool}$. For en type 3 platebru av betong er de: [8]

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -8 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Det er tatt utgangspunkt i et 50 mm tykt slitelag. Ved andre beleggtykkelser må temperaturene multipliseres med faktoren k_{sur} . Faktoren finnes i Tabell NA.6.2 i ECI. Ikke-lineær variasjon er neglisjert i oppgaven.

Brua må kontrolleres for samtidig virkning av kategoriene. Formlene for å beregne dette er som følger:

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

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

Verdiene for ω_N og ω_M er henholdsvis 0,35 og 0,75. [8]

Formlene gir 8 mulige lastkombinasjoner:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp} = 22,35 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con} = 11,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp} = 15,35 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con} = 4,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} = 32,25 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} = 1,25 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} = 27 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} = -4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

4.2.2 Trafikklast

Lastene som påføres kjørebane, gangbane, midtdeler og vegskulder av kjøretøy og fotgjengere defineres som trafikklast. Trafikklasten plasseres i det mest kritiske punktet innenfor tilgjengelig føringsavstand. Føringsavstand er i henhold til *HB R412* definert som: [9]

- avstand mellom kantsteiner
- avstand mellom kantstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- avstand mellom to høye vertikale kanter eller føringskinner

Bruer kan klassifiseres i en bruksklasse som bestemmer hvilke trafikk som kan kjøre over brua uten at det er et problem for bæreevnen. De forskjellige bruksklassene er: [9]

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

I henhold til *EC1* er det 4 forskjellige lastmodeller en bru må dimensjoneres for.[10]

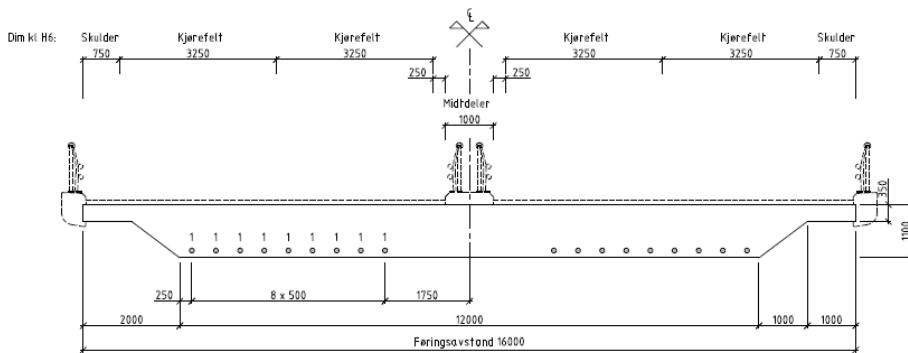
LM1 representerer det generelle trafikkbilde med en jevnt fordelt last og konsentrerte laster fra tunge akslinger. Modellen brukes til generelle og lokale kontroller.

LM2 består av én konsentrert akslingslast i den minst gunstige posisjonen for brua. Dette er en lastmodell som representerer tunge kjøretøy og den dynamiske responsen.

LM3 er et sett med akslingslaster som skal representere spesielle kjøretøy, eksempelvis industriell transport. Modellen benyttes til generell og lokal kontroll. Lastmodellen er neglisjert i oppgaven.

LM4 består av folkemengder. Brua har kun kjørebane og ingen gangfelt. Lastmodellen er derfor neglisjert. [10]

Det antas at LM1 og LM2 er dimensjonerende for brua. Brua har en føringsavstand på 16 m og 4 kjørebane, som vist i figur 4.1.

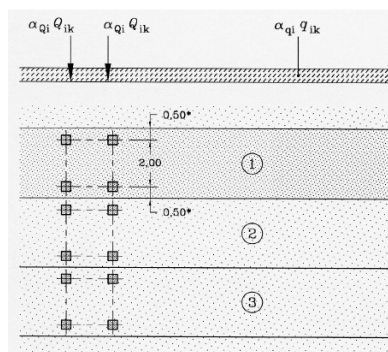


Figur 4.1: Tverrsnitt av brua

LM1 består av to delsystemer. Det første delsystemet består av en dobbeltaksling i form av to punktlaster. Det skal kun være én dobbeltaksling i hver kjørebane. [10]

Det andre delsystemet består av den generelle trafikken på en bru. Den jevnt fordelte lasten skal bare settes på de minst gunstige delene av brua, både i lengde- og tverretning. [10]

Figur 4.2 viser hvordan punktlasten og den jevnt fordelte lasten kan plasseres på kjørebane.



Figur 4.2: Kjørebane

Tabell 4.3 viser de karakteristiske verdiene for lastene i LM1: [10]

Tabell 4.3: Lastmodell 1 - karakteristiske verdier

Lokasjon	Tandem system TS	Jevnt fordelt system
	Aksellaster Q_{ik} [kN]	q_{ik} kN/m ²
Kjørebane 1	300	9
Kjørebane 2	200	2.5
Kjørebane 3	100	2.5
Andre kjørebaneer	0	2.5
Resterende område	0	2.5

En faktor α i *EC1* justerer trafikklastenes verdi i LM1. α_Q er gitt til å være 1 i *NA.4.3.2* i *EC1*. α_{q1} er gitt til å være 0,6. [10]

LM2 består av én enkel akslingslast, $\beta_Q Q_{ak}$. Der Q_{ak} er 400 kN. Lasten inkluderer dynamisk amplifikasjon og skal testes på alle punkter for kjørebaneen. β_Q er gitt i *NA.4.3.3* i *EC1* til å være 1. [10]

De horisontale lastene som kan oppstå på en bru kommer av bremsing, sidelast og sentrifugallast.[9]

Det antas at bremselaster virker jevnt fordelt over hele lastfeltet i lengderetning. Den karakteristiske verdien av Q_{lk} beregnes som en del av den totale vertikale lasten fra LM1. Mest sannsynlig opptrer bremselasten i kjørebane 1. Den beregnes av formel (4.1) og begrenses av formel (4.2): [10]

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1}(2Q_{lk}) + 0.1\alpha_{q1}q_{1k}w_1L = 477.585 \quad (4.1)$$

$$180\alpha_{Q1}(kN) = 180 \leq Q_{lk} = 477.585 \leq 900(kN) \quad (4.2)$$

I likningene er L lengden av den delen som vurderes. For beregningene i oppgaven er L valgt som bruas lengde av konservative hensyn. [10]

Sidelasten kan komme av skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy. Sidelasten er 25% av bremselasten og opptrer vinkelrett på lengderetningen. [9]

Sentrifugallasten opptrer samtidig som vertikallasten, men ikke samtidig som bremselast eller sidelast. Det kommer av at sentrifugallasten oppstår når trafikken kjører på en bru med horisontal radius. Denne kan beregnes ved hjelp av formelen: [10]

$$S_c = v^2 \times V / (127 \times R) = 0.2 \times V$$

der

v er maksimum hastighet [km/t]

R er horisontalkurvens radius [m]

V er vertikallasten i kN for aksellastene og i kN/m for den jevnt fordelte lasten

I henhold til *R412* er maksimum hastighet satt til 70 km/t og minimum hastighet til 50 km/t. Ved R lik 1500 m eller mer trenger det ikke å tas hensyn til sentrifugallaster. [9]

Ifølge 4.4.2 i *EC1* beregnes de karakteristiske sentrifugalkreftene annerledes enn *R412*. Felles er at sentrifugallasten er 0 for en radius større enn 1500 m. Brua er rett og har ingen radius, derfor er sentrifugallasten 0 i oppgaven. Tabell 4.4 viser hvordan de avhenger av den horisontale radiusen til brua: [10]

Tabell 4.4: Karakteristiske verdier av sentrifugalkrefter

$Q_{tk} = 0,2Q_v$ [kN]	hvis $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40Q_v/r$ [kN]	hvis $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	hvis $r > 1500$ m

De forskjellige lastgruppene vises i figur 4.3. Gruppene gr1a, gr1b og gr2 er relevante for oppgaven.

Table 4.4a - Assessment of groups of traffic loads (characteristic values of the multi-component action)

Load type		CARRIAGEWAY						FOOTWAYS AND CYCLE TRACKS
		Vertical forces				Horizontal forces		Vertical forces only
Reference		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Load system		LMI (TS and UDL systems)	LM2 (Single axle)	LM3 (Special vehicles)	LM4 (Crowd loading)	Braking and acceleration forces	Centrifugal and transverse forces	Uniformly Distributed load
Groups of Loads	gr1a	Characteristic values				"	"	Combination value ^b
	gr1b		Characteristic value					
	gr2	Frequent values ^b				Characteristic value	Characteristic value	
	gr3 ^d							Characteristic value ^a
	Gr4				Characteristic value			Characteristic value ^b
	Gr5	See annex A		Characteristic value				
Dominant component action (designated as component associated with the group)								
^a May be defined in the National Annex. ^b May be defined in the National Annex. The recommended value is 3 kN/m ² . ^c See 5.3.2.1-(2). One footway only should be considered to be loaded if the effect is more unfavourable than the effect of two loaded footways. ^d This group is irrelevant if gr4 is considered.								

Figur 4.3: Lastgrupper for trafikklaster

4.2.3 Laster fra kryp og svinn

Kryp og svinn er deformasjonslaster som er avhengige av tid. Som regel ses det på en lang tidsperiode, gjerne fra 50 til 100 år. I oppgaven er levetiden satt til 100 år. For bruer med byggefaser er det derimot viktig å ta hensyn til kryptall for hver byggefase. Dette er ikke aktuelt for oppgaven fordi bruoverbygningen støpes i ett.

Kryp

Kryp er en form for volumendring som forekommer når en last trykker betongen sammen over lengre tid. Kryptøyningene oppstår når konstruksjonen er statisk ubestemt. Tøyningene avhenger av størrelsen og varigheten av lastene som trykker betongen sammen. Formelen for kryptøyning i henhold til 3.1.4 i EC2 er: [4, 2]

$$\epsilon_{cc} = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c)$$

Det kan antas lineært kryp så lenge betongspenningene ikke overskrider spenningsbegrensningen $0,45 \cdot f_{ck}$. Det er antatt at kryptet er lineært. Antakelsen er kontrollert i kapittel 8. [2]

Kryptallet avhenger av flere faktorer. Tverrsnittet, sammensetningen av betongen, temperaturen rundt konstruksjonen og den relative luftfuktigheten er eksempler på slike faktorer. Alderen til betongen ved pålastning påvirker også kryptallet. Beregningen av kryptallet er vist i vedlegg C.[4, 2]

Svinn

Svinn skiller seg fra kryp ved at det er uavhengig av lastene. Svinn oppstår når betongen tørker og trekker seg sammen. På lik linje som kryp fører svinn til volumendringer i betongen og tøyninger i statisk ubestemte konstruksjoner. Dette kommer av at svinn vil prøve å flytte på konstruksjonen og tvangskrefter forekommer. [4, 2]

Formelen for svinn i 3.1.4 i EC2 er: [2]

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

der

ϵ_{cd} er svinntøyningen ved uttørking

ϵ_{ca} er den autogene svinntøyningen

Uttørking forekommer når fukten beveger seg gjennom den herdede betongen. Svinntøyningen ved uttørking regnes etter 3.1.4(3.9) i EC2: [2]

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

der

$\beta_{ds}(t, t_s)$ er en faktor som beregnes i henhold til 3.1.4 (3.10) i EC2

k_h er en koeffisient som avhenger av den effektive tverrsnittstykkelsen

$\epsilon_{cd,0}$ er nominell verdi for svinntøyning ved uttørking og beregnes i henhold til Tillegg B i EC2

Autogent svinn opptrer tidlig under utstøpingen av betongen. Det autogene svinnet utvikles lineært med herdingen av betongen som øker fastheten. [4, 2]

Autogent svinn beregnes i henhold til 3.1.4(3.11) i EC2:

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

der

$\beta_{as}(t)$ beregnes etter 3.1.4(3.13) i EC2

$\epsilon_{ca}(\infty)$ beregnes etter 3.1.4(3.12) i EC2

4.3 Lastkombinering

Lastkombineringen er gjennomført i henhold til NS-EN:1990:2002+A1:2005+NA:2016. Brua kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand.

Faktorene for de variable lastene hentes fra Tabell NA.A2.1 i EC0. Figur 4.4 viser tabellen: [6]

Tabell NA.A2.1 – Verdier av ψ -faktorer for vegbruer

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{2)}$	$\psi_{1,infq}^{1)}$	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a	Boggilast (BL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	(LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau ²⁾	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr1b (enkel aksling)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (horisontale krefter)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr3 (laster på gangbaner/fortau)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr5 (LM3 – Spesialkjøretøyer)		-	-	-	-
	Vindkrefter	\bar{F}_{wk} - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0/0,5	0,8
\bar{F}_{wk} - Under utførelse		0,8	-	-	-	
\bar{F}_w^*		0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Temperatur ⁴⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ - På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8	
	$Q_{Sn,k}$ - Under utførelse	0,8	-	-	-	
Laster i byggetilstand	Q_c	1,0	-	1,0	-	
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Last fra lagernisjjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	

¹⁾ $\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.
²⁾ Kombinasjonsverdien for laster på gangbaner/fortau angitt i tabell 4.4a i NS-EN 1991-2, er en redusert verdi, og ψ -faktorene gjelder for denne verdien.
³⁾ Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved \bar{F}_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).
⁴⁾ Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.
⁵⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdien 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for livsavhengige egenskaper.

Figur 4.4: Lastfaktorer for de variable lastene [6]

4.3.1 Bruddgrensetilstand

Konstruksjoner kan bli kontrollert i fire forskjellige bruddgrensetilstander, EQU, STR, GEO, FAT. EQU kontrollerer om det er likevekt i det statiske systemet. STR og GEO tar hensyn til brudd i henholdsvis konstruksjonen og grunnen. FAT kontrollerer utmattingsbrudd for konstruksjonen. For oppgaven er kun bruddgrensetilstanden STR aktuell.

De relevante lastkombinasjonene for bruddgrensetilstanden er hentet fra 6.4.3.2 i *ECO*. Figur 4.5 viser lastkombinasjonene:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \gamma_{P}^{n_i} \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \gamma_{P}^{n_i} \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10b)$$

Figur 4.5: Lastkombinasjonene 6.10(a) og 6.10(b), [6]

Symbolene i lastkombinasjonene representerer forskjellige faktorer og laster:

$G_{k,j}$	er egenlast
P	er kraften fra forspenningen
$Q_{k,1}$	er dominerende variabel last
$Q_{k,i}$	er andre variable laster
γ	er lastfaktor for sin respektive last
ψ	er reduksjonsfaktor for sin respektive variable last
ξ	er reduksjonsfaktor for egenlast

Lastfaktoren γ og reduksjonsfaktoren ξ for egenlast hentes fra *Tabell NA.A2.4(B)* i *ECO*. Reduksjonsfaktorene for de variable lastene hentes fra tabellen i figur 4.4. [6]

Lastfaktorene kan variere avhengig av hvorvidt lasten bidrar til mer eller mindre reaksjonskrefter i konstruksjonen. For eksempel kan spennkraften ha lastfaktor 0,9 om den er gunstig for konstruksjonen. Hvis spennkraften er ugunstig er lastfaktoren 1,1.

En tabell i *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer* gir en anbefaling på lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden. I rapporten er det valgt samme lastkombinasjoner. ULS-delen av denne tabellen er gjengitt i figur 4.6. [5]

Lastkombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V-TR	V
ULS-STR							
1 (6.10a) - m/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	1,12	-
2 (6.10a) - u/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,12
3 (6.10b) - TR dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	1,35	0,84	1,12	-
4 (6.10b) - TE dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	1,20	1,12	-
5 (6.10b) - V-TR dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	1,60	-
6 (6.10b) - V dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,60

Figur 4.6: Endelige bruddkombinasjoner [5]

4.3.2 Bruksgrensetilstand

Brua kontrolleres i bruksgrensetilstand for å sikre at brua skal bevare utseendet, bestandighet og brukerkomfort. Store nedbøyninger kan oppfattes som farlig for brukere og estetisk dårlig. Rissvidder kontrolleres med tanke på utseende og bestandighet. For store riss kan føre til korrosjon av armeringen.

Brua kontrolleres mot karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon. Kombinasjonene er vist i 6.5.3(2) i *ECO*. [6]

Karakteristisk:

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

Ofte forekommende:

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

Tilnærmet permanent:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Lastkombinasjonene for bruksgrensetilstand er også hentet fra *Beregningsveiledning for etteroppente betongruer* som vist i figur 4.7. [5]

SLS-KAR								
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7	-	
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	-	
3 V dom	1,0	1,0	1,0	-	0,7	-	1,0	
SLS-OFTE								
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-	
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,7	-	-	
SLS-PERM								
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-	
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,5	-	-	

Figur 4.7: Endelige brukskombinasjoner [5]

Spenningsene i betongen, spenn- og slakkarmeringen kontrolleres med karakteristisk lastkombinasjon. Rissvidder og trykkavlastning kontrolleres med ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon.

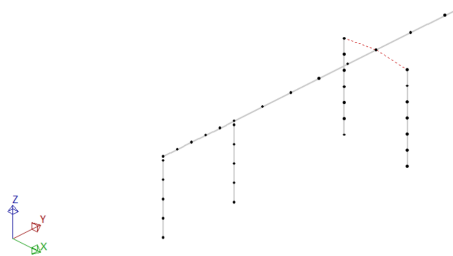
Kapittel 5

Modellering

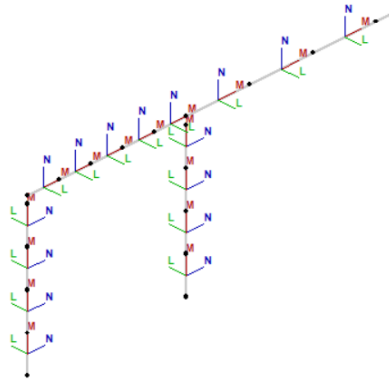
Det er valgt å modellere brua med rammeprogrammet NovaFrame som er utviklet av Aas-Jakobsen for bruanalyse. Hovedårsaken til at NovaFrame er valgt er den enkle modelleringen av etteroppspente kabler og bevegelige trafikklaster. En ulempe med NovaFrame er at det baserer seg på bjelkeelementer som er helt stive i tverretning. Platen vil egentlig deformere seg i både lengde- og tverretning. Et FEM-program som Abaqus med skallelementer ville tatt hensyn til deformasjonene i tverretningen. Det er i samarbeid med veileder fra Statens vegvesen bestemt at dette ikke er et problem for målet med oppgaven. Andre fordeler med programmet er at det er enkelt å gjøre endringer på brua. I tillegg er det enkelt å sette sammen lastkombinasjoner og sikre at de verste lasttilfellene virker på brua.

5.1 Koordinatsystem

NovaFrame har et globalt og lokalt aksesystem. Noder og grensebetingelser er modellert i det globale XYZ-systemet. Tverrsnitt og kreftene i tverrsnittet modelleres i det lokale LMN-systemet. Figur 5.2 og 5.1 viser hvordan aksesystemene er bygget opp i NovaFrame.



Figur 5.1: Globalt aksesystem i NovaFrame



Figur 5.2: Lokalt aksesystem i NovaFrame

5.2 Materialer

I NovaFrame må samtlige materialer defineres. Betongkvaliteten i brua er valgt til B45. Denne er ikke standard i NovaFrame og må defineres eksplisitt. Karakteristisk sylindrefasthet og E-modul endres henholdsvis til 45 MPa og 36 000 MPa.

B500NC er forhåndsdefinert slakkarmering i NovaFrame. Valgt spennarmeringen er av typen med $f_{p0,1k}$ lik 1640MPa. Den er ikke forhåndsdefinert og må defineres manuelt.

Under fanen “design parameters” kan blant annet materialfaktorer, tøyningsgrenser for materialene og rissviddebegrensninger for betongen endres. Alle forhåndsinnstillinger er beholdt utenom for faktoren K_{it} . Faktoren K_{it} justerer torsjonsstivheten til tverrsnittet.

I NovaFrame er I_t beregnet som summen av I_x og I_y . Verdien er som følger:

$$I_{t,NovaFrame} = I_x + I_y = 6,004 \cdot 10^{11} + 2,023 \cdot 10^{14} = 2,029 \cdot 10^{14}$$

I_t er håndberegnet med følgende formel fra *Tabell 5.2 i Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*: [11]

$$I_t = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{h}{b}\right) = 1,962 \cdot 10^{12}$$

Tverrsnittet er forenklet ved at kun den indre rektangulære platen bidrar til torsjonsstivheten. Vingene er neglisjert.

K_{it} er beregnet ved å ta forholdet mellom I_t og $I_{t,NovaFrame}$.

$$K_{it} = \frac{I_t}{I_{t,NovaFrame}} = 0,001$$

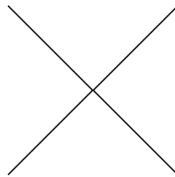
Den endelige torsjonsstivheten er 1 promille av den opprinnelige i NovaFrame. Det er konkludert med veileder fra Statens vegvesen at dette ikke er usannsynlig for en plate med lav høyde. Det er naturlig å anta at tverrsnittet kan vri seg og at reaksjonskreftene er mindre på grunn av fleksibiliteten. Deformasjonene kan derimot bli større.

5.3 Referanselinjer og akser

For å modellere brua er det valgt å bruke referanselinjer og akser. Det gjør det enkelt å legge inn noder og elementer korrekt. Sannsynligheten for å plassere en koordinatbestemt node feil øker med antallet som plasseres manuelt. Derfor er det vanlig å anvende referanselinjer og akser for konstruksjoner som er store eller med kompleks geometri.

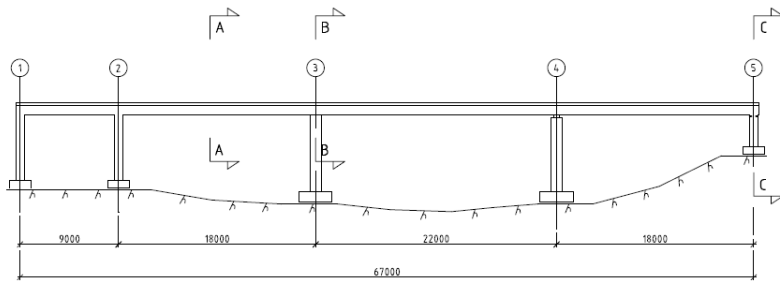
Under fanen for referanselinjer defineres den horisontale profillinjen som selve brubanen følger. Dette gjør det mulig å knytte tverrsnitt til referanselinjen og hvordan de skal ligge i forhold til referanselinjen. I tillegg defineres vertikale referanselinjer som søylene, veggene og “dummy-elementene” følger. Hensikten med “dummy-elementene” er å modellere randbetingelsene mellom brubanen og oppleggene i akse 1, 4 og 5.

NovaFrame genererer automatisk en “referanselinje 0” som ikke bidrar til plassering av geometri. NovaFrame knytter spesielle tverrsnitt til denne referanselinjen. I oppgaven er det kun lager-tverrsnittet som knyttes til “referanselinje 0”. Hensikten med lager-tverrsnittet er forklart nærmere i kapittel 5.5. Andre tverrsnitt som er vanlig å tilknytte “referanselinje 0” er fundamentet. Figur 5.3 viser lager-tverrsnittet i NovaFrame.



Figur 5.3: Lagertverrsnittet knyttet til referanselinje 0

Vertikale akser som ligger på tvers av referanselinjen til brubanen defineres. Aksene forenkler modelleringen av søylene og veggene. Vanligvis er plasseringen av aksene gitt av profilnumre på detaljerte tegninger. Detaljerte tegninger med profilnumre er ikke en del av grunnlaget for oppgaven. Aksene er satt ut i henhold til figur 5.4 og sentrert i oppleggene.



Figur 5.4: Brua fra siden

For den horisontale geometrien er det valgt “Discrete segments” og “straight line segments” siden bruene er rett. Start- og endekoordinater defineres i XY-planet. Koordinatene ligger henholdsvis i (0,0) og (0,67).

Under fanen for den vertikale geometrien defineres “straight line segment” og posisjonen til start- og endepunktene i YZ-planet. I utgangspunktet velges målene fra kotehøyder gitt på tegninger. I henhold til tegningene gitt av veileder fra Statens vegvesen er det 10 m fra underkant av de laveste fundamentene til underkant av bruene.

Under “column” bestemmes det hvilke referanselinje søylene eller veggene følger. Eksentrisiteten til de vertikale linjene i forhold til profillinjen og høyden av søylene og veggene er også definert. Noen av de vertikale referanselinjene styrer “dummy-elementene” som brukes til modelleringen av glidelagerne.

Oppleggene i akse 1, 4 og 5 er modellert som glidelager. Dette er forklart nærmere i kapittel 5.5.

I akse 3 og 4 skal det være 2 søyer i hver akse. De vertikale referanselinjene defineres med eksentrisitet med tanke på søylenes posisjon i forhold til profillinjen.

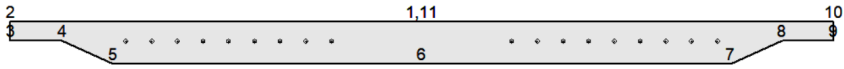
5.4 Tverrsnitt

Betongtverrsnittene er modellert med “Massive General” under fanen “Section”. “Design parameterne” er valgt i henhold til EC2. Brubanens tverrsnitt tilknyttes profillinjen. De vertikale tverrsnittene tilknyttes sine respektive referanselinjer.

Lager-tverrsnittet defineres også under “Section” som et “Frame Section”. Under fanen “dimensions” defineres egenskaper tilknyttet lager-tverrsnittet.

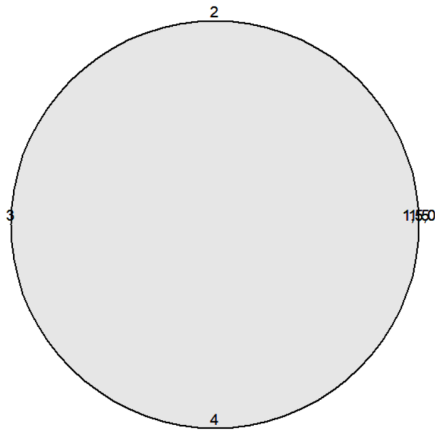
Modelleringen av tverrsnittene til brubanen, søylene og veggene gjøres ved hjelp av “points”. Figur 5.5 viser hvordan tverrsnittet for brubanen er definert ved hjelp av 11 punkter. Punktene defineres med koordinater og rette linjer trekkes mellom punktene. Ved hjelp av fanen “Refline connection” bestemmes det at punkt 6 i tverrsnittet skal ligge i

profilinjen. Dette gjør det enkelt å ha kontroll på hvor tverrsnittet ligger i forhold til veggene og søylene.



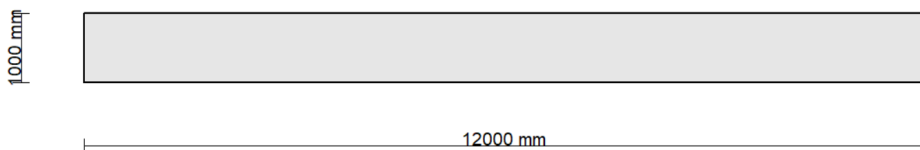
Figur 5.5: Tverrsnittet i NovaFrame

Figur 5.6 viser hvordan søylenes tverrsnitt er bygget opp av massive tverrsnitt med 5 punkter. For å få buede linjer defineres en radius for linjen som trekkes mellom punktene.



Figur 5.6: Søyletverrsnittet i NovaFrame

Figur 5.7 viser tverrsnittet av veggskivene. Tverrsnittet er bygget opp ved å definere hjørnepunktene og trekke rette linjer mellom de.

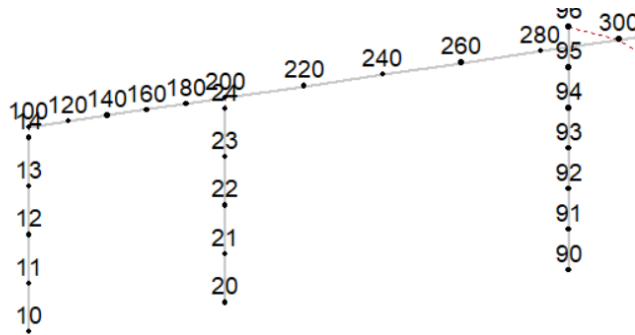


Figur 5.7: Veggskivetverrsnittet i NovaFrame

5.5 Modellgeometri

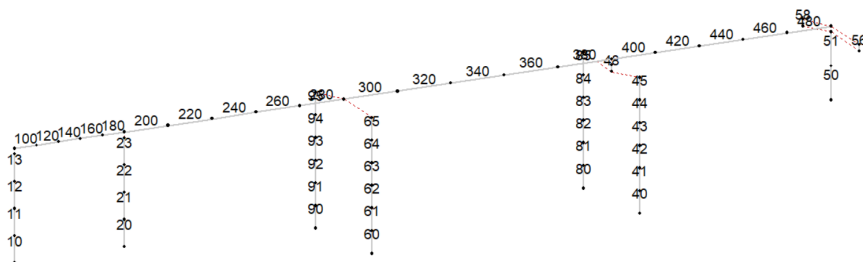
Neste steg i modelleringen er å bygge opp modellen på elementnivå. Noder som elementene skal knyttes til må defineres. Nodene bygges opp ved hjelp av referanselinjene og aksene. For brubanen er det valgt å lage separate sett av noder mellom aksene. Eksempelvis er node 100-200 definert fra 0 til 9 m og node 200-300 fra 9 til 27 m. Nummereringen gjøres med sprang på 20. Resultatet er 4 mellomliggende noder i tillegg til start- og endenoden. Likt antall noder i alle spenn fører til at elementene vil ha ulike lengder.

For søylene og veggene er nodene plassert i sammenheng med de vertikale referanselinjene. Nodene starter i bunn og teller oppover. Første og siste node er definert og spranget i nummereringen definerer antall noder. Figur 5.8 viser hvordan oppbyggingen av noder i horisontal og vertikal retning ser ut.



Figur 5.8: Nodeoppbygning i NovaFrame

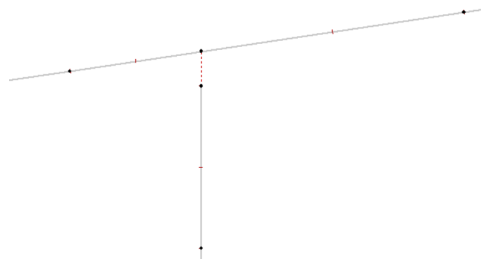
Elementene defineres ved å legge ett element mellom node 100 og 120. Elementnummeret starter med 100 og nummeringen har sprang på 20 slik som nodene. Det fører til en oversiktlig oppbygging av nodene og elementene. Figur 5.9 viser hvordan elementene er nummerert i NovaFrame:



Figur 5.9: Elementoppbygning i NovaFrame

De tre neste fanene under modellgeometri i NovaFrame defineres randbetingelsene, elementer knyttet til randbetingelsene og ledd.

På grunn av at brua er støpt monolittisk i akse 2 og 3 er det modellert fast innspenning mellom brubanen og oppleggene. Den faste innspenningen defineres under fanen “boundaries” ved å bruke en “master-slave-kobling” mellom noden i profillinjen og øverste node i søylene eller veggene. Virkningene til noden i brubanen blir direkte overført til øverste node i søylene og veggene. Figur 5.10 viser hvordan denne koblingen er utført i NovaFrame. De stiplete røde strekene indikerer “master-slave-kobling” mellom nodene i søylen og brubanen.

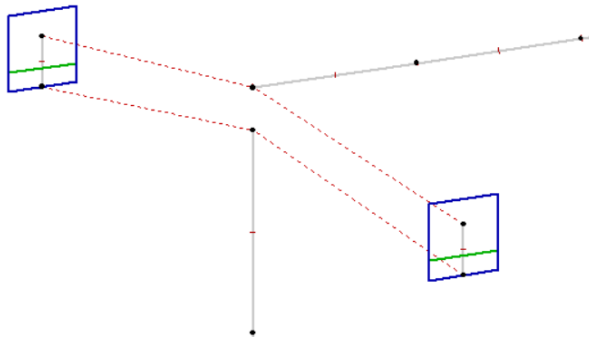


Figur 5.10: Master-slave i opplager akse 2

I akse 1, 4 og 5 er det ledd i forbindelsen mellom opplegg og brubanen. Det innebærer at modelleringen må gjennomføres ved hjelp av både “master-slave” og fanen som heter “joints”. Det er valgt å modellere et glidelager som kan gli i lengderetning og rotere fritt om L-aksen i NovaFrame.

I akse 1 og 5 er lagerene laget ved å ha to “dummy-elementer” som er koblet til brubanen og veggene. “Dummy-elementet” er koblet til brubanen og øverste node i veggene med “master-slave”. Den enden av “dummy-elementet” som er koblet til veggene er fri til å rotere og gli. Det fører til at momentene i brubanen ikke overføres til veggene. I tillegg kan brubanen forskyve seg i lengderetning. Fremgangsmåten i akse 1 og 5 er den som ble lært under kurset for NovaFrame. I akse 4 er det utviklet en egen fremgangsmåte for å modellere glidelager mellom brubanen og 2 søyler.

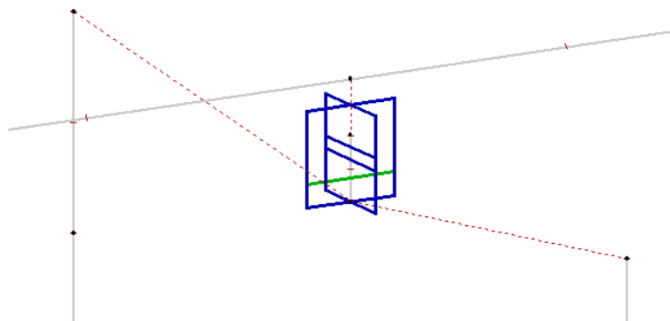
Figur 5.11 viser hvordan opplageret i akse 1 og 5 ser ut i NovaFrame. De stiplete røde strekene er “master-slave-koblingen”. Den grønne linja og de blå firkantene representerer frihetsgradene for den ene enden av “dummy-elementet”.



Figur 5.11: Glidelager i opplager akse 1

I akse 4 modelleres glidelageret på samme måte som i akse 1 og 5, men det er anvendt ett “dummy-element” som kobles mellom begge søylene og brubanen. Det førte til den ønskede virkningen med ingen overføring av momenter og brubanen kan gli i lengderetning.

Figur 5.12 viser hvordan koblingen ser ut i NovaFrame.



Figur 5.12: Glidelager i opplager akse 4

“Dummy-elementet” består av lager-tverrsnittet som er definert tidligere under “Cross Sections”. E-modulen er forhåndsinnstilt til 30000 MPa. Elementet er angitt egenskapene under “Elem. spec.”. Hensikten er at det skal være et lite element som overfører de ønskede virkningene fra brubanen til søylene og veggene, uten å bidra til stivhet i systemet. “Design sections” definerer hvilke elementer som skal være en del av beregningene.

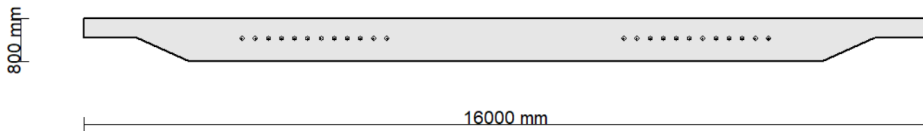
5.6 Spennarmering

Spennkablene defineres under fanen “Tendons”. Valgt spennarmering er kabler med 0,1%-grense, $f_{p0,1k} = 1640$ MPa. Fastheten for injiseringsmassen er 45 MPa som betongens trykkfasthet. [1]

Det er valgt å gruppere kablene i 4 forskjellige grupper. Kabelgruppene ligger symmetrisk om senterlinjen til brubanen. Kabelgruppene defineres under “group data”. Antall kabler og den horisontale avstanden mellom kablene i hver gruppe defineres. Det er ikke nødvendig å definere noen vertikal avstand her siden det er ett lag med kabler. Antall kabler per gruppe er valgt til 6. Den horisontale avstanden mellom kablene internt i hver gruppe er valgt til 500 mm. Dette overholder krav til horisontal avstand mellom anker gitt i ETA. [1]

Kabelgruppe 10 og 11 starter i akse 1 og ender 4 m etter akse 4. Kabelgruppe 20 og 21 starter i akse 5 og slutter 4 m til venstre for akse 2. Kabelgruppene ligger parallelt i feltene de har til felles, utenom ved avslutningen av kabelgruppene. Det innebærer at innbyrdes senteravstand mellom kablene er 250 mm i disse spennene. Det kan være mindre senteravstand mellom kabelrørene i spennene siden det ikke er plassert anker her. Dette modelleres ved å definere at kabelgruppene fra akse 1 og 5 starter henholdsvis $\pm 3,75$ m og $\pm 3,5$ m fra senterlinjen av tverrsnittet.

Figur 5.13 viser hvordan det ser ut der kabelgruppene ligger parallelt.

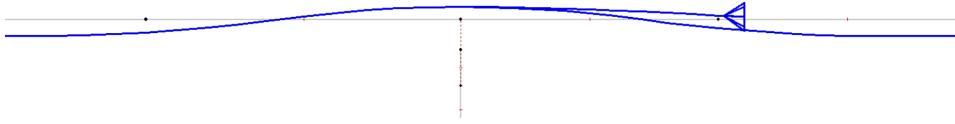


Figur 5.13: Kabler i tverrsnittet

Geometrien for spennkablene avhenger av profillinjen og punkt 6 i tverrsnittet. Figur 5.5 fra tidligere illustrerer hvor de forskjellige punktene i tverrsnittet er.

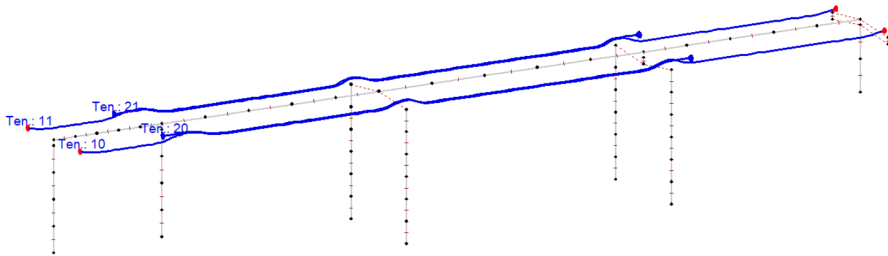
Hovedgeometrien til kabelgruppene defineres ved å angi hvilke kurvetype geometrien skal ha og hvordan kablene skal ligge i tverrsnittet i forhold til punkt nummer 6 i vertikal retning.

Figur 5.14 viser hvordan spennkablene går over støtten i akse 4. Detaljen viser hvor kabelgruppene fra akse 1 avsluttes 4 m etter akse 4. Figuren viser hvordan kurvetyperne og plasseringen i forhold til punkt 6 styrer kablene.



Figur 5.14: Detalj av kabelføringen

Figur 5.15 viser hvordan kabelgruppene føres gjennom hele brubanen. Hver linje representerer en kabelgruppe med 6 kabler.



Figur 5.15: Kabellinjene i brua

Parametere for spennkrafttap og spenningene i kablene ved oppspenning må defineres. Parametere for friksjonstap er friksjonskoeffesient, koeffesient for utilsiktet krumning og glidning av låsekiler. Informasjonen for disse parameterne er hentet fra *ETA*-en til *CONA*. I NovaFrame defineres oppspenningskraften i endene. I de aktive endene tilsvarer oppspenningskraften 90% av $f_{p,0,1k}$. Ved å definere oppspenningen som 0% av $f_{p,0,1k}$ i andre enden av kablene blir endene passive. [1]

Friksjonskoeffesient = 0,120 [1/rad]

Koeffesient for utilsiktet eksentristet = 0,005 [1/m]

Glidning av låsekiler = 6 [mm]

Basert på koeffesientene beregner NovaFrame friksjonstapet.

Svinn, kryp og relaksasjon fører til tap av spennkraft over tid. Kryptet og svinnet legges inn for at NovaFrame skal være i stand til beregne spennkrafttapet.

Kryptøyningen etter 100 år er beregnet til å være -0,4429%. Beregningene for dette tallet finnes i vedlegg D. Svinnet i betongen etter 100 år er beregnet i henhold til vedlegg D til å være -0,3008%.

5.7 Laster i NovaFrame

5.7.1 Egenlast

Egenvekten til brubanen gis som dødvekt av elementene med verdi 25 kN/m^3 . Programmet beregner egenvekten til tverrsnittet. Superegenvekten defineres som jevnt fordelt last på elementene.

5.7.2 Temperaturlast

Beregninger for temperaturlaster vises Vedlegg K. Temperaturlastene defineres ved hjelp av to lasttilfeller. Det ene tar hensyn til jevnt fordelt temperaturendring i lengderetning og den andre benytter vertikal lineær variasjon av temperatur over tverrsnittet. Temperaturendringen defineres med verdi 1 for begge tilfeller. Det forenkler lastkombineringen av temperaturlastene senere i modelleringen. Når temperaturlastene kombineres defineres lastfaktorene som de reelle temperaturendringene med aktuelle faktorer. NovaFrame henter ut den verste lastkombinasjonen av de 8 temperaturkombinasjonene som er definert i kapittel 4.2.1. [8]

5.7.3 Svinn

Svinn defineres som et eget lasttilfelle. Under fanen “Loads” hvor egenlasten også er definert kan det velges lasttypen “shrinkage”. Svinntøyningen legges inn for denne lasttypen.

5.7.4 Vindlast

I utgangspunktet er det vanlig å definere vindlastene ved hjelp av fanen “wind fact” under “geometry input”. Dette er for å definere lastarealer som vinden skal virke på. Dette er vanlig å anvende for bruer som ikke har konstant tverrsnitt. Siden oppgaven omfatter en bru med konstant tverrsnitt anvendes ikke denne metoden.

Vinden er definert som jevnt fordelte linjelaster på elementene til brubanen. Det er én vindlast uten trafikklast og én med trafikklast. Det er kun vind i vertikal retning som er tatt hensyn til i denne rapporten. Vind i tverr- og lengderetning er neglisjert siden det bidrar lite til reaksjonskrefter i brua. Spesielt vinden som virker i tverretning er lite betydningsfull siden brua har veldig høyt 2.arealmoment om den aksen.

5.7.5 Spennarmering

Lastene knyttet til spennarmeringen er også definert under fanen “loads”. Tvangskreftene og de fulle virkningene som inkluderer tvangskreftene og primærvirkningene er definert

hver for seg. Tvangsvirkningene brukes for dimensjonering av momentkapasitet. For momentdimensjonering anses spennarmering som motstand og ikke en ytre kraft. De fulle virkningene brukes til alle andre kontroller.

5.7.6 Kryp

Kryplastene modelleres ved å lage krypkombinasjoner og kryplaster. Fanen “creep combinations” definerer ønskede krypkombinasjoner. Det er laget krypkombinasjoner for laster av egenvekt og for den fulle lastvirkningen av spennarmeringen.

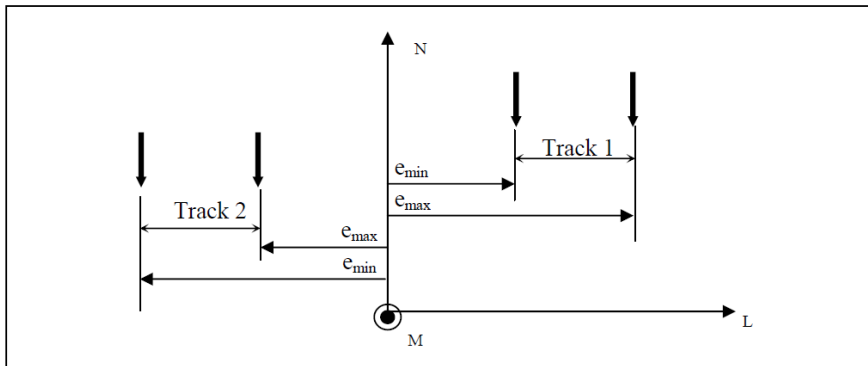
Kryplastene defineres under “creep loads”. Her kobles et kryptall mot lastene som er aktuelle. De aktuelle lastene er egenvekten, superegenvekten og den fulle virkningen av spennarmeringen. I rapporten er det kun tatt hensyn til langtidsvirkning av kryp. Derfor er det kryptet for 100 år som plottes inn i NovaFrame. Kryptallet er 1.287 og de fullstendige beregningene vises i vedlegg C.

5.7.7 Trafikkklaster

Kreftene som oppstår på grunn av bremse- og sidelast fra trafikk defineres under “loads”. Lastene legges inn som jevnt fordelt last med virkning i M- og L-retning. Beregninger for trafikkklaster vises i Vedlegg L.

De bevegelige trafikklastene følger en trafikklinje. Det defineres hvilke elementer trafikklinjen skal følge. Trafikklinjen følger brubanen som består av elementene fra 100 til 480 med sprang på 20.

Deretter defineres trafikkklaster som følger trafikklinjen. Dette gjøres ved å definere lasttilfeller som følger lastmodellene funnet i *ECI*. For LM1 defineres akslingavstanden for punktlaster. Det er dannet lasttilfeller 1001-1004 som representerer LM1 og de 4 veibanene. For hvert av lasttilfellene er det gitt en eksentrisitet for lastene som tilsvarer veibanen. Lastene på veibanen er i henhold til *ECI*. Figur 5.16 viser hvordan lastene vil plasseres i forhold til senterlinjen til brua. [10]



Figur 5.16: Illustrasjon av veibanene og deres eksentrisitet i NovaFrame [12]

Lastene som tilhører veibane 1 i LM1 er en jevnt fordelt last på 9 kN/m^2 og punktlast på 300 kN med avstand $1,2 \text{ m}$. For veibane 2, 3 og 4 er den jevnt fordelte lasten $2,5 \text{ kN/m}^2$. For veibane 2, 3 og 4 er punktlastene henholdsvis 200 , 100 og 0 kN . Lastbredden for den jevnt fordelte lasten er 3 m .

Det ble oppdaget under verifikasjonen at oppbygningen av LM1 førte til for lave reaksjonskrefter. Dette kom av at trafikklasterne ble definert med forskjellige lastnummer for hvert lasttilfelle. Lastbredden ble heller ikke multiplisert med lastene da det var antatt at NovaFrame beregnet dette selv. De korrekte reaksjonene fra LM1 forekommer når lastene defineres med samme lastnummer og multipliseres med lastbredde. Brudd- og bruksgrensetilstanden er kontrollert med den trafikklaster som er feil fordi det ble oppdaget for sent.

For LM2 er det definert en last på 400 kN som kan plasseres helt vilkårlig på veibanen.

5.8 Modeller og analyse

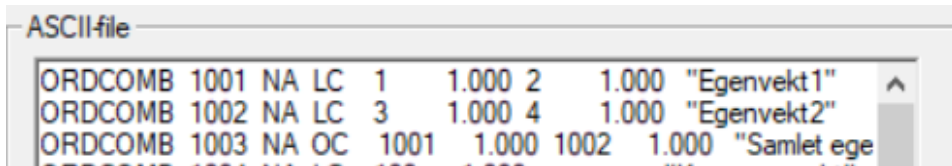
Det å opprette delmodeller og analyser knyttet til delmodellene og den endelige brua er kun nødvendig dersom det modelleres en bru med flere byggefaser. Siden brua i denne oppgaven ikke har byggefaser er ikke dette aktuelt.

5.9 Lastkombinering

Alt arbeidet i NovaFrame så langt er gjennomført i preprocessor. Lastkombineringen foregår i postprocessor.

Lastkombineringen starter under fanen "ordinary load comb". Hensikten er å samle forskjellige lasttilfeller som hører sammen. Eksempelvis er egenvekten til brubanen og su-

peregenvekten kombinert til lastkombinasjonen “samlet egenvekt”. For samtlige kombinasjoner under denne fanen er det valgt å beholde 1 som lastfaktor og heller ta hensyn til de aktuelle lastfaktorene senere i lastkombineringen. Figur 5.17 viser hvordan dette ser ut i NovaFrame. De forskjellige egenvektene er samlet til en “ordcomb”.



Figur 5.17: Utsnitt av lastkombinasjonene

Under fanen “sort combination” gjennomføres den siste delen av lastkombineringen. Lastkombinasjonene som kontrolleres er opprettet under denne fanen. Figur 5.18 viser de aktuelle lastkombinasjonene i henhold til *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. Lastkombinasjonene i tabellen under er laget med tvangskreftene fra spennarmeringen, den fulle virkningen fra spennarmeringen og uten virkning fra spennarmering. Disse er alltid separert slik at det er mulig å analysere modellen for alle tre virkningene. [5]

Lastkombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V-TR	V
ULS-STR							
1 (6.10a) - m/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	1,12	-
2 (6.10a) - u/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,12
3 (6.10b) - TR dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	1,35	0,84	1,12	-
4 (6.10b) - TE dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	1,20	1,12	-
5 (6.10b) - V-TR dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	1,60	-
6 (6.10b) - V dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,60
SLS-KAR							
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7	-
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	-
3 V dom	1,0	1,0	1,0	-	0,7	-	1,0
SLS-OFTE							
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,7	-	-
SLS-PERM							
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,5	-	-

Figur 5.18: Tabell som viser de valgte lastkombinasjonene [5]

Når det lastkombineres, benyttes både kommandoene “ADD” og “WORST”. “ADD” legger lasttilfeller til i en lastkombinasjon og “WORST” tar ut det verste lasttilfellet i en lastkombinasjon. Eksempelvis kombineres de 8 temperaturkombinasjonene med sine respektive faktorer i en endelig kombinasjon. I denne kombinasjonene velges det “WORST”. Når kombinasjonen for temperatur anvendes i en av bruddgrensekombinasjonene i tabel-

len over hentes den verste av de 8 for bruddgrensen. Figur 5.19 illustrerer hvordan dette er gjennomført i NovaFrame:

Videre samles for eksempel alle kombinasjonene for bruddgrense med full virkning av spennarmering til en endelig kombinasjon. Kommandoen “WORST” benyttes for å hente ut den verste kombinasjonen. Det samme er gjort for de to andre virkningene av spennarmeringen og SLS-kombinasjonene.

```

SORTCOMB 5016 ULS OC ADD 1003 1.35 "ULS - 6.10a"
SORTCOMB 5016 ULS SC ADD 2040 1 2050 1 "ULS - 6.10a"
SORTCOMB 5016 ULS SC ADD 2013 1 2031 0.84 "ULS - 6.10a"
SORTCOMB 5016 ULS SC ADD 2080 0.95 "ULS - 6.10a"
SORTCOMB 5016 ULS SC ADD 2091 1.12 "ULS - 6.10a"
SORTCOMB 5017 ULS OC ADD 1003 1.35 "ULS - 6.10a u/trafikk"
SORTCOMB 5017 ULS SC ADD 2040 1 2050 1 "ULS - 6.10a u/trafikk"
SORTCOMB 5017 ULS SC ADD 2013 1 2031 0.84 "ULS - 6.10a u/trafikk"
SORTCOMB 5017 ULS SC ADD 2090 1.12 "ULS - 6.10a u/trafikk"
SORTCOMB 5018 ULS OC ADD 1003 1.2 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5018 ULS SC ADD 2040 1 2050 1 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5018 ULS SC ADD 2013 1 2031 0.84 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5018 ULS SC ADD 2080 1.35 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5018 ULS SC ADD 2091 1.12 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5019 ULS OC ADD 1003 1.2 "ULS - 6.10b u/trafikk"
SORTCOMB 5019 ULS SC ADD 2040 1 2050 1 "ULS - 6.10b u/trafikk"
SORTCOMB 5019 ULS SC ADD 2013 1 2031 0.84 "ULS - 6.10b u/trafikk"
SORTCOMB 5019 ULS SC ADD 2090 1.6 "ULS - 6.10b u/trafikk"
SORTCOMB 5020 ULS OC ADD 1003 1.2 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5020 ULS SC ADD 2040 1 2050 1 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5020 ULS SC ADD 2013 1 2031 1.2 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5020 ULS SC ADD 2080 0.95 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5020 ULS SC ADD 2091 1.12 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5021 ULS OC ADD 1003 1.2 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5021 ULS SC ADD 2040 1 2050 1 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5021 ULS SC ADD 2013 1 2031 0.84 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5021 ULS SC ADD 2080 0.95 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 5021 ULS SC ADD 2091 1.6 "ULS - 6.10b"
SORTCOMB 6010 ULS SC WORST 5016 1 5017 1 5018 1 "ULS - dimensjonering full"
SORTCOMB 6010 ULS SC WORST 5019 1 5020 1 5021 1 "ULS - dimensjonering full"

```

Figur 5.19: Kombinering av bruddgrense med full virkning av spennarmering

I NovaFrame er det ikke mulig å plote analyseresultater med “sort combination”. Resultatene må plottes ved hjelp av “sort combination line”. Det opprettes en “sort combination line” for samtlige av de verste kombinasjonene. Resultatene som er vist er basert på kombinasjonene i “sort comb line”.

Kapittel 6

Verifikasjon av modell

Dette kapittelet viser enkle håndberegninger for å sikre at NovaFrame gir resultater som stemmer med virkeligheten.

Verifikasjonen av moment og opplagerkrefter fra egenlast, moment fra etteroppspenningen, vind- og temperaturlast er utført for den opprinnelige modellen i NovaFrame med fast innspenning i akse 1. I samarbeid med veileder i Statens vegvesen er det bestemt at den faste innspenningen skulle endres til et glidelager. Denne avgjørelsen ble tatt etter at mye av arbeidet med verifikasjonene allerede var gjort. Det er bestemt at det ikke var nødvendig å endre de gjennomførte verifikasjonene. Det antas at lastene fungerer som de skal selv med endringen av randbetingelsen i akse 1.

Avvikene i akse 1 og i spennet mellom akse 1 og 2 er det som førte til endringen av randbetingelsen. Dette vil verifikasjonene i dette kapittelet vise. Resultatene ellers på konstruksjonen i NovaFrame samsvarer bra med håndberegningene.

Svinn-, kryp- og trafikklast er ikke verifisert før randbetingelsen ble endret. Disse er verifisert i henhold til den nye modellen.

6.1 Verifikasjon av egenlast

6.1.1 Verifikasjon av momenter

Det er gjennomført en manuell beregning for å verifisere at egenlasten for brubanen oppfører seg som ønskelig i NovaFrame. Beregningene er gjennomført ved hjelp av en stivhetsanalyse. Stivhetsmatrisen for systemet er laget i henhold til bjelkeformlene i boka *Matrisestatikk*. [13] Frihetsgradene aktiveres og formen til konstruksjonsdelene bestemmer hvilke stivhetsformel som anvendes. Formlene tar hensyn til konstruksjonsdelenes bøyestivhet og lengder. Detaljerte beregninger for

verifikasjonen vises i vedlegg M.

Bøystivheten for vegg og søyler er beregnet ved hjelp av disse formlene:

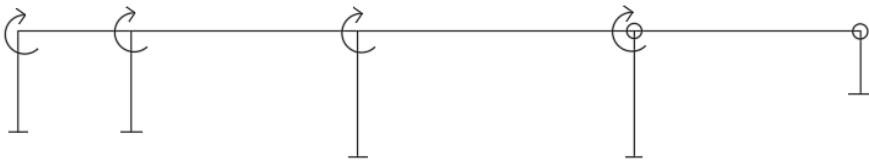
$$EI_2 = E \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} = 3,628 \cdot 10^{16} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_3 = 2 \cdot E \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64} = 3,562 \cdot 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

For overbygningen er tverrsnittet delt opp og generelle formler for 2. arealmoment er brukt. Den endelige bøystivheten for brubanen er:

$$EI_1 = 2,178 \cdot 10^{16} \text{ Nmm}^2$$

Frihetsgradene er påsatt der overbygningen til brua er stiv og stivt forbundet til opplagene. I akse 5 er det ingen frihetsgrad fordi det er leddet forbindelse der og ingen momenter overføres fra brubanen og til veggen. I akse 4 hvor overbygningen er fritt opplagt på søylene er det heller ingen momentoverføring, men overbygningene er kontinuerlig over støtten. Derfor er det en fjerde frihetsgrad i det punktet. Figur 6.1 viser hvordan frihetsgradene er påsatt det opprinnelige statiske systemet:



Figur 6.1: Opprinnelig statisk system med frihetsgrader for egenlast

Lastvektoren etableres ved å finne fastholdningskreftene for egenlasten i punktene hvor det er frihetsgrader.

Egenlasten er som følger:

$$g = A_{\text{tverrsnitt}} \cdot 25 + 30 = 316.25 \text{ kN/m}$$

Formelen for lastvektoren er:

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}^k - \mathbf{R}^0$$

\mathbf{R}^k beskriver konsentrerte laster i punktene hvor det er frihetsgrader. Eksempelvis vil et ytre konsentrert moment i en rotasjonsfrihetsgrad føre til et bidrag i \mathbf{R}^k . Dette er ikke

tilfelle for oppgaven. Lastene på konstruksjonsdelene fører til bidrag i \mathbf{R}^0 . Disse finnes ved hjelp av å se på ett og ett spenn og fastholde frihetsgradene. Fastholdningsmomentene beregnes i henhold til formelen:

$$\frac{g \cdot L^2}{12}$$

Frihetsgrader som har spenn fra to sider må fastholde summen av de momentene som oppstår fra begge sider. Endelig lastvektor er:

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \frac{-g \cdot L_1^2}{12} \\ \frac{-g \cdot L_2^2}{12} + \frac{g \cdot L_1^2}{12} \\ \frac{-g \cdot L_3^2}{12} + \frac{g \cdot L_2^2}{12} \\ \frac{-g \cdot L_2^2}{8} + \frac{g \cdot L_3^2}{12} \end{bmatrix}$$

Når lastvektoren og stivhetsmatrisen er etablert kan sammenhengen mellom de settes opp som følger:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{r} = \mathbf{R}, \mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{R}$$

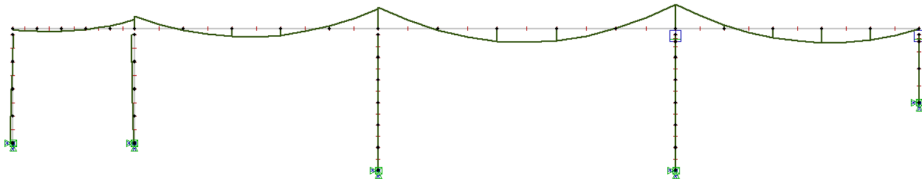
De komplementære momentene kan beregnes ved hjelp av \mathbf{r} og bjelkeformlene. De endelige momentene finnes ved å ta summen av de komplementære og partikulære momentene. Momentene fra den manuelle beregningen sammenliknes med momentene i NovaFrame.

Tabell 6.1 viser de manuelt beregnede momentene over støttene, momentene fra NovaFrame, avvikene i kNm og avvik i prosent.

Tabell 6.1: Sammenlikning momenter på grunn av egenlast

	Akse 1	Akse 2	Akse 3	Akse 4
Håndberegnet [kNm]	-1661	-6820	-11370	-13700
NovaFrame [kNm]	284.1	-6741.2	-11336.2	-13031.5
Avvik [kNm]	-1945.1	79	33.8	668.5
Avvik [%]	584.7	1.2	0.3	5.1

Momentdiagrammet i NovaFrame ses i Figur 6.2.



Figur 6.2: Momentdiagrammet for egenlast i NovaFrame

Momentdiagrammet i figur 6.2 ser ut som forventet med belastning fra kun egenlast. Deformasjonen er også kontrollert og konstruksjonen har ingen oppoverrettet forskyvning. Tabell 6.1 viser at avvikene over støttene i akse 2, 3 og 4 er akseptable. Avviket i akse 1 er større og er som nevnt fjernet ved å endre randebetingelsen i akse 1. Siden momentdiagrammet og deformasjonen ser ut som forventet i NovaFrame og avvikene er små i store deler av konstruksjonen antas egenlasten å fungere som ønskelig.

6.1.2 Verifikasjon av opplagerkrefter

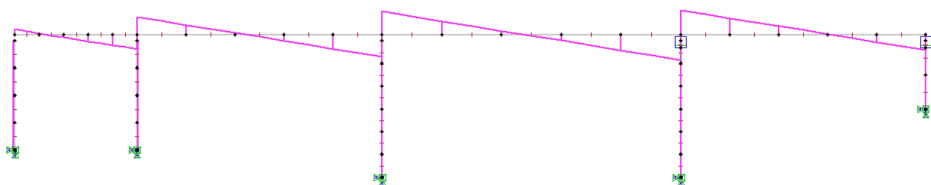
Verifikasjonen av opplagerkreftene tar utgangspunkt i samme stivhetsanalyse som momentene. Opplagerkreftene beregnes ved å ta summen av skjærkreftene i endene av hver konstruksjonsdel. Siden egenlasten for veggene og søylene ikke er lagt inn i NovaFrame er dette en god antakelse. De detaljerte beregningene vises i vedlegg N

Tabell 6.2 viser sammenlikning av de manuelle beregningene og resultatene i NovaFrame:

Tabell 6.2: Sammenlikning opplagerreaksjoner

	Akse 1	Akse 2	Akse 3	Akse 4	Akse 5
Håndberegnet [kN]	1086	4384	6464	6441	2813
NovaFrame [kN]	834.16	4631.21	6475	7126	2122.28
Avvik [kN]	251.84	-247.21	-11	-685	690.72
Avvik [%]	30.2	5.3	0.2	9.6	32.6

Skjærkraftdiagrammet i NovaFrame er vist i figur 6.3:



Figur 6.3: Skjærkraftdiagrammet for egenlast i NovaFrame

Skjærkraftdiagrammet er som forventet med jevnt fordelt last. Avvikene for opplagerkref-
tene er akseptable. Som for momentet er det større avvik i akse 1. Dette viser at den
uønskede oppførselen i akse 1 er konsekvent. Det konkluderes med at opplagerreaksjone-
ne i NovaFrame fungerer som ønsket.

6.2 Verifikasjon av moment fra etteroppspanning

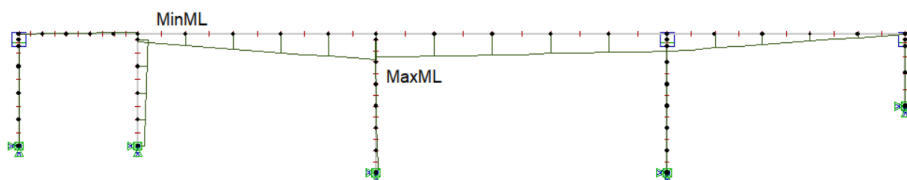
Spennkablene forårsaker momenter på grunn av kablens eksentrisitet i forhold til tverr-
snittets tyngdepunkt. Momentet heter primærmomentet M_p . I statisk ubestemte systemer
vil det også opptre tvangsmomenter på grunn av etteroppspanningen. Dette forekommer
eksempelvis ved at spennarmeringen prøver å løfte overbygningen fra søylene og veggene.
Siden konstruksjonsdelene er holdt fast vil det forårsake tvangskreftene M_{tvang} . Detaljerte
beregninger for verifikasjonen vises i vedlegg O.

Det totale momentet fra etteroppspanningen er som vist i likning (6.1):

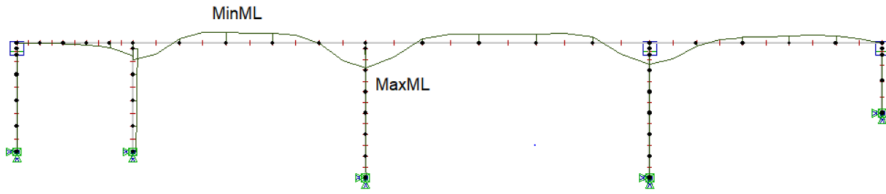
$$M_{full} = M_p + M_{tvang} \quad (6.1)$$

De manuelt beregnede momentene regnes ut ved å ta maksimal spennkraft i henhold til
CONA sin ETA. [1] Spennkraften, P_{max} , multipliseres med antall kabler i den delen av
brua som verifiseres. Over støttene i akse 2, 3, 4 og i spennene i mellom disse aksene er
det totalt 24 kabler. I akse 1 og 5 og i spennene mellom akse 1 og 2, og akse 4 og 5 er
det 12 kabler. Lengden av kablene fører til tap av spennkraft fra det aktive ankeret til det
passive ankeret. Tapet leses av i NovaFrame. Tapene er benyttet i det manuelt beregnede
momentet. På grunn av at kabelgruppene 10 og 11 starter på motsatt side av 20 og 21 vil
tapene være forskjellige på samme posisjon i konstruksjonen. Tapet for 10 og 11 vil være
mindre over akse 2 sammenliknet med tapet for 20 og 21. Der momentene er kontrollert
er gjennomsnittet av tapene blitt anvendt. De reduserte momentene er sammenliknet med
momentene i NovaFrame.

Momentdiagrammene for den etteroppspannte armeringen vises i figur 6.4 og 6.5:



Figur 6.4: Momentdiagram for tvangsvirkningene av spennarmering. Max = 5846, Min = -2324 kNm



Figur 6.5: Momentdiagram for den fulle virkningen av spennarmering. Max = 12861, Min = -5995 kNm

6.2.1 Over støtte i akse 3

Momentarmen for kablene over støtten i akse 3 er $e_{ok} = 176,1$ mm. Armen fører til et primærmoment uten tap, $M_p = 16840$ kNm. Spennkrafttapet hentet fra NovaFrame i element nr. 280 og 300 er 35,62% for kabelgruppene som starter i akse 1 og 40,54% for kabelgruppene som starter i akse 5. Det gjennomsnittlige tapet er 38,1%. Primærmomentet med tap er:

$$M_p = 16840 \cdot (1 - 0,381) = 10430 \text{ kNm} \quad (6.2)$$

Momentet over støtten i akse 3 er lest av fra element nr. 280 og 300 i NovaFrame. I NovaFrame er det det valgt lasttilfeller som viser tvangskreftene og de fulle virkningene fra kablene. Primærmomentet beregnes ved å ta $M_{full} - M_{tvang}$. Momentet både på venstre og høyre side av støtten er hentet fra NovaFrame. Det er en variasjon i momentet på grunn av den faste innspenningen mellom brubanen og søylene.

$$M_{full,v,Nova} = 19126,64 \text{ kNm}$$

$$M_{tvang,v,Nova} = 8680,21 \text{ kNm}$$

$$M_{full,h,Nova} = 18858,15 \text{ kNm}$$

$$M_{tvang,h,Nova} = 7842,92 \text{ kNm}$$

Endelige primærmomenter i NovaFrame:

$$M_{p,v,Nova} = 19126,64 - 8680,21 \approx 10450 \text{ kNm} \quad (6.3)$$

$$M_{p,h,Nova} = 18858,15 - 7842,92 \approx 11020 \text{ kNm} \quad (6.4)$$

Likning (6.3) og (6.4) viser at primærmomentene i Novaframe er relativt like. Avviket mellom håndberegningene og NovaFame er størst på høyre side og er 5,3%. Avviket er akseptabelt og en feilkilde kan være den forenklede håndberegningen.

6.2.2 Feltet mellom akse 3 og 4

I feltet mellom akse 3 og 4 er det valgt å kontrollere momentet der kablene har maksimal avstand fra tyngdepunktet. Momentarmen er $e_{uk} = 233,3$ mm. I feltet er det 24 kabler. Primærmomentet uten tap er $M_p = -22320$ kNm. Det gjennomsnittlige tapet er hentet fra element nr. 340 og tilsvarer 37,6%.

Det endelige manuelt beregnede primærmomentet er:

$$M_p = -22320 \cdot (1 - 0.376) = -13920 \text{ kNm}$$

På samme måte som tidligere er det fulle momentet og tvangsmomentet hentet fra Nova-Frame. Momentene hentes fra element 340:

$$M_{full, Nova} = -7087.73$$

$$M_{tvang, Nova} = 6847.71.$$

$$M_p = M_{full} - M_{tvang} = -7087.73 - 6848.71 = -13940 \text{ kNm}$$

Avviket er 0,1% og er akseptabelt.

6.2.3 Endelig sammenlikning

Tabell 6.3: Sammenlikning av momenter fra spennarmering over støtte

	Akse 2	Akse 3	Akse 4
Spennkrafttap [%]	38,0	38,1	37,5
Håndberegnet M_p [kNm]	10440	10430	10520
NovaFrame M_p [kNm]	10450	11020	10540
Avvik [%]	0,2	5,3	0,2

Tabell 6.4: Sammenlikning av momenter fra spennarmering i felt

	Felt 1-2	Felt 2-3	Felt 3-4	Felt 4-5
Spennkrafttap [%]	29,78	38,1	37,6	27,0
Håndberegnet M_p [kNm]	-7835	-13820	-13920	-8234
NovaFrame M_p [kNm]	-6721	-13840	-13940	-8244
Avvik [%]	16,6	0,1	0,1	0,1

Tabell 6.3 og 6.4 viser at avvikene er relativt like gjennom hele konstruksjonen. Konklusjonen er at spennarmeringen oppfører seg som ønsket i NovaFrame.

6.3 Verifikasjon for vindlaster

For å verifisere at vindlastene opptrer som ønsket i NovaFrame er det gjennomført en tilsvarende stivhetsanalyse som for egenlasten. Det statiske system som i figur 6.1 og frihetsgrader er valgt. Det resulterer i tilsvarende stivhetsmatrise. Detaljerte beregninger er i vedlegg P. Lastvektoren endrer verdier på grunn av lasten er forskjellig fra egenlasten:

$$q_{vind,z} = 14,3 \text{ kN/m}$$

Dette tilsvarer verdien for vindlasten vertikalt på elementene når det ikke er trafikk. Endrede verdier i lastvektoren fører til nye resultater for frihetsgradene $r_1 - r_4$.

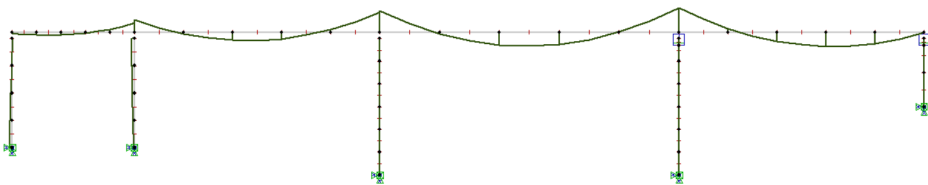
Tabell 6.5 viser de endelige resultatene for de manuelle beregningene, NovaFrame, avvikene i kNm og avvikene i prosent:

Tabell 6.5: Sammenlikning av vindmomenter

	Akse 1	Akse 2	Akse 3	Akse 4
Håndberegnet [kNm]	-75.1	-308.4	-514.2	-619.5
NovaFrame [kNm]	12.8	-304.8	-512.6	-589.3
Avvik [kNm]	87.9	3.6	-1.6	-30.2
Avvik [%]	586.7	1.2	0.3	5.1

Momentene i Tabell 6.5 er konsekvent hentet fra høyre side av søylene. Avvikene på venstre side er også blitt beregnet i vedlegg P. Avvikene er tilnærmet like.

Momentdiagrammet fra NovaFrame for vindlasten vises i viger 6.6:

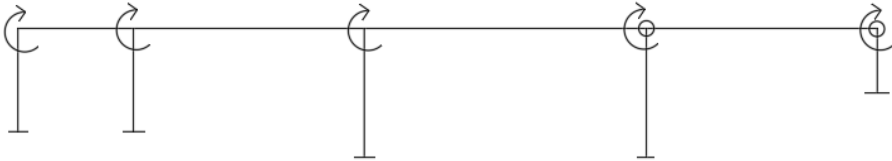


Figur 6.6: Momentdiagrammet for vindlast uten trafikk i NovaFrame

Som for egenlasten er det største avviket i akse 1. Det ses at små avvik i kNm forårsaker store %-avvik. Årsaken til avviket i akse 1 kan være at modellen beregner mer nøyaktig. Det antas at vindlasten oppfører seg som ønsket siden avvikene er små og momentdiagrammet ser ut som forventet.

6.4 Verifikasjon temperaturlast

For å verifisere at temperaturlastene oppfører seg som ønsket i NovaFrame er det gjennomført en stivhetsanalyse som for egenlasten og vindlasten. Den største endringen for denne analysen er at det påføres rotasjonsfrihetsgrader i alle akser, inkludert akse 5. En stivhetsanalyse er valgt fordi lineært varierende temperaturandel fører til krumninger og momenter i brua. Nærmere bestemt er det valgt å se på tilfellet hvor det er 15°C varmere på oversiden enn undersiden. Figur 6.7 viser det statiske systemet med de nye frihetsgradene:



Figur 6.7: Statisk system med frihetsgrader for temperaturlast

Ellers er framgangsmåten lik for de andre stivhetsanalysene. Frihetsgradene aktiveres én og én, og stivhetsmatrisen bygges opp ved hjelp av bjelkeformlene i boka *Matrisetattikk*. [13]

Lastvektoren etableres ved å finne fastholdningskreftene som oppstår på grunn av temperaturlasten. Når det er varmere på oversiden fører det til at konstruksjonen krummer oppover. Fastholdningskreftene i akse 1 og 5 er momenter med klokka og mot klokka. Dette fører til en lastvektor \mathbf{R} :

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{bmatrix}$$

I akse 2, 3 og 4 er fastholdningskreftene utliknet av hverandre fra feltene på hver side.

M_0 er tvangskrefter som oppstår ved at temperaturendringen prøver å krumme konstruksjonsdelene og flytte på de. Tvangskreftene regnes ut slik:

$$M_0 = EI_1 \cdot \kappa$$

Der κ avhenger av tøyningen. Tøyningen avhenger av utvidelseskoeffisienten α_T , høyden av tverrsnittet og temperaturendringen ΔT .

Med endelig lastvektor og stivhetsmatrise kan \mathbf{r} beregnes. Med verdiene for $r_1 - r_5$ kan de komplementære momentene beregnes i hver konstruksjonsdel ved hjelp av bjelkeformle-

ne. Hver del får to komplementære bidrag og ett partielt bidrag. Summen av disse er det endelige momentet.

Momentene hentet fra NovaFrame er framstilt ved å legge til et eget lasttilfelle hvor gradienten er:

$$GradientN = \frac{\Delta T}{h} = \frac{15}{0,8} = 18,75$$

Dette er i henhold til figuren i brukermanualen til NovaFrame [12], som ses i figur 6.8:

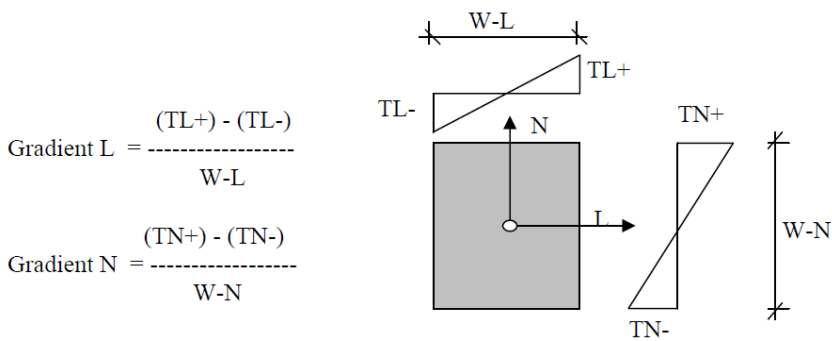
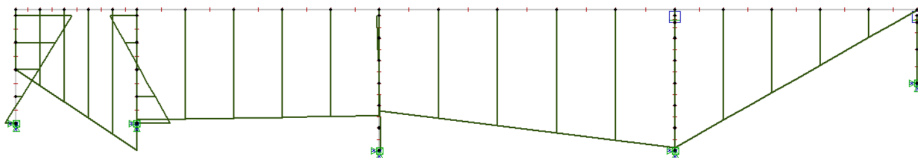


Figure 4.1.2 Temperature gradient

Figur 6.8: Gradienter i NovaFrame [12]

Momentdiagrammet i NovaFrame er som i figur 6.9:



Figur 6.9: Moment på grunn av temperatur i NovaFrame

Momentet er skalert opp for å vise at det overføres et moment i akse 1, 2 og 3, men ikke i akse 4 og 5.

Tabell 6.6 viser avvikene mellom manuelle beregninger og NovaFrame:

Tabell 6.6: Sammenlikning av temperaturmomenter

	Akse 1	Akse 2	Akse 3	Akse 4
Håndberegnet [kNm]	2722	4296	3725	5103
NovaFrame [kNm]	2204,6	4072,3	3738,1	5086
Avvik [kNm]	517,4	223,7	-13,1	17
Avvik [%]	23,5	5,5	0,4	0,3

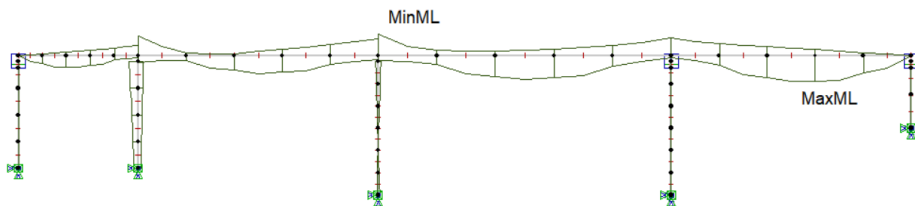
Håndberegningene og NovaFrame samsvarer bra for temperaturlastene. Det konkluderes med at de fungerer som ønskelig.

6.5 Verifikasjon trafikkklaster

For å verifisere trafikklastene er det valgt å gjøre en forenklet verifikasjon i feltet mellom akse 3 og 4. Momentet i element 340 i feltet mellom akse 3 og 4 er hentet fra NovaFrame.

I løpet av verifikasjonsprosessen ble det oppdaget at trafikklastene for LM1 ikke fungerte som ønsket. I utgangspunktet ble LM1 modellert som fire forskjellige trafikklastsituasjoner for hver kjørebane. Disse ble kombinert til en felles lastsituasjon senere i lastkombineringen. Dette har ikke fungert som ønsket og ble oppdaget fordi verifikasjonsmomentet ble 288% større ved håndberegning enn momentet i NovaFrame. Trafikklasten ble lagt inn med areallasten fra *EC1* og ikke linjelasten som er areallasten mulitplisert med lastbredden.

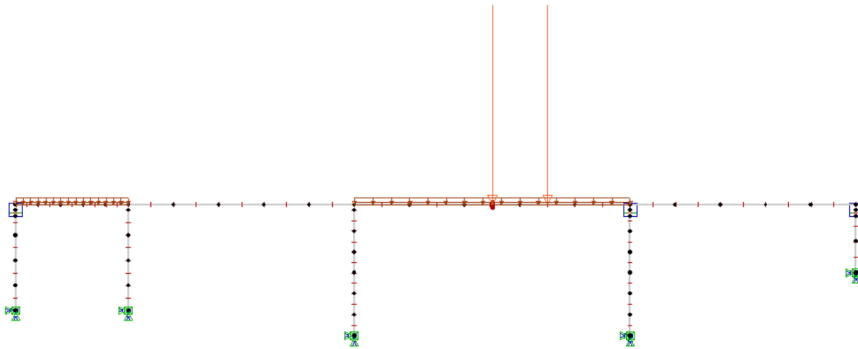
I tillegg viste de separate trafikklasttilfellene identiske momentdiagram. Siden laststørrelsene er avhengig av kjørebanene skal verdiene i momentdiagrammene være forskjellige. Figur 6.10 viser momentdiagrammet som hver lastsituasjon viste separat og felles.



Figur 6.10: Momentdiagram for de 4 trafikklastsituasjonene. Max = 2034, Min = -1744 kNm

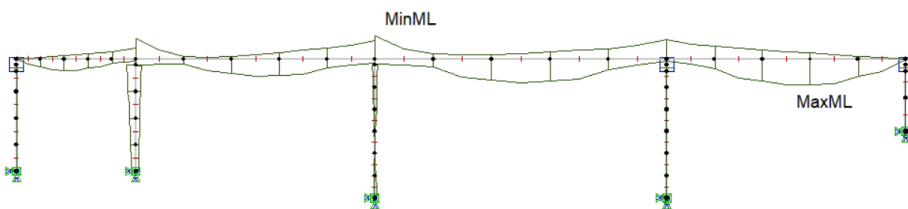
Det er videre verifisert at å definere trafikklastene i samme lasttilfelle med lastbredde fungerte som ønsket.

Lastposisjonene som gir det verste momentet i element 340 er:



Figur 6.11: Lastposisjon for verste momentet på element 340

Figur 6.12 viser momentet hvor kjørebane for LM1 er definert i samme lasttilfelle:



Figur 6.12: Momentdiagram for trafikklast. Max = 4760, Min = -4388 kNm

Det er gjort enkle håndberegninger for å sammenlikne med resultatene i NovaFrame. Framgangsmåten er å anta at det kun er laster i feltet mellom akse 3 og 4. Momentet midt i feltet er beregnet ved å anta et tilfelle hvor det er fast innspent på begge sider og et tilfelle med fritt opplagt på begge sider. Momentene for hver last er beregnet separat og summert sammen med bakgrunn i superposisjonsprinsippet. Det endelige momentet er gjennomsnittet av de totale momentene for hver randbetingelse. Detaljerte beregningene vises i vedlegg R.

$$M_{beregnet} = M_{jevnt,snitt} + M_{punkt1,snitt} + M_{punkt2,snitt,midt} = 5442kNm$$

$$M_{Nova} = 4481kNm$$

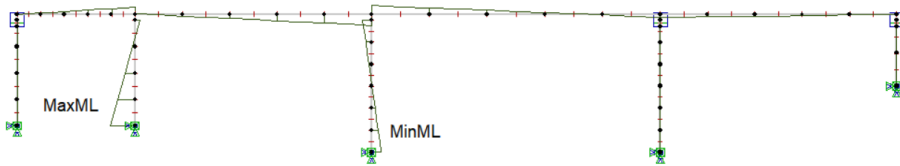
$$M_{error} = 0,824$$

Avviket er 17,6 %. Dette er et relativt stort avvik. Siden beregningene er veldig forenklete antas det at feilen kommer av forenklingene. Det antas at trafikklastene fungerer som

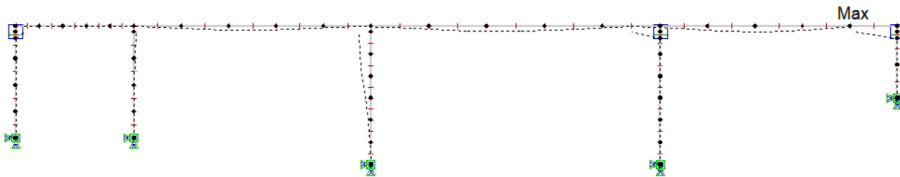
ønsket i NovaFrame med LM1 definert i samme lasttilfelle og lastene multiplisert med lastbredde.

6.6 Verifikasjon av svinn og kryp

Svinndeformasjoner er verifisert i samarbeid med veileder fra Statens vegvesen. Dette er gjennomført ved å se på momentdiagrammet og forskyvningen i NovaFrame. Når svinnet oppstår vil betongen trekke seg innover. På grunn av glidelagre i begge ender vil disse endene trekke seg sammen. Tvangskreftene vil oppstå innover i systemet, de er størst i søylene i akse 2 og 3 som er monolitisk støpt med overbygningen. Deformasjonen i figur 6.14 korresponderer med forventet deformasjon. Momentene i figur 6.13 har strekk på samme side som deformasjonen. Derfor er det naturlig å anta at svinn fungerer som ønsket i NovaFrame.

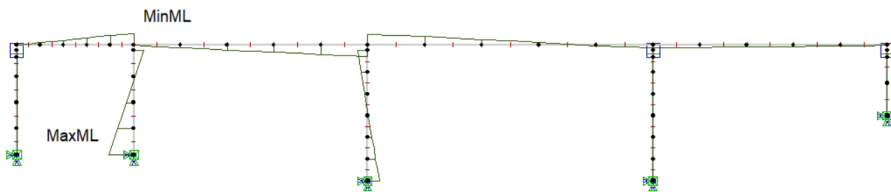


Figur 6.13: Momentdiagram på grunn av svinn

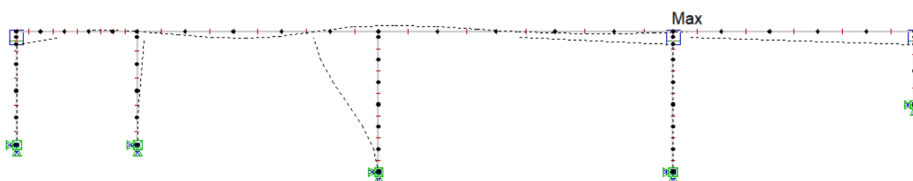


Figur 6.14: Deformasjonsdiagram på grunn av svinn

Krypdeformasjon er verifisert på samme måte som svinnet. Det antas at kryptet fungerer som ønsket. Diagrammene er vist i figur 6.15 og 6.16:



Figur 6.15: Momentdiagram på grunn av samlet kryp



Figur 6.16: Deformasjon på grunn av samlet kryp

6.7 Verifikasjon spennkrafttap

6.7.1 Spennkrafttap mellom akse 4 og 5

Det skilles på momentane spennkrafttap og spennkrafttap som skjer over lang tid. De momentane spennkrafttapene tas hensyn til når de resterende spennkrafttapene beregnes.

NovaFrame kalkulerer diverse spennkrafttap. Verdiene fra NovaFrame er sammenlignet med håndberegninger i vedlegg D, F, G, H og I. Sammenligningen er gjort i feltet mellom akse 4 og 5, i en avstand 10,8 m fra akse 5. Dette er fordi friksjonen og låsetapet er avhengig av hverandre i denne posisjonen. Plasseringen er i overgangen mellom to elementer i NovaFrame slik at verdier for de forskjellige tapene er eksakte. Tapene er vist i tabell 6.7:

	Tap	Håndberegninger	NovaFrame
Momentane tap	Låsetap	64210	66405
	Friksjonstap	48110	-
	Umiddelbar def. i betong	1089	-
Sum momentane tap		113409	66405
Langtids tap	Kryp	119500	155458
	Svinn	105600	105600
	Relaksjon	96400	75080
SUM totalt [N]		434909	402543
Totalt tap [%]		16,37%	21,20%

Tabell 6.7: Totalt spennkrafttap 10,8 m fra akse 5

NovaFrame tar hensyn til flere tap enn de verdiene som er mulig å lese av. I kontrollpunktet viser NovaFrame at det totale tapet er 21,20% og at spennkraften i kabelen er 2093,6 kN. Summen av de oppgitte tapene i tabell 6.7 er kun 15,15% av den totale spennkraften. Det er 160,7 kN med spennkrafttap som fordeles på andre tap som ikke er oppgitt i NovaFrame. Store deler av dette antas å være friksjonstap. Umiddelbar deformasjon av betongen antas å være ubetydelig i forhold til de andre tapene, dette vises også i tabellen.

Totalverdiene passer godt overens totalt sett dersom det håndberegnete friksjonstapet had-

de blitt lagt til i det totale tapet i NovaFrame, men det kan være tilfeldig. Tap på grunn av kryp for håndberegningene og i NovaFrame er veldig forskjellige. Denne forskjellen tilsvarende store deler av differansen mellom de totale summene. Forskjellen kan forekomme av at NovaFrame behandler dataen knyttet til kryp på en annen måte enn de forenklede verifikasjonsberegningene.

Svinntapet avhenger av geometri og eksponering. Ettersom det er gitt i standarden hvordan dette skal beregnes er det mindre sjanse for å gjøre feil. Som et resultat av dette er svinntapet i NovaFrame og fra håndberegningene helt like.

Til tross for noen ulikheter er spennkrafttapene i NovaFrame og i håndberegningene tilnærmet like. Dette tyder på at modellen er korrekt og antagelig mer nøyaktig enn håndberegningene. Et kvalitetstegn er at svinntapet er helt likt. NovaFrame inkluderer flere spennkrafttap som ikke vises med verdier og ender opp med et høyere spennkrafttap totalt i prosent enn håndberegningene. Det antas at modellen er korrekt og i samsvar med virkeligheten.

6.7.2 Verifikasjon av låseglidning i aktivt anker

Håndberegningene i vedlegg G viser at låsetapet ved låsing av spennkabler i aktivt anker avtar på grunn av friksjon. Låsetapet påvirker ikke kablen 14,4 m fra akse kablen starter i. NovaFrame viser at låsetapet ikke lenger vil påvirke spennkraften 9,4 m fra akse 1 for kabelgruppe 10 og 11 og 12,6 m fra akse 5 for kabelgruppe 20 og 21. Forskjellen mellom håndberegningene og disse tallene kan forklares med at i håndberegningene er en gjennomsnittlig kurvatur på spennkabelen estimert mellom alle spennkablene. Selv om noen er lengre enn andre og har større friksjonstap. NovaFrame bruker kurvaturen fra kabelens profil og estimerer derfor mer korrekt friksjon uavhengig av hvilken side av brua låsetapet skal beregnes.

Det store avviket i avstanden fra akse 1 kan begrunnes med at spennkabelens profil er rett ett stykke mellom akse 1 og 2. Når kablen begynner å krumme har den en bratt kurve som skaper mye friksjon. På grunn av et stort tap over den første støtten vil det kritiske punktet være plassert her. Estimert fra håndberegningene er for langt i forhold til estimatet i NovaFrame fordi dette går ut fra en gjennomsnittlig kurvatur. Avstanden fra akse 5 er mer korrekt fordi denne delen av kurvaturen representerer gjennomsnittskurvaturen bedre.

Kapittel 7

Dimensjonering i bruddgrensetilstand

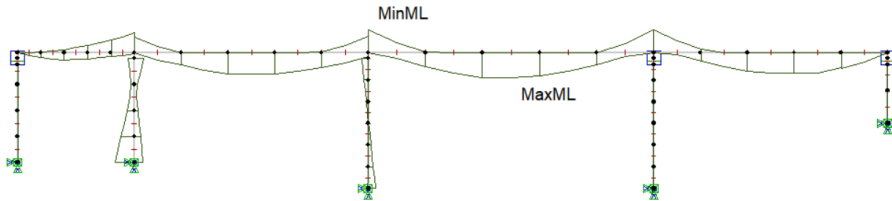
Dimensjoneringen i bruddgrensetilstanden, også kjent som ULS, er blitt utført i henhold til *EC2* og *N400*. Boken *Betongkonstruksjoner* og rapporten *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer* er blitt brukt som støttelitteratur. Det er beregnet moment-, torsjon- og skjærkapasitet. På grunn av at skjærkontrollen er en del av fordypningsdelen er de gjennomført i kapittel 9. Kontrollene er gjennomført med de opptredende kreftene brua er utsatt for. Kreftene er hentet fra resultatene i NovaFrame.

Resultatene fra NovaFrame er hentet før trafikklastene ble verifisert. I etterkant ble det oppdaget at LM1 ikke oppførte seg som ønsket. I samarbeid med veileder hos Statens vegvesen er det bestemt at dette ble oppdaget for sent til å justere på i dimensjoneringen. Det er valgt å kommentere feilen og vise de alternative resultatene med den riktige lasten for LM1.

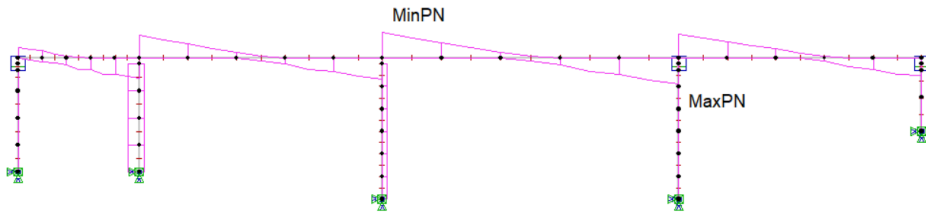
Tabell 7.1, 7.2, 7.3 og 7.4 viser variasjonene for moment-, skjær-, aksial- og torsjonskrefter avhengig av hvilke trafikklast som er påsatt i NovaFrame. Avvikene er relativt små og de fleste kapasitetene vil fortsatt være tilstrekkelig.

7.1 Kraftdiagrammer ULS

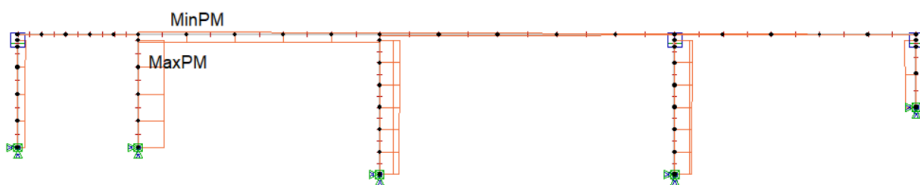
7.1.1 Lastkombinasjon ULS med kun tvangskrefter fra spennarmeringen



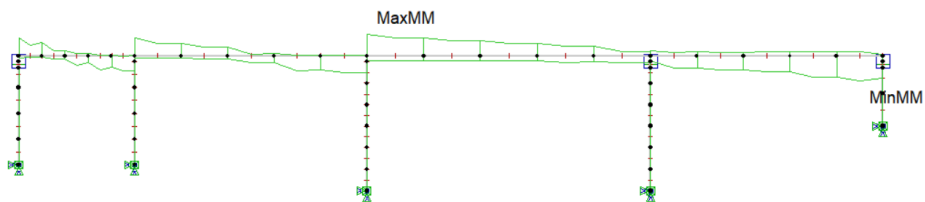
Figur 7.1: Momenter ULS tvang lastkombinasjon. Max = 20390, Min = -19120 kNm



Figur 7.2: Skjærkrefter ULS tvang lastkombinasjon. Max = 6018, Min = -6044 [kN]



Figur 7.3: Aksialkrefter ULS tvang lastkombinasjon. Max = 2736, Min = - 9079 [kN]



Figur 7.4: Torsjonmoment ULS tvang lastkombinasjon. Max = 10793, Min = -12462 kNm

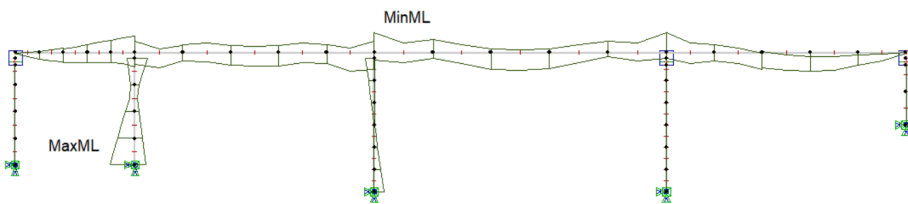
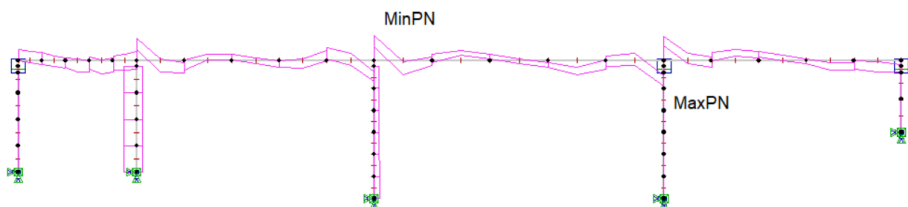
Tabell 7.1: Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

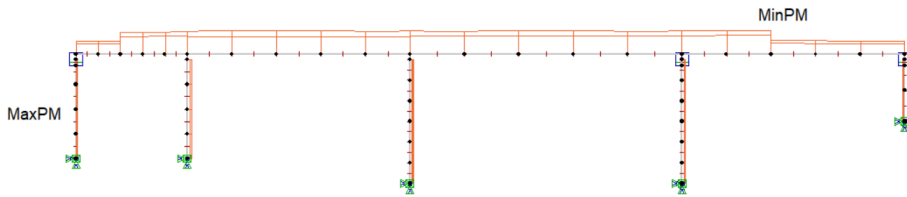
Max ULS tvang	Korrekt trafikklast	Feil trafikklast
Moment [kNm]	22748	20390
Skjær [kN]	6453	6018
Aksial [kN]	2777	2736
Torsjon [kNm]	10491	10793

Tabell 7.2: Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

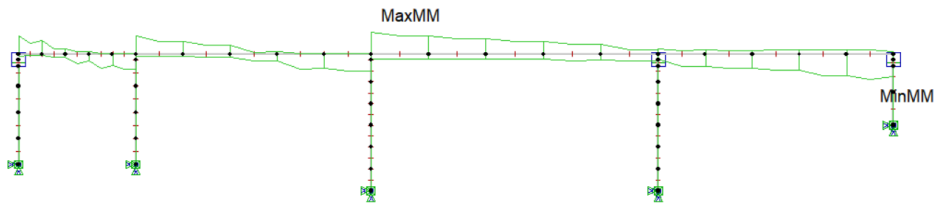
Min ULS tvang	Korrekt trafikklast	Feil trafikklast
Moment [kNm]	-21203	-19120
Skjær [kN]	-6483	-6044
Aksial [kN]	-9607	-9079
Torsjon [kNm]	-10582	-12462

7.1.2 Lastkombinasjon ULS med den fulle virkningen fra spennarmeringen

**Figur 7.5:** Momenter ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 16056, Min = -12465 [kNm]**Figur 7.6:** Skjærkrefter ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 11820, Min = -11888 [kN]



Figur 7.7: Aksialkrefter ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 122, Min = -45178 [kN]



Figur 7.8: Torsjonmoment ULS full virkning lastkombinasjon. Max = 10793, Min = -12462 [kNm]

Tabell 7.3: Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

Max ULS full	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	16655	16056
Skjær [kN]	12195	11820
Aksial [kN]	-2262	122
Torsjon [kNm]	10491	10793

Tabell 7.4: Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

Min ULS full	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	-14548	-12465
Skjær [kN]	-12249	-11888
Aksial [kN]	-36936	-45178
Torsjon [kNm]	-10582	-12462

7.2 Momentkapasitet

Som nevnt tidligere vil spennkrafttapet variere i bruas lengderetning. I beregningene er det brukt det største tapet som oppstår uavhengig av hvilke kabelgruppe som er beregningsgrunnlag. Dette er gjort av konservative hensyn. Beregningene som er utført i dette kapitte-

let fremkommer i vedlegg S. Som en forenkling er det brukt en effektiv tøyingsdifferanse ε'_{p0} som tar hensyn til langtidsvirkninger i spennstålet. [4, 6.4.2]

Som en forenkling er det beregnet en effektiv tverrsnittshøyde, d_{mid} , mellom slakk- og spennarmeringen. Den effektive tverrsnittshøyden er bestemt ut fra forholdet til arealet på slakk- og spennarmeringen og lengden på de respektive effektive tverrsnittshøydene.

Som et utgangspunkt er det antatt et balansert dimensjonert tverrsnitt og α_b bestemmes som følger:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}}$$

der

ε_{cu} er betongens maksimale tøyninger

E_p er E-modulen til spennarmeringen

f_{pd} er dimensjonerende fasthet for spennstål

ε'_{p0} er en effektiv tøyingsdifferanse

Ved å bruke α_b beregnes nødvendig spennarmering for at tverrsnittet skal være balansert armert. Denne verdien finnes fra :

$$A_{pb} = 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d_{mid}$$

der

A_{pb} er spennarmeringen som er nødvendig for et balansert armert tverrsnitt

f_{pd} er dimensjonerende fasthet for spennstål

f_{cd} er dimensjonerende fasthet for betong

b er tverrsnittets bredde

d_{mid} er den midlere effektive tverrsnittshøyden

Ved å sammenligne A_{pb} med $A_{p,tot}$, som er spennarmeringen i brua, vises det om tverrsnittet er under- eller overarmert. Hvordan trykksonehøydefaktoren beregnes avhenger av om tverrsnittet er under- eller overarmert. Faktoren brukes i følgende uttrykk for å finne dimensjonerende momentkapasitet til tverrsnittet: [4, kap7.1.2]

$$M_{Rd} = 0,8 (1 - 0,4\alpha) \alpha \cdot b \cdot d_{mid}^2 \cdot f_{cd} \quad (7.1)$$

der

M_{Rd}	er dimensjonerende momentkapasitet
α	er trykksonehøydefaktor
f_{cd}	er dimensjonerende fasthet for betong
b	er tverrsnittets bredde
d_{mid}	er den midlere effektive tverrsnittshøyden

Som en forenkling brukes et rektangulært tverrsnitt, som nevnt tidligere, med høyde lik 800 mm og bredde lik 1200 mm til kapasitetsberegninger. Valget er gjort på grunn av at tverrsnittet ikke kan antas like stivt ved vingene. Selv om det kun tas hensyn til et rektangel brukes tyngdepunktet fra det komplette tverrsnittet for å oppnå reelle spenninger og tøyninger i tverrsnittet. Enkelte steder vil dette være konservativt og enkelte steder ville det vært mer konservativt å bruke tyngdepunktet til det rektangulære tverrsnittet.

Armen fra tyngdepunktet til armeringen vil være avhengig av antakelsen. Dersom tyngdepunktet for det rektangulære tverrsnittet brukes vil spennarmeringen i feltet få en mindre arm til tyngdepunktet og ikke bidra like mye i beregningene som den vil i virkeligheten. Det er en konservativ antakelse.

Det antas minimumsarmering som beskrevet i kapittel 3.2.2 med maksimal senteravstand for slakkarmering lik 200 mm og størrelse $\phi 25$ i henhold til *N400* og spennarmering som beskrevet i kapittel 3.3.2. [3]

7.2.1 Kontroll av støttemoment i akse 2, 3 og 4

Over støttene er det totalt 24 kabler. Spennkablernes profil er lik over støttene og den effektive tverrsnittshøyden er lik. Derfor kan det gjennomføres én kontroll over den støtten med verst moment og det bekrefter at samtlige støtter har tilstrekkelig kapasitet.

Momenter over en støtte vil ikke få maksimumet som momentdiagrammet viser. Det kan antas at momentet får en avrundet topp og reduseres i henhold til 2.5.3 i *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. [5]

Som vist i vedlegg S er tverrsnittet underarmert over støttene. Det kommer av at det er mindre spennarmering enn den balanserte mengden.

Det dimensjonerende momentet for støttene oppstår i akse 4 og er lik $M_{Ed} = 18739$ kNm. For å finne den korrekte trykksonen i tverrsnittet er en trykksonehøydefaktor α kalkulert i henhold til underarmert tverrsnitt. α for underarmert tverrsnitt beregnes fra formel (7.2): [4, kap.7.1.2]

$$\alpha = \frac{A_{p,tot} \cdot f_{pd} + A_{s,tot} \cdot f_y d}{0,8 f_{cd} \cdot b \cdot d_{mid}} \quad (7.2)$$

der

α	er trykksonehøydefaktor
f_{pd}	er dimensjonerende fasthet for strekkarmering
$A_{p,tot}$	er totalt tverrsnittarealet til spennarmeringen
$A_{s,tot}$	er totalt tverrsnittsareal til slakkarmeringen
f_{yd}	er dimensjonerende fasthet til slakkarmeringen
f_{cd}	er dimensjonerende fasthet for betong
b	er tverrsnittets bredde
d_{mid}	er midlere effektiv tverrsnittshøyde

α brukes i formel (7.1) som gir M_{Rd} :

$$M_{Rd} = 38370\text{kNm} \geq M_{Ed} = 18739\text{kNm}$$

Momentkapasiteten er tilstrekkelig over støttene.

7.2.2 Kontroll av feltmoment

Feltene har forskjellige lengder og momenter. Felles for feltene mellom akse 2, 3 og 4 er at de har 24 spennkabler og profilen opp mot støttene i endene er like. Den effektive tverrsnittshøyden er lik der spennkablene har rett profil i feltene.

Felt mellom akse 2, 3 og 4

Kontrollen for feltmomentene er lik som for støttemomentene. Forskjellen er at momentet opptrer på motsatt side av tverrsnittet slik at den tilnærmede effektive tverrsnittshøyden d_{mid} er større. Eksponeringsklassen krever mindre overdekning på underkant sammenliknet med overkanten og fører til en større effektiv tverrsnittshøyde.

I vedlegg S kommer det frem at tverrsnittet er underarmert i feltet. M_{Rd} kan beregnes ut fra formel (7.2) og (7.1) slik som i for momentkontroll over støttene. Dimensjonerende moment er det største av momentene som oppstår i de to feltene. $M_{Ed} = 20391$ kNm oppstår i feltet mellom akse 3 og 4.

$$M_{Rd} = 39110\text{kNm} \geq M_{Ed} = 20391\text{kNm}$$

Momentkapasiteten i feltene mellom akse 2 og 3 og mellom akse 3 og 4 er tilstrekkelig.

Felt mellom akse 4 og 5

I endefeltet er det kun 12 spennkabler som bærer momentene. Kriteriene er like som for resten av brua og siden det er mindre spennarmering i endefeltet er tverrsnittet underarmert.

Kapasitetskontrollen er utført der momentet i feltet er størst. Den effektive tverrsnittshøyden er lik som for feltene mellom akse 2, 3 og 4. Det betyr at M_{Rd} er mindre for dette feltet enn for de andre på grunn av en mindre trykksonehøyde og færre kabler. Vedlegg S viser M_{Rd} der spennkabelen ligger lengst unna betongens tyngdepunkt. De største momentene i endefeltet opptrer i de samme områdene som dette. Momentkontrollen mellom akse 4 og 5 er som følger:

$$M_{Rd} = 25780\text{kNm} \geq M_{Ed} = 16720\text{kNm}$$

Kapasiteten er tilstrekkelig med hensyn på moment i endefeltet med armering som beskrevet i kapittel 3.2.2 og 3.3.2.

Felt mellom akse 1 og 2

Bruas første felt har 12 spennkabler i tverrsnittet, men kablene er plassert i tyngdepunktet til tverrsnittet. Dette spennet er kort i forhold til de andre og det dimensjonerende momentet er relativt lite. Spennkablenes bidrag er egentlig ikke nødvendig her, men de er plassert her av praktiske årsaker.

$$M_{Rd} = 21460\text{kNm} \geq M_{Ed} = 5660\text{kNm}$$

Beregningene vises i vedlegg S. Kapasiteten er tilstrekkelig. Det er tatt hensyn til d_{mid} . Det er for å ta med spennarmeringens bidrag til kapasiteten. Momentet er så lite i forhold til kapasiteten at slakkarmeringens kapasitet kunne vært tilstrekkelig.

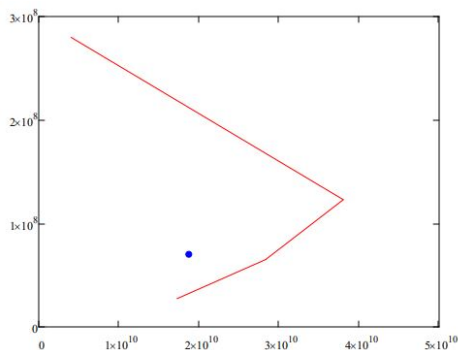
7.2.3 Kontroll i oppspenningstilstand

Etter spennarmeringen er oppspenningstilstand oppnådd og det ikke er påført noen laster på konstruksjonen vil spennarmeringen ligge i trykksonen i tverrsnittet. Tverrsnittet på brua kontrolleres for denne lastsituasjonen ved hjelp av et M-N diagram. Et slikt diagram finnes i standardutgaver til blant annet søyleberegninger. Diagrammene kan ikke benyttes i dette tilfellet på grunn av usymmetrisk armering. Armeringen i under- og overkant og betongens trykkfasthet arbeider mot spennarmeringen. I brua ligger det armering på både over- og undersiden av tverrsnittet i hele bruas lengderetning. Dette kommer av krav i *N400*. [3]

Det nasjonale tillegget *NA 2.4.2.2* i *EC2* sier at spennkraften kan multipliseres med en lastfaktor γ_p lik 1,1 eller 0,9.[2] γ_p er valgt til 1,1 fordi en høy spennkraft vil være ugunstig.

Feltene med 24 spennkabler er kontrollert fordi dette er det verste lasttilfellet. Momentarmen er lengst fra spennkabel til tyngdepunktet i tverrsnittet og det er flest antall spennkabler. I beregningene brukes en forenklet rektangulær spenningsfordeling som 3.1.7 i EC2 tillater. [2]

Beregningene for å lage M-N diagrammet finnes i vedlegg S, diagrammet vises i figur 7.9. Figuren viser at det opptredende momentet og den opptredende aksialkraften er på venstre side av ekstremlverdiene grenser. Konstruksjonens kapasitet er tilstrekkelig i oppspenningstilstanden med armering som beskrevet i kapittel 3.2.2 og 3.3.2. Det viser også at brua generelt tåler trykket påført fra spennkablene.

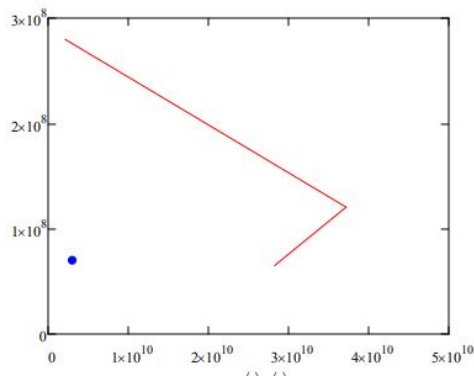


Figur 7.9: M-N diagram for brua i oppspenningstilstand

7.2.4 Kontroll av lasttilfelle med strekk på undersiden av støtte

I henhold til NovaFrame kan det oppstå lasttilfeller med strekk i underkant av tverrsnittet ved støttene. Dette er uheldig fordi spennkablene ligger på oversiden av tverrsnittet og vil ikke motvirke det aktuelle momentet. Spennkablene vil ikke bidra til momentkapasitet og slakkarmeringen på undersiden må bære dette.

Det største momentet som gir strekk på undersiden over en støtte er i akse 3. Det dimensjonerende momentet er $M_{Ed} = 3011 \text{ kNm}$. I M-N diagrammet i vedlegg S vises det at opptredende dimensjonerende moment og aksialkraft er innenfor ekstremlverdiene for brua. Dette er også vist i figur 7.10. Det betyr at kapasiteten er tilstrekkelig med armering som beskrevet i kapittel 3.2.2 og 3.3.2.



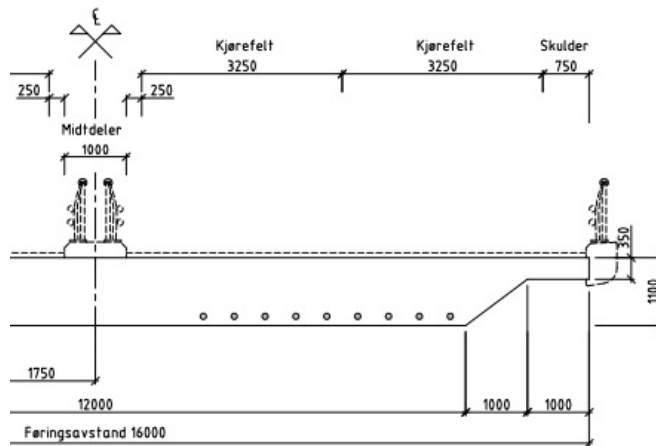
Figur 7.10: M-N diagram for brua i oppspenningstilstand

7.2.5 Kontroll av moment i bruas tverretning

For å kontrollere bruas momentkapasitet i tverretningen er det valgt to kritiske punkter. Punktene er valgt ut i samråd med veilder. Punkt 1 befinner seg ved søylerand i akse 3. Konstruksjonen kan sees på som en utkrager fra søyla. Det anses som en bjelke med tykt tverrsnitt innerst og tynnere tverrsnitt ytterst. I dette punktet vil utkrageren være tilnærmet innspent på grunn av bjelken er stiv mellom søylene. Det største momentet for utkrageren oppstår ved innspenningen. Andre steder i lengderetning vil ikke momentet være like stort fordi innspenningen ikke er like stiv. Derfor er dette ett av kontrollpunktene. Punktet er plassert 4,5 m fra senterlinjen i brua.

Det andre kritiske punktet er i overgangen mellom delen med lav tverrsnittshøyde og der tverrsnittshøyden gradvis blir større. Her vil bruas tykke tverrsnitt fungere som en innspenning for den tynne delen på grunn av økt stivhet. Det dimensjonerende momentet i punktet er relativt lavt, men den lave tverrsnittshøyden er kritisk. Punktet er plassert 7 m fra senterlinjen i brua.

Begge kontrollpunktene ligger innenfor kjørebane 1 i tverretning. Figur 7.11 viser kjørebane 1. Dimensjoneringen av disse to punktene er konservativt. Skjærdimensjonering i de samme punktene er vist i kapittel 9.



Figur 7.11: Kjørebanes i brua

Tverrsnittet er antatt som en stripe med bredde på 1 m for å fastslå armeringsbehovet. Innenfor denne stripen er det kun plass til én aksling i følge *Figure 4.2b* i *EC1*. [10]

Punkt 1 får relativt store dimensjonerende momenter som følge av store laster i kjørebane 1. Til tross for den store effektive tverrsnittshøyden er det ikke tilstrekkelig å bruke minimumsarmering. Vedlegg T viser at senteravstanden til tverrarmingen må være minimum 80 mm. Kapasitetskontroll for trykkbrudd i punkt 1 er som følger:

$$M_{Rd} = 3313 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1612 \text{ kNm}$$

Armeringsbehovet i punkt 1 er som følger:

$$A_{s,min} = \frac{M_{Ed}}{z_{tykk} \cdot f_{yd}} = 5816 \text{ mm}^2 \leq A_{s,punkt1} = \phi 25 \frac{1000 \text{ mm}}{80 \text{ mm}} = 6136 \text{ mm}^2$$

På grunn av lave momenter er det ikke nødvendig med mer enn minimumsarmering i punkt 2, som vist i vedlegg T. Vegskulderen på 750 mm gjør at kun ett av hjulene i en aksling kommer langt nok ut på utkrageren til å bidra til å skape moment i dette punktet. Kapasitetskontroll for trykkbrudd i punkt 2 vises her:

$$M_{Rd} = 463,7 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 120,1 \text{ kNm}$$

Armeringsbehovet i punkt 2 er som følger:

$$A_{s,min} = \frac{M_{Ed}}{z_{tynn} \cdot f_{yd}} = 1187 \text{ mm}^2 \leq A_{s,punkt2} = \phi 25 \frac{1000 \text{ mm}}{80 \text{ mm}} = 6136 \text{ mm}^2$$

På grunn av liten senteravstand mellom armeringsjern i punkt 1 vil kapasiteten være lavt utnyttet i punkt 2.

7.3 Torsjonskapasitet

Tverrsnittet må kontrolleres for torsjonsmomentene. For platen er det bestemt at det ikke er nødvendig å kontrollere interaksjon mellom skjær og torsjon i henhold til 6.3.2 i EC2. Det er urealistisk for at interaksjonen forekommer på grunn av at høyden er så mye mindre enn bredden. Spenningsstrømmene vil være mye større i horisontal retning enn i vertikal retning. [2]

For bjelker kan både lengde- og bøylearmeringen ta opp torsjonsmomenter. Det er antatt at den vertikale armeringen ikke bidrar til torsjonskapasitet. Antagelsen er basert på samme antakelse som at det ikke er interaksjon mellom skjær og torsjon. Spenningsstrømmene følger kanten av tverrsnittet og ingen av de vertikale jernene i tverrsnittet bidrar. De detaljerte beregningene for torsjonskapasiteten er vist i vedlegg U.

Det dimensjonerende torsjonsmomentet i akse 5 er:

$$T_{Ed} = 12462kNm$$

Den dimensjonerende kapasiteten for trykkbrudd ved torsjon beregnes i henhold til 6.3.2 i EC2: [2]

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin(\theta) \cos(\theta) = 18600kNm$$

Trykkbruddskapasiteten er tilstrekkelig.

I tillegg til trykkbrudd må tverrsnittet kontrolleres for riss-torsjonsmoment. Kapasiteten beregnes i henhold til 6.3.2 i EC2 ved å vende på formelen: [2]

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k f_{ctd} t_{ef} = 5669 < T_{Ed} = 12462kNm$$

Riss-torsjonskapasiteten er ikke tilstrekkelig og tverrsnittet må armeres. I noen tilfeller er det mulig å anta at spennkablene tar all moment i lengderetning og at slakkarmeringen bærer torsjonsmomentene. For brua i rapporten er det vist lasttilfeller som fører til at slakkarmeringen må bære moment uten bidrag fra spennarmeringen. Derfor kan det ikke antas at slakkarmeringen kun bærer torsjonsmomenter.

Den nødvendige armeringen for å ta opp riss-torsjonsmomentet beregnes i henhold til 6.3.2 i EC2: [2]

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot(\theta) \frac{u_k}{f_{yd}} = 140100mm^2$$

Den nødvendige senteravstanden i omkretsen hvor spenningene oppstår er:

$$s = \frac{O_{torsjon}}{n_{jern}} = 88mm$$

Den nødvendige lengdearmeringen er 286stk $\phi 25$ med senteravstand 88 mm. Tverrarmeringen må legges likt som lengdearmeringen i henhold til torsjon.

Armeringen som er nødvendig for å bære torsjonskreftene er veldig høy. Årsaken til dette er at analysen er veldig konservativ for torsjon. Det kommer av at det er gjennomført en bjelkeanalyse hvor tverrsnittet antas stivt. Tverrsnittet er veldig bredt og kreftene får lang arm til senter av brua. Det forårsaker store torsjonsmomenter i det stive tverrsnittet. Hadde brua vært analysert med FEM-analyse og skallelementer ville kreftene fordelt seg annerledes og torsjonsmomentene ville vært lavere. Den nødvendige armeringen for torsjon vil mest sannsynlig være mindre enn hva som er beregnet i rapporten.

Enkle håndberegninger er gjennomført for å kontrollere om det høye torsjonsmomentet stemmer med virkeligheten. Det er antatt at trafikklastene og vindlastene opptrer i verst mulig posisjon for opplageret i akse 3 og at de indre randene er fast innspent. Lastenes torsjonsbidrag vises under:

Punktlast fra trafikk:

$$M_{T,P} = (300 \cdot 6,5 \cdot 1,35) \cdot 2 + (200 \cdot 3,25 \cdot 1,35) \cdot 2 = 7020 \text{ kNm}$$

For den jevnt fordelte trafikken er areallasten fra *EC1* anvendt og antatt som en linjelast med enhet kN/m. Det kommer av at torsjonsmomentet er hentet fra NovaFrame-modellen med feil trafikklast. Derfor er sammenlikningen også gjennomført med lasten som egentlig er feil. Jevnt fordelt trafikklast:

$$M_{T,q} = (9 \cdot 11 \cdot 4,875 \cdot 1,35) + (2,5 \cdot 11 \cdot 1,75 \cdot 1,35) = 716,5 \text{ kNm}$$

Vindlast med trafikk:

$$M_{T,v} = 11 \cdot 11 \cdot 4 \cdot 1,12 = 542 \text{ kNm}$$

Summen av de estimerte torsjonsmomentene er 8278,5 kNm som er mindre enn 10793,57 kNm som opptrer i akse 3 i NovaFrame. Det bekrefter mistanken om at NovaFrame beregner for store torsjonsmomenter da estimeringen også er konservativ.

Kapittel 8

Dimensjonering i bruksgrensetilstand

I henhold til *kapittel 7* i *EC2* skal brua tilfredsstillende krav til bruk gjennom hele sin levetid. I bruksgrensetilstanden må spenninger, rissvidder og nedbøyning av brua begrenses. [2]

For å kontrollere et betongtverrsnitt i bruksgrensetilstanden må det fastslås om betongen er i stadium 1 eller 2. I stadium 1 er betongen uopprisset. Det innebærer at betongen kan beregnes med både strekk- og trykkapasitet. I stadium 2 er betongen antatt opprisset. Det fører til at betongen ikke bidrar til kapasitet i strekksonen og antas spenningløs der. All strekkspenning er motarbeidet av armeringen i strekksonen. Den totale stivheten av tverrsnittet blir redusert i stadium 2 sammenliknet med stadium 1.

I bruksgrensetilstand har feilen med trafikklasten også påvirket resultatene. Kontrollen er gjennomført med de resultatene som er hentet med feil trafikklast. Tabell 8.1, 8.2, 8.3, 8.4, 8.5 og 8.6 viser avvikene for kreftene avhengig av hvilke trafikklast som er påført modellen i NovaFrame.

8.1 Begrensninger

8.1.1 Spenningsbegrensninger

Spenningene i strekk- og trykksonene kontrolleres for å sjekke om det oppstår riss eller store krypdeformasjoner. Kravene til dette finnes i *EC2*. [2]

For karakteristisk lastkombinasjon må kravet i 7.2 i *EC2* tilfredstilles. Kravet sikrer at det ikke oppstår riss på trykksiden som kan føre til svekket bestandighet. Dette gjelder de delene av brua som har eksponeringsklasse XS, XF og XD. I henhold til *N400* er brua i denne oppgaven i eksponeringsklasse XD1 på oversiden og XC3 undersiden som gitt i

oppgaveteksten i vedlegg A.

Maksimal tillatt spenning i betongen er: [2]

$$\sigma_{c, kar} \leq 0,6f_{ck}$$

Spenningene i slakkarmeringen må begrenses for å redusere opprissing og deformasjon i betongen. For karakteristisk lastkombinasjon i henhold til 7.2 i *EC2* kan ikke spenningene i slakkarmeringen overskride: [2]

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$$

For å kunne regne med lineært kryp må ikke spenningen i betongen overskride kravet i henhold til 7.2 i *EC2*. Kravet er: [2]

$$\sigma_{c, perm} \leq 0,45f_{ck}$$

Trykkspenningene, $\sigma_{c, perm}$, beregnes for tilnærmet permanent lastkombinasjon. [2]

For spennarmeringen skal ikke spenningene overskride kravet i *NA.7.2(5)* i *EC2*. Kravet er: [2]

$$\sigma_p \leq 0,75f_{pk}$$

8.1.2 Rissviddebegrensninger

I henhold til *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer: 3.4.3* er det ikke tilstrekkelig å anvende formler fra *EC2* for kontroll av riss i plater. Dette punktet tar utgangspunkt i at platen er kontrollert med FEM-analyse ved bruk av skallelementer. Siden platebrua i oppgaven er analysert med bjelkeelementer er det tilstrekkelig å anvende punktene i *EC2*.

Riss kan påvirke funksjonen, bestandigheten og utseendet til betongen. For store riss kan føre til redusert funksjon og bestandighet hvis armeringen blir eksponert og utsatt for korrosjon. Tydelige riss i konstruksjonen kan både være stygt og oppfattes som utrygt for brukere. Rissvidder må begrenses i henhold til *EC2*. Rissviddene begrenses med hensyn til armeringstype, lastkombinasjon og eksponeringsklasse. Dette vises i figur 8.1, som er *Tabell NA.7.1N* fra *EC2*. [2]

Tabell NA.7.1N – Grenseverdier av w_{max} (mm)

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ³⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ¹⁾	Ofte forekommende	0,30 k_c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning ²⁾
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k_c	Ofte forekommende	Trykkavlastning ²⁾
XSA	Vurderes særskilt ⁴⁾		Vurderes særskilt ⁴⁾	

¹⁾ For eksponeringsklasse X0 har risvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{dur} inn i trykksonen.

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig risvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige risvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekkføyningen i armeringen på siden med størst føyning, ϵ_{s2} er strekkføyningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig risvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, risviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Figur 8.1: Tabell NA.7.1N - Grenseverdier av w_{max}

Koeffisienten k_c beregnes i henhold til NA.7.3.1 i EC2:

$$k_c = c_{nom} / c_{min,dur} \leq 1,3$$

Dette er en faktor som sikrer at det tas hensyn til virkningen av større overdekning enn $c_{min,dur}$ i kapittel 3.1.[2]

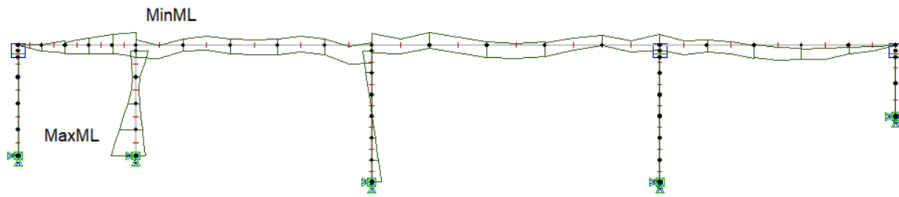
8.1.3 Nedbøyning

Nedbøyning skal ikke påvirke konstruksjonens funksjon eller utseende negativt. Derfor begrenser 7.4.1 i EC2 nedbøyningen til konstruksjonsdeler til $L/250$, hvor L er konstruksjonsdelens spennvidde. For bruer er nedbøyningen begrenset i N400 til å være $L/350$. [3] Nedbøyning er ikke kontrollert i oppgaven. [2]

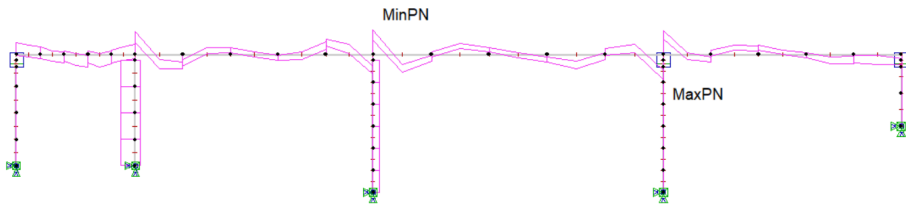
8.2 Kraftdiagrammer SLS

I de følgende delkapitlene er kraftdiagrammene for bruksgrensetilstanden presentert. Disse diagrammene er hentet fra NovaFrame og resultatene er anvendt i kontrollen. Det vises også tabeller som viser differansen mellom trafikklasten som er benyttet og den korrekte.

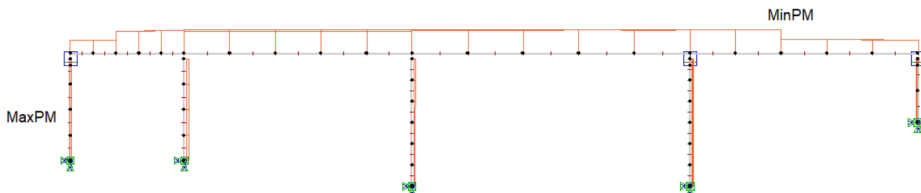
8.2.1 Karakteristisk lastkombinasjon



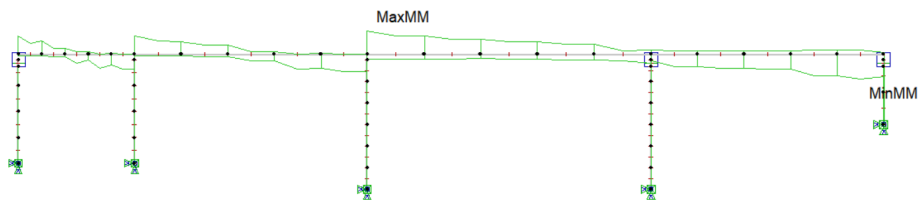
Figur 8.2: Momenter SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 14577, Min = -7371 kNm



Figur 8.3: Skjærkrefter SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 4293, Min = -4345 [kN]



Figur 8.4: Aksialkrefter SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 152, Min = -41030 [kN]



Figur 8.5: Torsjonmoment SLS karakteristisk lastkombinasjon. Max = 8790, Min = -9134 kNm

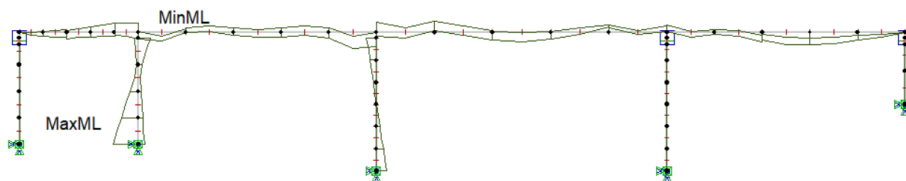
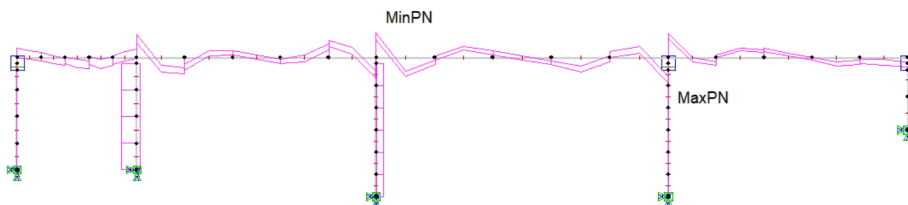
Tabell 8.1: Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

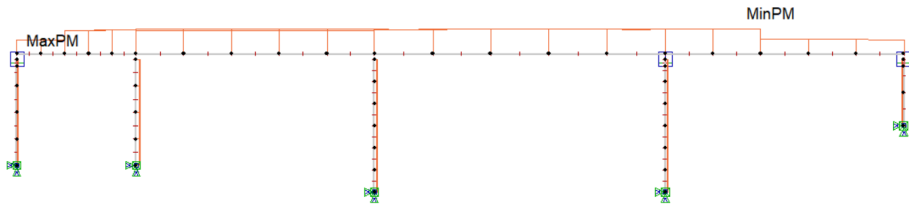
Max SLS kar	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	15021	14577
Skjær [kN]	4691	4293
Aksial [kN]	274	152
Torsjon [kNm]	7662	8790

Tabell 8.2: Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

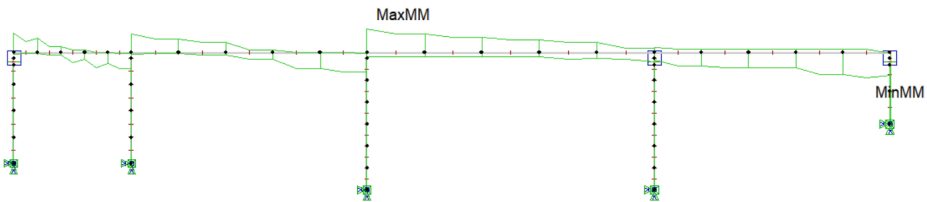
Min SLS kar	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	-9076	-7371
Skjær [kN]	-4717	-4345
Aksial [kN]	-41030	-41030
Torsjon [kNm]	-7731	-9134

8.2.2 Ofte forekommende lastkombinasjon

**Figur 8.6:** Momenter SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = 13317, Min = -6395 kNm**Figur 8.7:** Skjærkrefter SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = 3868, Min = -3889 [kN]



Figur 8.8: Aksialkrefter SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = -104, Min = -40977 [kN]



Figur 8.9: Torsjonmoment SLS ofte forekommende lastkombinasjon. Max = 5742, Min = -6025 kNm

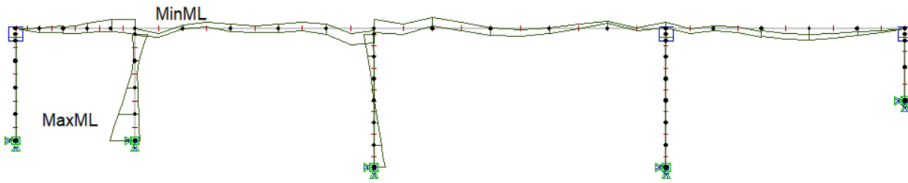
Tabell 8.3: Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

Max SLS ofte	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	13627	13317
Skjær [kN]	4144	3868
Aksial [kN]	-18	-104
Torsjon [kNm]	4953	5742

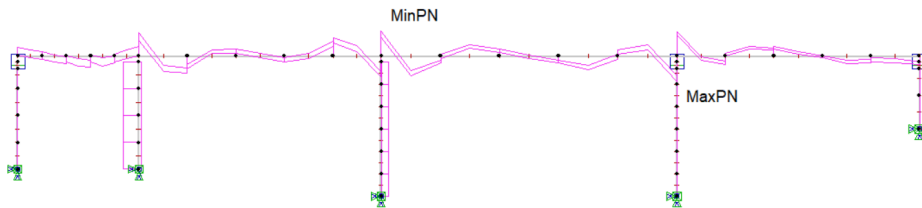
Tabell 8.4: Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

Min SLS ofte	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	-6822	-6395
Skjær [kN]	-4149	-3889
Aksial [kN]	-40977	-40977
Torsjon [kNm]	-5004	-6025

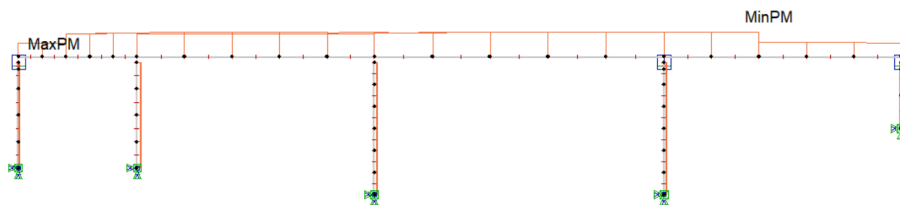
8.2.3 Tilnærmet permanent lastkombinasjon



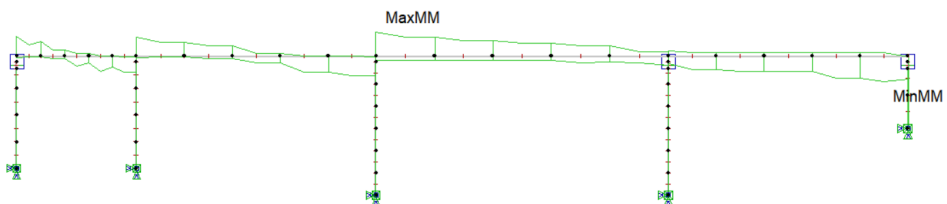
Figur 8.10: Momenter SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = 12789, Min = -6074 kNm



Figur 8.11: Skjærkrefter SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = 3659, Min = -3665 [kN]



Figur 8.12: Aksialkrefter SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = -142, Min = -40941 [kN]



Figur 8.13: Torsjonmoment SLS tilnærmet permanent lastkombinasjon. Max = 4101, Min = -4303 kNm

Tabell 8.5: Sammenlikning av maksimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

Max SLS Permanent	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	13011	12789
Skjær [kN]	3856	3659
Aksial [kN]	-81	-142
Torsjon [kNm]	3537	4101

Tabell 8.6: Sammenlikning av minimale krefter avhengig av riktig eller feil trafikklast

Min SLS Permanent	Korrekt trafikk	Feil trafikk
Moment [kNm]	-6379	-6074
Skjær [kN]	-3851	-3665
Aksial [kN]	-40941	-40941
Torsjon [kNm]	-3574	-4303

8.3 Dimensjonering i SLS

8.3.1 Stadium 1

Først antas det at tverrsnittet er i stadium 1 og er uopprikket. Det innebærer at hele tverrsnittet bidrar til bøyestivhet. Hensikten er å fastslå for hvilke lastkombinasjoner betongen er i stadium 2 og hvilke kontroller som må gjennomføres.

Bruksgrensetilstanden er kontrollert over støtten og i feltet hvor de største momentene opptrer. I henhold til figur 8.2, 8.6 og 8.10 er det største momentet på overkant over støtten i akse 2. Det største momentet på underkant er i feltet mellom akse 4 og 5.

I tillegg er det et tilfelle som fører til et stort moment med strekk i underkant i akse 3. Siden det er ingen spennarmering på underkant må kontrollen gjennomføres uten bidrag fra spennarmeringen.

Kontrollene er gjennomført for karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Detaljerte beregninger finnes i vedlegg V. Tabell 8.7 viser de resulterende spenningene:

Tabell 8.7: Spenningskontroll i stadium 1

Karakteristisk lastkombinasjon						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,kar}$	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{c,kar}$	f_{ctm}	$\sigma_{t,kar}$	$f_{ctm} > \sigma_{t,kar}$
Akse 2, ok	27	8.4	OK	3.8	2	OK
Akse 3, uk	27	9.5	OK	3.8	3.82	IKKE OK
Felt 4	27	7.8	OK	3.8	4.2	IKKE OK
Tilnærmet permanent lastkombinasjon						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,perm}$	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{c,perm}$	f_{ctm}	$\sigma_{t,perm}$	$f_{ctm} > \sigma_{t,perm}$
Akse 2, ok	20.2	6.4	OK	3.8	0.03	OK
Akse 3, uk	20.2	7.9	OK	3.8	1.9	OK
Felt 4	20.2	5.7	OK	3.8	1.9	OK
Ofte forekommende lastkombinasjon						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,ofte}$	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{c,ofte}$	f_{ctm}	$\sigma_{t,ofte}$	$f_{ctm} > \sigma_{t,ofte}$
Akse 2, ok	-	6.7	OK	3.8	0.3	OK
Akse 3, uk	-	8.0	OK	3.8	2.1	OK
Felt 4	-	6.4	OK	3.8	2.2	OK

I henhold til tabell 8.7 er kapasiteten for trykkspenningene tilstrekkelig over støttene og i feltet for samtlige lastkombinasjoner. Derimot er strekkspenningene på underkant av opplegget i akse 3 og i feltet mellom akse 4 og 5 for store i karakteristisk lastkombinasjon.

Det fører til at betongen risser opp for karakteristisk lastkombinasjon. Det innebærer at spenningene må kontrolleres i betongen, slakk- og spennarmeringen i stadium 2. Siden strekkkapasiteten er tilstrekkelig i tilnærmet permanent og ofte forekommende lastkombinasjon er det ikke nødvendig å kontrollere rissvidder og trykkavlastning.

8.3.2 Stadium 2

Bøyestivheten til tverrsnittet er redusert på grunn av opprissingen. Med den reduserte stivheten må spenningene kontrolleres i trykksonen av betongen, slakk- og spennarmeringen.

De nye trykksonehøydene i stadium 2, αd , beregnes ved hjelp av aksiallikevekt og momentlikevekt i tverrsnittet. Det er utledet to likevektslikninger som er vist under: [4]

Aksiallikevekt:

$$\frac{N}{\sigma_c d \cdot b} = 0.5 \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha} \quad (8.1)$$

Momentlikevekt:

$$\frac{N}{\sigma_c d \cdot b} = \frac{d}{2(e_p + e_s + a)} \cdot \alpha(1 - \alpha/3) \quad (8.2)$$

Likning (8.1) settes lik (8.2). Resultatet av dette er som følger:

$$\frac{d\alpha^3}{6(e_p + e_s + a)} + 0.5\left(1 - \frac{d}{(e_p + e_s + a)}\right)\alpha^2 + \eta\rho\alpha - \eta\rho = 0 \quad (8.3)$$

Det finnes to forskjellige framgangsmåter for å finne αd på. Likning (8.1) og (8.2) kan løses grafisk eller løse likning (8.3) matematisk. Det er valgt å løse likning (8.3) matematisk i MathCad.

I midten av feltet mellom akse 4 og 5 er α beregnet til å være 0,64. Ved underkant av akse 3 er α 0,63. Den nye trykksonehøyden brukes for å beregne spenningene i betongen, slakk og spennarmeringen.

For å beregne spenningene i betongen vendes likningen for aksiallikevekt om med hensyn på σ_c . Likningen er som følger:

$$\sigma_c = \left(\frac{N}{d \cdot b}\right) \cdot \frac{1}{0.5\alpha - \eta\rho((1 - \alpha)/\alpha)}$$

Spenningene i slakkarmeringen finnes ved hjelp av en formel gitt i boka *Betongkonstruksjoner*: [4]

$$\sigma_s = E_s \cdot \left(\frac{M \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI}\right)$$

I feltet mellom akse 4 og 5 er samme beregninger for betongen og slakkarmeringen gjennomført. I akse 3 er det ikke nødvendig å beregne spenningene i spennarmeringen siden strekket er på undersiden. I feltet derimot er spenningene i spennarmeringen beregnet på grunn av at strekket er på samme side. Detaljerte beregninger for dette finnes i vedlegg V. Den endelige likningen for å beregne spenningen i spennarmeringen er:

$$\sigma_p = \epsilon_{tap} \cdot \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_p$$

Tabell 8.8 viser resultatene for beregningene i stadium 2. Beregningene vises fullstendig i vedlegg V.

Tabell 8.8: Spenningsberegninger i stadium 2

Karakteristisk lastkombinasjon			
Opplegg, akse 3, underkant	$\sigma_{c,Rd}$	σ_{kar}	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{kar}$
Slakkarmering	400	79.2	OK
Betong	27	14.7	OK
Midtfelt, felt 4	$\sigma_{c,Rd}$	σ_{kar}	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{kar}$
Slakkarmering	400	84.2	OK
Betong	27	10.2	OK
Spennarmering	1476	1381	OK

Tabell 8.8 viser at spenningsbegrensningene er tilfredsstillt i betongen og slakkarmeringen i akse 3 og i feltet mellom akse 4 og 5. Spenningsbegrensningen for spennarmeringen i feltet er også tilfredsstillt. Det er ikke nødvendig å øke mengde slakkarmering, spennarmering eller endre tverrsnittet. Kravene i bruksgrensetilstand er tilfredsstillt i stadium 2 for lengderetningen.

8.3.3 SLS i tverretning

Brua må kontrolleres for bruksgrensetilstanden i tverretning i tillegg til lengderetning. Lasttilfellet er likt som for bruddgrensetilstand i tverretning i kapittel 7.2.5. Det er valgt å kontrollere bruksgrensetilstanden i punktet som kalles kontrollpunkt 1 i 7.2.5. Dette er valgt fordi håndberegninger viste at kontrollpunkt 1 er mest kritisk. Spennarmeringen bidrar ikke til kapasitet i tverretning. Kontrollen tar kun hensyn til slakkarmeringen som ligger i overkant av tverrsnittet siden det er strekk på oversiden av tverrsnittet. Det antas et stripetverrsnitt med 1 m bredde. Tverrsnittet fungerer som en bjelke med fast innspenningen ved søylen. Slakkarmeringen i toppen av tverrsnittet er $\phi 25$ og ligger med senteravstand lik 80 mm. Armeringsmengden er bestemt i bruddgrensetilstanden.

Rissmomentet, M_r , angir for hvilke opptredende moment tverrsnittet vil risse opp. De fullstendige beregningene for kontrollen i tverretning er i vedlegg W. Rissmomentet er som følger: [4]

$$M_r = \left(\frac{I_c + \eta \cdot I_s}{h - \alpha \cdot d} \right) \cdot f_{ctm} = 464,8 \text{ kNm}$$

De endelige opptredende momentene er:

$$M_{Ed,kar} = 1208 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,perm} = 665,8 \text{ kNm}$$

Begge momentene er større enn rissmomentet. Dette innebærer at stadium 2 må kontrolleres i tverretning både for karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon. Spenn-

ningsbegrensninger må kontrolleres med karakteristisk og rissvidder med tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Det er ikke beregnet et rissmoment for ofte forekommende lastkombinasjon. Dette kommer av at *Tabell NA.7.1N* i *EC2* sier at en betongkonstruksjon med slakkarmering i eksponeringsklasse XD1 kun trenger å kontrolleres med tilnærmet permanent lastkombinasjon for rissvidder. [2]

Spenningene i stadium 2 for karakteristisk lastkombinasjon vises i tabell 8.9.

Tabell 8.9: Spenningskontroll i tverretning for bruksgrensetilstand i stadium 2

Spenningskontroll			
	σ_{Rd}	σ_{kar}	$\sigma_{Rd} > \sigma_{kar}$
Betong	27	5.9	OK
Slakkarmering	400	54.7	OK

Tabell 8.9 viser at samtlige spenningsbegrensninger er oppfylt. Karakteristisk lastkombinasjon er tilfredsstillt i tverretning.

Rissvidder kontrolleres med den tilnærmet permanente lasten. Rissviddene er kontrollert i henhold til 7.3.4 i *EC2*. De detaljerte beregningene finnes i vedlegg W. [2]

Den opptredende rissvidden i tverretning er i henhold til beregningene i vedlegg W:

$$w_k = s_r \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,066mm$$

Den maksimale tillatte rissvidden for tilnærmet permanent lastkombinasjon for en slakkarmert konstruksjon er hentet fra *Tabell NA.7.1N*. [2]

$$w_{max} = 0.3 \cdot k_c = 0,375mm > w_k$$

Den opptredende rissvidden er mindre enn den tillatte. Ingen endringer må gjøres med tverrsnittet eller slakkarmeringen.

8.4 SLS oppsummert

Brua er kontrollert for karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon. For den karakteristiske lastkombinasjonen er spenningsbegrensninger i betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen kontrollert. For tilnærmet permanent lastkombinasjon er spenningen i betongen kontrollert for å sikre at det kan antas lineært krep. For ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon er det kontrollert rissvidder og trykkavlastning.

For den karakteristiske lastkombinasjonen er tverrsnittet opprisset på strekksiden i midtpartiet av feltet mellom akse 4 og 5 og ved akse 3 for lasttilfellet med strekk i underkant. Det var nødvendig å kontrollere spenningene i stadium 2 for karakteristisk lastkombinasjon. Betongen har tilstrekkelig strekkapasitet i stadium 1 for ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon. Ingen kontroll for rissvidder og trykkavlastning er nødvendig.

Ved opplegget i akse 3 er strekket på underkant av tverrsnittet kontrollert. Spennarmeringen er på overkant her og bidrar ikke til kapasitet når det er strekk underkant. Spennarmeringen er neglisjert. I stadium 2 bidrar kun betongen og slakkarmeringen til bøyestivheten. Spenningensbegrensningene er kontrollert i slakkarmeringen og betongen. Kapasiteten var tilstrekkelig for begge.

I midtpartiet av feltet mellom akse 4 og 5 er strekket på samme side som spennarmeringen. Spenningene er kontrollert i betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen. Kapasiteten for samtlige komponenter er tilstrekkelig i stadium 2.

For konstruksjoner med kontinuerlig spennarmering er det et krav til trykkavlastning for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Det er valgt et spennarmeringssystem med plastrør rundt kablene. Veileder fra Statens vegvesen meddelte at den nye *Eurokoden* for betong ikke vil kreve kontroll av trykkavlastning der det er benyttet kabelrør av plast. Kontrollen er allikevel gjennomført fordi denne ikke har trådd i kraft ennå og for å danne en bedre forståelse for hva trykkavlastning er. Spennarmeringen ligger innenfor trykksonen og kravet til trykkavlastning er tilfredsstillt.

Samtlige kontroller i bruksgrensetilstanden for lengderetning er tilfredsstillt. Spennarmering, slakkarmering og tverrsnittet må ikke endres.

I tverretning er bruksgrensetilstanden kontrollert ved å påføre trafikklaster. Rissmomentene viser at betongen risser for både karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon. For den karakteristiske lastkombinasjonen er spenningene i betongen og slakkarmeringen kontrollert i stadium 2. For tilnærmet permanent lastkombinasjon er rissvidde kontrollert i stadium 2. Spenningene og rissviddene tilfredsstiller kravene i *EC2*.

Totalt sett tilfredsstiller brua samtlige SLS-krav i både lengde- og tverretning.

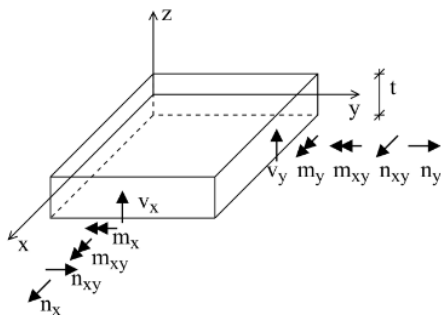
Kapittel 9

Skjær i plater

Skjærkrefter kan generelt beskrives ved hjelp av en vektor med to komponenter, v_x og v_y . Det innebærer at skjærspenningene fungerer i kun én retning, i motsetning til momenter som virker i to retninger. På grunn av at plater ikke kan antas å ha helt stive tverrsnitt beveger kreftene seg mer uforutsigbart i plater sammenliknet med bjelker. Derfor er det vanskeligere å forutse eksakt hvordan skjærspenningene faktisk strømmer gjennom platen. [14]

9.1 Skjæranalyse

Det er flere utfordringer knyttet til dimensjoneringen av skjær i en plate. Det er oftest enklere å modellere i et rammeprogram med bjelkeelementer enn det er med skallelementer i et elementprogram. Skallelementer beskriver oppførselen i plater bedre fordi de tillater krefter i 8 retninger. Figur 9.1 viser hvilke krefter et skallelement kan beskrive:

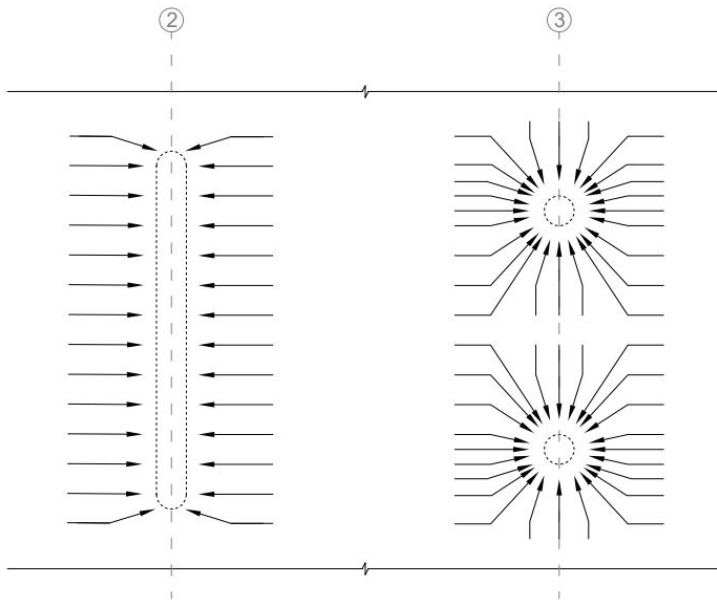


Figur 9.1: Kraftene i en plate

Med skallelementer kunne platen vært dimensjonert i både lengde- og tverretning med disse 8 kreftene. I bjelkeelementer antas tverrsnittet stivt i tverretning og deformasjoner tillates kun i lengderetning. Ett platetverrsnitt vil i realiteten deformere seg både i lengde- og tverretning. Siden bjelkeelementene oppfører seg stivere enn hva plata faktisk er, kan det føre til større reaksjonskrefter i modellen enn de reelle. Det innebærer at dimensjoneringen i lengderetning er konservativ med NovaFrame-analysen. For å dimensjonere i tverretning må forenklinger gjøres. Forenklingene er ofte konservative fordi platen antas stivere enn den er.

I samarbeid med veileder fra Statens vegvesen er det bestemt at det viktigste for oppgaven er å finne toppunkter for skjærkreftene. Skjærkreftene ved oppleggene som anvendes til dimensjoneringen antas å være gode nok for rapportens hensikt.

I akse 1, 2 og 5 er brua støttet opp av vegger. I akse 3 og 4 består oppleggene av søyler. Det fører til at kreftene beveger seg forskjellig gjennom platen mot opplegget avhengig av om det er vegg- eller søyleopplegg. Figur 9.2 viser skjærstrømmene i form av piler inn mot opplagene. Akse 2 og 3 viser henholdsvis hvordan skjærkreftene strømmer mot opplegget av vegg og søyler.



Figur 9.2: Kraftstrøm mot opplager

Figur 9.2 viser at ved søylene må plata sikres mot skjærstrømmer fra forskjellige retninger. Der brua støttes opp av søyler vil gjennomlokking være en kritisk bruddtype. Kraftene fordeles på et betraktelig mindre areal enn for veggskiven.

I området mellom søylene er det i praksis lite krefter og det er et relativt stivt område for platen. Dette området vil antagelig være overdimensjonert mot skjærkrefter på grunn

av stivheten mellom søylene. Skjærkreftene mellom søylene vil være mindre mellom enn skjærkraften for toppunktet til søylen. I rapporten er det konservativt antatt at avstanden er mellom søylene er så stor at skjærstrømmene oppfører seg som i akse 3 i figur 9.2. Aksene med søyler kontrolleres for gjennomlokking rundt hele søyletverrsnittet.

9.2 Skjærdimensjonering

9.2.1 Skjærkontroll uten skjærarmering

En del av fordypningen i rapporten er å skjærarmere brua. Det var viktig for veileder fra Statens vegvesen at tverrsnittet til brua ikke har tilstrekkelig skjærkapasitet uten skjærarmering. Høyden til tverrsnittet er redusert fra 1100 mm til 800 mm for å oppnå dette. Det er oppdaget underveis at å redusere tverrsnittet kan virke mot sin hensikt. Egenvekten til tverrsnittet er det som bidrar mest til skjærkrefter ved oppleggene. Punktlastene fra trafikk føre til lokalt store skjærkrefter, derfor må brua ha skjærstyrke over hele dekket. Tilfellet i NovaFrame med bruddgrensetilstand er gitt en økt lastfaktor for egenlasten for å overgå skjærkapasiteten til tverrsnittet. Figur 9.3 viser at egenvekten bidrar mest til skjærkraften, $fac*PN$, ved opplegget i akse 2:

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN
1	Egenvekt	3.200	0.0	125.1	-7521.3
2	Midtdeler	3.200	0.0	4.4	-262.8
3	Kantdrager1	3.200	225.4	4.4	-262.8
4	Kantdrager2	3.200	-225.4	4.4	-262.8
40	Svinn 100 år	1.000	-0.0	1786.7	-259.2
100	Kryp 100 år	1.000	0.0	51.1	-30.9
51	Spennarmering full	0.900	-0.0	-35366.3	147.4
21	Temp grad	12.600	-0.0	-8.3	39.7
20	Temp diff	-2.940	-0.0	17.5	-2.5
1009	PN-Min LM1V1	0.950	-0.6	-33.1	-577.8
1010	ML-Min LM1V1	0.950	3.9	-50.3	-462.1
30	Trafikk brems	-0.950	-0.0	-350.0	-48.0
30	Trafikk brems	-0.950	-0.0	-350.0	-48.0
13	VIND m/trafikk	1.120	43.4	1.7	-101.2
Calc. sum :			46.7	-34162.7	-9652.1

Figur 9.3: Reaksjonskrefter i akse 2

Skjærkontrollen uten skjærarmering er gjennomført i henhold til 6.2.2 i EC2. Skjærkapasiteten er beregnet for en platestripe med bredde 1 m. Kontrollen og beregningene er vist

detaljert i vedlegg X. Kontrollen er som følger: [2]

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_wd$$

Faktorene beregnes i henhold til 6.2.2 i EC2: [2]

$C_{Rd,c}$ og k er beregnet i henhold til formlene:

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,56 \leq 2,0$$

ρ_l representerer tettheten av slakk- og spennarmeringen i tverrsnittet: [2]

$$\rho_l = \frac{A_p + A_s}{b_s \cdot d_{middel}} = 9,489 \cdot 10^{-3}$$

σ_{cp} er spenningen i platen som oppstår på grunn av aksialkraften:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3,532$$

I henhold til EC2 er minimumsverdien for skjærkapasiteten: [2]

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1\sigma_{cp}]b_wd$$

Der v_{min} er gitt som:[2]

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

For konstruksjonsdeler hovedsakelig belastet med jevnt fordelte laster er det mulig å redusere skjærkraften i en avstand d fra opplegget. Dette er vanlig å gjøre i en dimensjoneringsprosedyre for å kunne slippe bruke skjærarmering, eller få minimalt antall skjærarmeringsenheter. Hensikten i rapporten er å få for lav skjærkapasitet for tverrsnittet, derfor er det valgt å ikke redusere skjærkraften. [2]

$V_{Rd,c}$ for 1 m platestripe er:

$$V_{Rd,c} = 755,4kN$$

Den verste optredende skjærkraften per 1 m platestripe er:

$$V_{Ed} = 804,3 \text{ kN}$$

Siden $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ må platen skjærarmeres. Den dimensjonerende skjærkraften er hentet fra akse 2 i modellen. Tverrsnittskapasiteten kan være tilstrekkelig andre steder i brua, men det er valgt å anta at skjærarmeringen plasseres likt i store områder for brua på grunn av de konsentrerte lastene fra tung trafikk.

9.2.2 Skjærarmering i opplegg akse 2

I akse 2 er det gjennomført en enkel skjærkontroll i henhold til 6.2.3 i EC2. Det antas en platestripe med bredde 1 m for dimensjoneringen. Faktorer som påvirker kapasiteten er mengden armering pr. kontrollsnitt, senteravstanden, den interne momentarmen, armeringens dimensjonerende flytegrense og θ som er vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften. [2]

Detaljerte beregninger for skjærarmeringens kapasitet i akse 2 finnes i vedlegg Y. Over støtten i akse 2 er det strekk på oversiden. I vedlegget er det beregningene med hensyn på armeringen i overkant av tverrsnittet som er relevant over støtten. I feltene med strekk underkant er det beregningene med hensyn på armeringen i underkant som er relevant. Det som varierer er den effektive tverrsnittshøyden og den indre momentarmen.

Skjærarmeringen er valgt til $\phi 20$ med en senteravstand i tverretning lik 200 mm slik at de følger senteravstanden til lengdearmeringen. Dette innebærer at det ligger 5 jern pr. snitt i stripa. Det totale arealet pr. snitt er:

$$A_{sw,snitt} = 1571 \text{ mm}^2$$

Den indre momentarmen z , forenkles i henhold til 6.2.3 i EC2 og beregnes som $z = 0,9 \cdot d$. For tverrsnitt med aksialkrefter skal egentlig z nøyaktig beregnes, men i *Betongkonstruksjoner* er det valgt 0,9-d for tverrsnitt med aksialkraft. Med bakgrunn i dette er samme forenkling gjort i oppgaven. $\cot(\theta)$ er valgt til 2. [4, 2]

Den dimensjonerende skjærkraften pr. betongstripe er $V_{Ed} = 804,3$ kN. Ved å vende på formel 6.8 i EC2 kan tettheten til armeringen beregnes:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,snitt}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} = 1,607$$

Siden armeringen pr. snitt er antatt kan nødvendig senteravstand beregnes:

$$s_{n\ddot{o}dvendig} = \frac{\rho_{sw}}{A_{sw,snitt}} = 977,23 \text{ mm}$$

Av praktiske hensyn er det enkelt å legge armeringen med lik senteravstand over hele brua. Senteravstanden i akse 2 kan være større enn ved aksene der gjennomlokking kan forekom-

me. I lengderetning settes senteravstanden lik 320 mm. Dimensjoneringen i tverretning i kapittel 9.2.4 begrenser senteravstanden.

Skjærarmeringen plasseres i krysningspunktene til lengde- og tverrarmeringen. Siden retningen til skjærkreftene ikke strømmer eksakt rett mot opplegget skader det ikke å ha tettere armering enn hva beregningen tilsier. Dette sikrer at det er jern som er aktive der skjærkreftene strømmer. Den endelige kapasiteten til skjærarmeringen pr platestripe med valgt senteravstand er:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 2456 \text{ kN}$$

Formel 6.9 i EC2 angir en makskapasitet for tverrsnitt som er skjærarmert. Kontrollen tar hensyn til skjærtrykkbrudd i betongen og er en maksimal skjærkapasitet for brua: [2]

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 4343 \text{ kN}$$

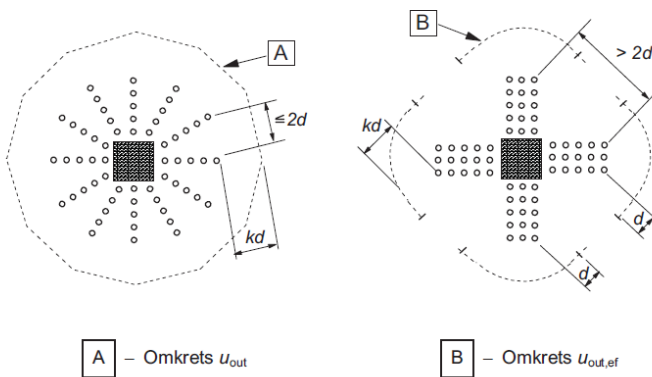
$$V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$$

Skjærarmeringens senteravstand i tverretningen passer ikke med senteravstanden til kabelrørene. Dette resulterer i at noen av kabelrørene må forskyves litt sideveis. Dette gjelder hele veien slik at kableen ikke får noen ekstra krumninger. Dette er blitt kontrollert og det er funnet ut at de forskyves så lite at det er ubetydelig for analysen.

9.2.3 Gjennomlokking i akse 3

I akse 3 og 4 er overbygningen til brua støttet opp ved hjelp av to søyler med diameter 1 m hver. Skjærkreftene strømmer mot søylene annerledes enn mot veggopplegget som vist i figur 9.2. Det fører til en gjennomlokkingskontroll.

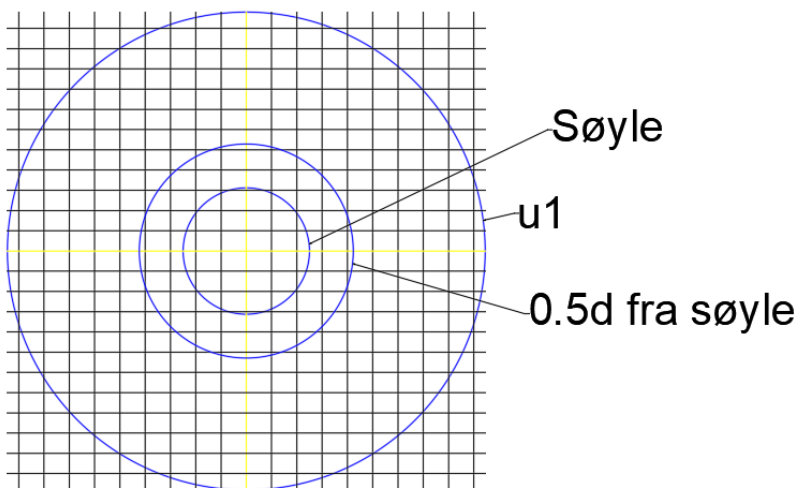
Utfordringen med gjennomlokking ved søyleopplegg i en platebru er den praktiske plasseringen av armeringen sammenliknet med den empirien som ligger bak kontrollen i EC2. 6.4.4 i EC2 viser figur 9.4 som angir en ideell plassering av jernene i henhold til empirien. [2]



Figur 6.22 – Omkrets av kontrollsnitt ved innvendige søyler

Figur 9.4: Armeringsplassering ved gjennomlokking i EC2 [2]

Løsningen i figur 9.4 er ikke praktisk gjennomførbar i en bruplate hvor det ligger lengde- og tverrarmring. Det antas at det legges armeringsstenger med t-hoder med en senteravstand på 160 mm i lengderetning og 200 mm i tverretning. Løsningen er lik som over akse 2 i tverretning, men i lengderetning er senteravstanden halvert. Det ønskes å ha så lik armering som mulig over hele brua for å redusere sannsynligheten for feil utførelse. Figur 9.5. viser de aktuelle krysningspunktene mellom slakkarmeringen som skjærenhetene plasseres i. Figuren viser også søyla, det kritiske snittet u_1 og båndet mellom $0,5d$ og $2d$ som kontrolleres.



Figur 9.5: Praktisk plassering av jern

Detaljerte beregninger for gjennomlokking vises i vedlegg Z. 6.4.4 i EC2 kontrollerer om betongen har tilstrekkelig kapasitet for den konsentrerte lasten. Formelen likner på den i 6.2.2. Betongens kapasitet er som følger: [2]

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$$

Hvor v_{min} er minimumskapasiteten som tidligere.

Flere av faktorene tilsvarer de i 6.2.2 i EC2. For ρ_l er det tatt hensyn til armeringen i tverretning i tillegg. Formelen for dette er:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02$$

Aksialspenninger i tverretning må tas hensyn til. Aksialspenningene i tverretning er antatt til å være 0. En analyse med skallelementer ville gitt aksialspenningene i begge retninger.

Den endelige kapasiteten for betongen er:

$$V_{Rd,c} = 1,031$$

De opptredende skjærspenningene i snittet er:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{u_1 \cdot d_{middel}} = 2,034$$

Betongen må skjærarmeres rundt søylene.

Når jernene ikke ligger ideelt som beskrevet i EC2 er det vanskeligere å forutse hvilke jern som er aktivert av skjærkreftene. I samarbeid med veileder Terje Kanstad er det valgt å kontrollere armeringsmengden i båndet mellom 0.5d og 2d fra søyla. Dette korresponderer med kapittel 2.4.13, Del 3 i boka *Betongkonstruksjoner*. [4]

Kapasiteten i båndet beregnes i henhold til 6.4.5 EC2: [2]

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin(\alpha)$$

I oppgaven er bidraget fra betongen ekskludert og det antas at skjærarmeringen skal ta all skjærspenning som oppstår på grunn av gjennomlokking.

Formelen er beregnet med hensyn på A_{sw} . Faktoren s_r må estimeres på grunn av den praktiske plasseringen til armeringen. Det er antatt at den lengste radielle senteravstanden er diagonalen mellom to skjærarmeringsjern. Den er beregnet ved hjelp av Pytagoras:

$$s_r = \sqrt{160^2 + 200^2} = 256,125 \text{ mm}$$

Den effektive dimensjonerende fastheten til skjærarmeringen er:

$$f_{ywd,ef} = \min(250 + 0,25 \cdot d, f_{ywd}) = 400 \text{ MPa}$$

α er vinkelen mellom skjærarmeringen og platens plan. Vinkelen er 90° siden skjærarmeringen er vertikal.

Den nødvendige armeringen pr. snitt er:

$$A_{sw,snitt} = \frac{v_{Ed,u1} \cdot s_r \cdot u_1 \cdot d_{middel} \cdot \sin(\alpha)}{1,5 \cdot d_{middel} \cdot f_{ywd,eff}} = 10310 \text{ mm}^2$$

Den nødvendige armeringen i båndet er:

$$A_{sw,nødvendig} = 1,5 \cdot \frac{d_{middel}}{s_r} \cdot A_{sw,snitt} = 41970 \text{ mm}^2$$

Med $\phi 20$ jern er antall nødvendige jern:

$$n_{nødvendig} = \frac{A_{sw,nødvendig}}{A_{sw,20}} = 133,595$$

Antall jern innenfor båndet telles basert på antall krysningspunkter mellom lengde- og tverrarmeringen som ligger innenfor båndet vist i figur 9.5. Antall jern er 278 og det er betraktelig større enn de 134 nødvendige jernene. Gjennomløkkingskapasiteten i kontrollsnittet er tilfredsstillt. Siden det er vanskelig å forutse akkurat hvilke jern som er aktivert er det en trygghet at det er en del ekstra jern og at tettheten sikrer at nok jern er aktive.

Den ytre omkretsen som jernene må legges ut til er beregnet i henhold til 6.4.5 i EC2:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d_{middel}} = 23440 \text{ mm}$$

Radien for dette snittet er 3731 mm. Siden armeringen for gjennomløkking er tettere enn skjærarmeringen i resten av brua er det besluttet at det blir lagt skjærarmering tettere i en stripe over oppleggene med søyler. Stripen går fra kantdrager til kantdrager og har en bredde lik 7,7 m, plassert midt over søylene. Dette sikrer at det blir lagt tett med skjærarmering innenfor hele radien til $u_{out,ef}$ og det er enkelt å montere fordi armeringen passer med senteravstanden til tvær- og lengdearmeringen. Det fører til enkle tegninger og sannsynligheten for feil utførelse reduseres.

Kapasiteten rundt søylekanten kontrolleres i henhold til 6.4.5 i EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d_{middel}} \leq v_{Rd,max}$$

v_{Ed} er beregnet til å være 7,7 MPa. $v_{Rd,max}$ er i henhold til 6.4.5 i EC2:

$$v_{Rd,max} = \min[0, 4\nu f_{cd}, 1, 6 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 / (\beta \cdot u_0)]$$

Siden betongkapasiteten ikke skal bidra til gjennomlokkingskapasiteten i kontrollsnittet u_1 kan $v_{Rd,max}$ velges til $0,4 \nu f_{cd}$ uten begrensning. Endelig kapasitet er $v_{Rd,max} = 5,018$ MPa. Dette er mindre enn den opptredende spenningen.

Mulige løsninger for dette er å øke platetykkelsen, søyletverrsnittet eller mengde lengdearmering. Legge inn forsterkningsplater eller bygge kapitel i toppen av søyla. En annen løsning er å øke betongkvaliteten. For brua er det mest aktuelt å gjøre lokale endringer.

Økning av søyletverrsnittet virker som den mest fornuftige løsningen. Det er valgt å ikke gjennomføre en analyse med en eventuell endring. [2]

9.2.4 Skjærkapasitet i bruas tverretning

For å kontrollere skjærkapasiteten i i bruas tverretning er det antatt en stripe med bredde lik 1 m. Stripen kontrolleres i to snitt der de dimensjonerende skjærkreftene er størst. Snittene er de samme to som ble kontrollert for momentkapasitet i kapittel 7.2.5.

Skjærkreftene er beregnet ved å anta fast innspenning i de to punktene hver for seg. Trafikkklaster er plassert på ugunstige steder i kjørebanelen og det antas jevnt fordelt trafikk over hele stripen. Dette er en konservativ antagelse fordi dersom brua hadde blitt modellert med skallelementer ville skjærkreftene vært mindre. Det kommer av bedre fordeling av krefter og mer korrekt stivhet av konstruksjonen i analysen.

Vedlegg T viser at skjærarmering er nødvendig i begge kontrollpunktene. Minimumsbegrensningen fra 9.3.2 i EC2 gjør at senteravstanden må reduseres til under 172,5 mm på de tynne vingene. Det passer ikke med skjærarmering i knutepunktene fra tverr- og lengdearmeringen. I samarbeid med veileder i Statens vegvesen er det besluttet at dette kravet skal sees bort fra. Et annet argument for dette er at 6.2.1(4) i EC2 sier at minimumsarmering kan utelates i konstruksjonsdeler som plater [2]. *Betongkonstruksjoner* bekrefter dette. [4, s.67]

Det er også drøftet at lasten fra punktlaster vil fordele seg i henhold til et influensfelt. Det vil føre til lavere konsentrerte skjærkrefter. Lasten kan også fordeles i henhold til 4.3.6 i EC1. Derfor er det en konservativ antakelse som er gjort og senteravstanden i tverretning er satt til 200 mm. Det er tilstrekkelig for skjærkraften vist i vedlegg T. Kapasiteten i kontrollpunktene er som følger:

$$\text{Punkt 1: } V_{Rd} = 1252kN \geq V_{Ed} = 936kN$$

$$\text{Punkt 2: } V_{Rd} = 457kN \geq V_{Ed} = 442kN$$

Skjærkapasiteten er tilstrekkelig med $\phi 20$ jern og senteravstand lik 200 mm tverretning og senteravstand lik 320 mm i lengderetning slik at de følger knutepunktene mellom lengde- og tverrarmeringen. Skjærarmeringen i kontrollpunkt 2 er 97% utnyttet. Denne utnyttelsen burde vært lavere. Det er flere konservative valg som er tatt i beregningene, slik at det ikke er bekymring for brudd her. [2, 10]

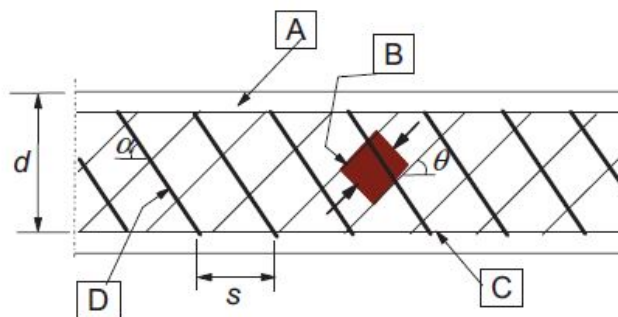
Kapittel 10

Forankring av skjærarmering

10.1 Skjær i plater

10.1.1 Virkning av skjærarmering

I plater og bjelker med skjærarmering dannes det felt med trykk- og strekkspenninger. Trykk- og strekkstavene danner en fagverksmodell som viser forplantningen av kreftene i konstruksjonsdelen. Skjærarmeringen virker som strekkstaver og er markert som D i figur 10.1. Vinkelen på strekkstaven bestemmes av vinkelen til skjærarmeringen. Figur 10.1 viser trykkstaver markert som B. Trykkstavene representerer områder i betongen med trykkspenninger som overfører last til strekkstavene.



Figur 10.1: Stavmodell for skjærarmerte konstruksjonsdeler EC2 [2, figur 6.5]

Skjærarmeringen trenger ikke være plassert slik som vist i figur 10.1. Det mest vanlige er å plassere de vertikalt som vist i figur 10.2, der de heltrukne linjene er strekkstaver og de stiplede linjene er trykkstaver [2, 15]. Trykk- og strekkstavene kontrolleres for skjærtrykk

og skjærstrekk. I plater vil normalt ikke skjærtrykk være dimensjonerende. Det kommer av at platetverrsnitt ofte er store og kreftene fordeles utover store flater. [4]



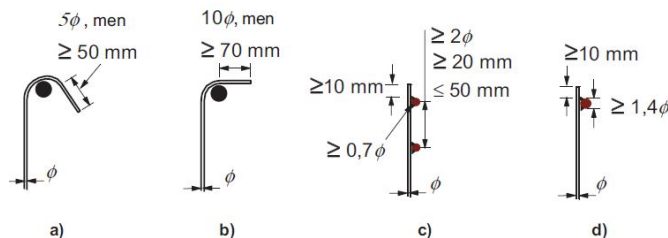
Figur 10.2: Stavmodell for skjærarmring der stiplede linje representerer trykkstaver og heltrukne linje representerer skjærarmring [15]

Stavmodellene som er vist i figur 10.1 og 10.2 viser hvordan kreftene forplanter seg internt i en bjelke. Det antas at staver med trykk og strekk kan oppstå på samme måte i en plate. Stavmodellen fungerer som et fagverk der skjærarmeringen er strekkstaver som må være godt forankret for at de skal kunne føre kreftene fra trykkstavene videre.

Nær en søyle vil kreftene i stavmodellen være større enn for et snitt lenger bort fra opplegget. Her er kreftene mer konsentrert fordi krefter fra et stort område skal føres inn på ett lite opplager. Dersom stavmodellen er tilstrekkelig i områder nært opplegg antas den også å være tilstrekkelig andre lokasjoner i platen. Det antas at det ikke finnes steder der det er større krefter i strekkstavene. Forsøk der skjærarmring er testet mot gjennomløkking kan derfor antas at er gyldig andre steder i platen. Skjærriss som oppstår nær opplegg vil være skrå. I slike riss fungerer skjærarmeringen som en fysisk hindring for utvikling av risset.

10.1.2 Forankring av skjærarmring i følge EC2

8.5 i EC2 sier at forankring av bøyer og skjærarmring bør utføres ved hjelp av kroker eller vinkelkroker som vist i figur 10.3 a) og b). Et langsgående jern er plassert på innsiden av bøyen til bøyen. [2]



Figur 10.3: Forankring av skjærbøyer ifølge EC2 [2, Figur 8.5]

Forankringen kan også utføres ved å sveise på tverrgående armeringsstenger som vist i

figur 10.3 c) og d). Dette kan gjøres ved å enten sveise på en stang med diameter større enn $1,4\phi$ eller to stenger med diameter $0,7\phi$ med senteravstander som vist i figur 10.3. Det må påvises at sveisen er av tilfredsstillende kvalitet. Sveisede forbindelser kan ikke brukes der brua er utsatt for utmattelse i følge *N400*. På grunn av dette er det ikke gunstig å bruke sveisede løsninger i bruer. [3, 2]

10.2 Forankring av skjærarmering i brua

Det er mye uenighet i bransjen om skjærarmering i plater skal forankres på utsiden av det ytterste armeringslaget eller om det er tilstrekkelig å forankre den rundt det innerste. Dette gjelder alle typer skjærarmering, ikke bare t-hoder.

Skjærarmeringsenheter i brua er $\phi 20$ jern og kan bestilles på en gitt lengde med t-hoder i begge ender. Det forenkler monteringen av skjærarmeringen i forhold til å måtte ha bøyer som kanskje må tilpasses på plassen eller om armeringsstenger må tres gjennom.

Utfordringen med skjærarmeringsenheter er å plassere de slik at forankringen til stengene er god nok til at kapasiteten er utnyttet i så stor grad som mulig. I plater er det en vanlig problemstilling å utnytte skjærarmeringens flytespenning. Armeringsenhetene i brua består av dobbelthodet t-hodejern. T-hodene er plassert slik at ytterkanten på hodet flukter med ytterkanten av den ytterste slakkarmeringen. Det er vanlig praksis i dag fordi det sparer plass i tverrsnittet. Dette kan påvirke forankringen og redusere kapasiteten til skjærarmeringen. Dersom t-hodet hadde vært plassert utenfor slakkarmeringen må enten slakkarmeringen flyttes lengre inn eller øke betongtverrsnittet for å tilfredsstillende overdekningen.

10.3 Alternative skjærarmeringssystemer

I tillegg til enkeltstenger med t-hoder finnes det flere alternative systemer med sine fordeler og ulemper.

10.3.1 Bøyer

Tilbøyde armeringsstenger som omslutter lengde- eller tverrarmeringen er ofte brukt i bjelker og søyler. Lengdearmeringen er tredd inn i bøyene og er ytterst i tverrsnittet. Bøyer forankres effektivt fordi disse omslutter lengdearmeringen og trykksonen. Utførelsen kan være tidkrevende. Bøyene kan deles opp til u-jern som reduserer stivheten i bøyene og kan føre til dårligere forankringsevne. [16, 2]

10.3.2 Stiger, kroker og oppbøyde stenger som ikke omslutter lengdearmeringen

Disse typene skjærarmering må ifølge 9.2.2 i EC2 være tilstrekkelig forankret i trykk- og strekksone for at de skal være egnet som skjærarmering. Det er ikke beskrevet hva som er tilstrekkelig forankring og løsningen er usikker. I følge 9.3.2 i EC2 kan all skjærarmering i en plate bestå av oppbøyde stenger dersom: [2]

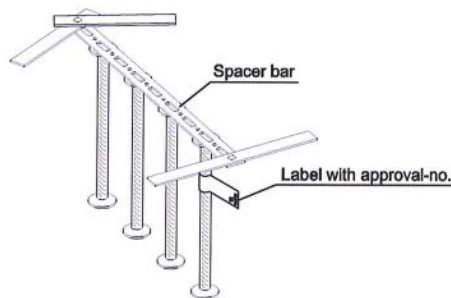
$$|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} V_{Rd,max}$$

Enkelte av typene kan være enklere å montere enn bøyer. Det kan føre til tidsbesparelser i byggefasen.

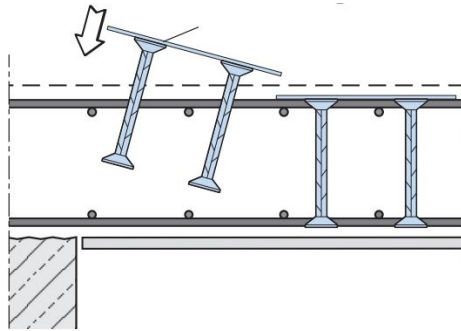
10.3.3 Skjæranker med skinner

Skjæranker er skjærarmeringsenheter med et forstørret hode. Hodet kan har ofte en diameter som er tre ganger så stor som diameteren til jernet. Skjærankerne plasseres på skinner, som vist i figur 10.4, og kan legges direkte på resten av armeringen i brua. Ankerne er heftet på skinnen uten at den bidrar med noe konstruktiv kapasitet.

Skjærankernes start- og endepunkt skal flukte med den ytterste slakkarmeringen i toppen og bunnen av tverrsnittet. Dersom lengden overskrider 300 mm må ankerne ha riller slik som kamstål. [17] Skjærankerne kan enkelt monteres etter all annen armering. Senteravstand til jernene justeres enkelt på skinnen. Figur 10.4 og 10.5 viser hvordan systemet ser ut og plasseres.



Figur 10.4: Skjæranker med skinne [17]



Figur 10.5: Plassering av skjæranker i tverrsnittet [18]

Flere leverandører selger slike skjæranker og har fått systemet sitt godkjent med en *ETA*. I *ETA*-ene står det at systemet er ment for skjærarmering mot gjennomløkking [17, 19, 20]. Den tekniske produktinformasjonen til enkelte systemer sier at det også kan brukes som generell skjærarmering. [18]

10.3.4 Sveisede armeringsenheter

For å sikre god forankring av skjærarmeringen kan den sveises til lengdearmeringen eller til andre tverrgående armeringsenheter i henhold til 8.5 i *EC2*. [2] Siden bruene ofte er utsatt for dynamiske laster vil deler av konstruksjonen være utsatt for utmatting. Der det er fare for utmatting er det ikke tillatt å sveise armeringsstenger ifølge 7.6.4 i *N400* [3]. Sveising av armeringsstenger kan også være tidkrevende i forhold til å benytte andre systemer for skjærarmering. Sveisede skjærarmeringsenheter vil ikke være en ideell løsning fordi det ikke kan brukes over hele brua og kan være vanskelig å utføre.

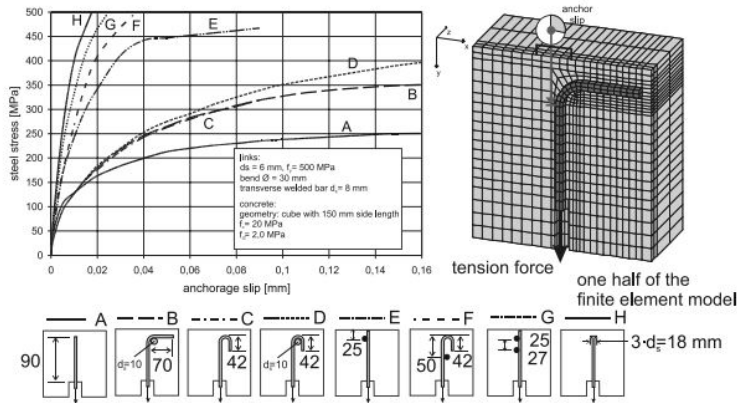
10.4 Dokumentert forankring

10.4.1 Effekt av forankring

I plater er det spesielt vanskelig å forankre skjærarmeringsstenger fordi momentene kan skape riss i begge retninger ytterst i dekket. Rissene fører til dårligere forankring av bøyde armeringsstenger og kan bidra til en glidning i forankringen til skjærarmeringen. Det kan føre til lav utnyttelse av skjærarmeringen. [16]

Rüdiger Beutel og Josef Hegger viser en analyse i et elementprogram av åtte forskjellige typer forankringer av skjærarmeringsjern. Modelleringen tester jernene i en utdragnings-test der en påsatt kraft i jernet utsetter skjærarmeringen for strekk med simulert glidning i jernets forankring. På grunn av denne tilnærmingen er det ikke sikkert at resultatene fra testen vil samsvare med virkeligheten. Testen kan derfor kun brukes som et utgangspunkt

til videre lesning. Egenskapene til forankringen vil være avhengig av faktorer som typisk varierer fra konstruksjon til konstruksjon. Figur 10.6 viser resultatet fra forsøket i en graf der den vertikale akse er spenningen i armeringen med maksimal verdi lik 500 MPa. Den horisontale akse viser glidning i forankringen til skjærarmeringen. [16]

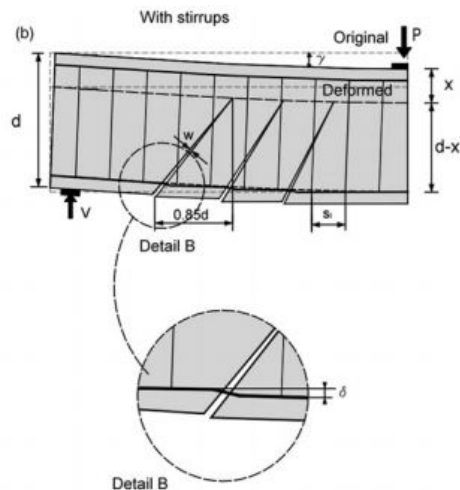


Figur 10.6: Glidning i forankring i forhold til spenning i skjærarmering [16]

For oppgaven er ikke alle kurvene i figur 10.6 relevante. Armeringsjernet i kurve C og D er likt bøyd. Forskjellen er at kurve D er bøyd rundt et armeringsjern som går på tvers i forhold til skjærarmeringen. Denne simulerer slakkarmering i lengde eller tverretningen. Kurven viser at ved å forankre skjærarmeringen rundt en tverrgående armeringsstang vil den ha en bedre forankring og jernet vil utnyttes i større grad.

Kurvene E-G representerer løsninger hvor skjærarmeringen er sveiset til slakkarmeringen. Figur 10.6 viser at fastheten i jernet er nesten helt utnyttet for de sveisede løsningene. Disse er som nevnt ugunstige å bruke i bruer.

Forankringsmetoden som ga liten nok glidning i skjærarmeringen til at de maksimale spenningene i jernet ble nådd var en armeringsstang med hode som var 3 ganger så stor som diameteren til jernet. Løsningen representerer et skjæranker som ikke er i kontakt eller i nærheten av ordinær lengde- eller tverrarmering. Skjærankerne er vist i figur 10.6 som kurve H. Det er ikke tilstrekkelig å anta at disse resultatene er gyldige for glidning av forankring fordi dybeffekten kan skape sprekker i forankringssonen. Det kan føre til et tidlig brudd som følge av et kombinert brudd av gjennomlokking og moment. Dybeffekten kan bidra til splitting av overdekningen langs armeringsstenger. [21] Denne effekten oppstår når lengdearmeringen bidrar til skjærmotstand ved å virke som en dybel i et skråriss. Dersom lengdearmeringen opptrer som en dybel vil det kun være betongoverdekningen som holder på plass lengdearmeringen i enkelte områder, som vist i figur 10.7. Denne kan sprekke opp. I tillegg kan det skapes riss fra toppen eller bunnen av skjæranker til overflaten på betongen slik at det skaller av betong på over- eller undersiden av betongtverrsnittet.



Figur 10.7: Dybeffekten i skråriss [21]

Dybeffekten vist i figur 10.7 baseres på en bjelke, men det kan ikke utelukkes at problemet kan oppstå i plater. Resultatene fra figur 10.6 er derfor bare indikatorer på glidningen i skjærarmeringens forankring og ikke den faktiske glidningen som vil oppstå når de forskjellige skjærarmeringsenheter blir utsatt for skjærkrefter.[16]

10.4.2 Dobbelhodet skjæranker

Rüdiger Beutel og Josef Hegger viser i sitt teoretiske forsøk at dobbelhodet skjæranker er det som er best forankret i betongen sammenliknet med de andre vanlige skjærarmringstypene. Selv uten å være i kontakt eller forbundet med andre armeringsstenger. [16] Eksempler på leverandører av slike skjæranker er Schöck, Peikko og Halfen. [20, 19, 17]

Samtlige av de tekniske godkjenningene til produsentene sier at skjæranker skal monteres slik at det øverste og nederste hodet til skjærankeret plasseres minst like langt ut som den ytterste slakkarmeringen. Hodene kan plasseres på utsiden av lengde- og tverrarmeringen, men nasjonale krav for overdekning må overholdes.

Det kan tyde på at skjæranker i høye plater er avhengig av heftforankring i tillegg til ankerhodet for å ha tilstrekkelig funksjon. For brua i denne oppgaven vil skjæranker måtte ha kammer slik som den ordinære armeringen for å forbedre heftforankring.[20, 19, 17]

Beutel og Hegger viser at forankringen til et skjæranker med hode er tilstrekkelig selv om den ikke er i kontakt eller i nærheten av andre armeringsenheter. Det kan bety at skjærankernes hoder ikke nødvendigvis må ligge så langt ut i tverrsnittet. Andreas Jäsche ved ingeniøravdelingen hos Halfen i Tyskland kommenterer denne påstanden i epost:

Andreas Jäsche 26.04.19:

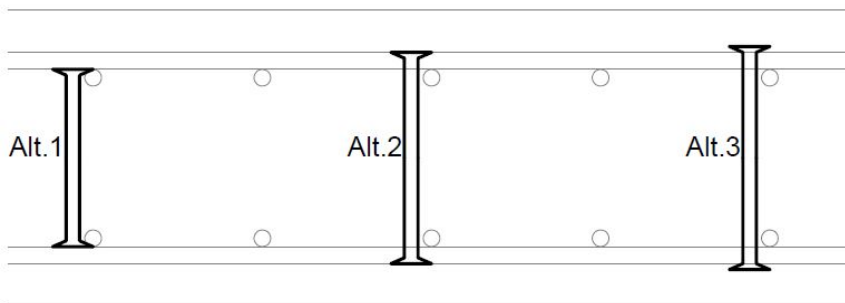
“There are no expert reports available dealing with Alt.1.”

Alt.1 er en foreslått løsning vist i figur 10.8, der ytterkanten av forankringshodet er plassert slik at det flukter i ytterkant av det innerste armeringslaget. Dette betyr at Halfen ikke vet om det er godt nok om skjærankerene når kortere enn til ytterkant av den ytterste armeringen, som forklart i *ETA*. Halfen har ikke utført tester som verifiserer dette og mener det ikke finnes troverdige rapporter som omhandler dette ennå. De to andre foreslåtte plasseringene ble omtalt som tilstrekkelige løsninger: [16]

Andreas Jäsche 26.04.19:

“With this only Alt.2 and Alt.3 fulfill the above mentioned requirements.”

Der de tidligete nevnte kravene er krav gitt i *ETA*.



Figur 10.8: Forskjellige plasseringer av et skjæranker i et tverrsnitt

Test av skjæranker hos Schöck

Sally Stracey hos Schöck i Storbritannia har vært i kontakt med sine kolleger i Schöck i Tyskland hvor de har testet sine skjæranker. I forbindelse med Schöck sin *ETA* er det utført interne tester av gjennomlorking med skjæranker. Skjærankeret var plassert på tre forskjellige måter i testene. I en av testene var ankerne plassert som beskrevet i *ETA*, dette samsvarer med alt. 2 i figur 10.8. I de to andre testene var skjærankerene plassert 5 mm og 10 mm innenfor ytterkanten av det ytterste armeringslaget. [20]

Forsøket der skjærankerets plassering var 5 mm lenger inn i tverrsnittet hadde tilnærmet lik gjennomlorkingskapasitet som testen der ankeret var plassert som beskrevet i *ETA*. Avstanden ble økt til 10 mm og kapasiteten var betraktelig mindre.

Sally Straceys 15.05.2018:

“We did some researches on this topic. In some tests for the European technical approval the studs reached only 5 mm below the outside of the outer reinforcement layer. These test achieved the same maximum load bearing capacity. Therefore we can say this arrangement is sufficient.

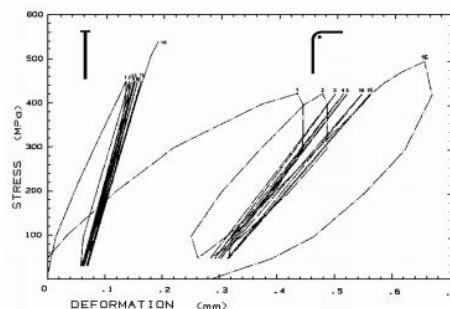
In another test the studs ended 1cm below the upper reinforcement layer. In this case the maximum load bearing capacity was significant lower.”

Med monterings Skinner vil skjæranker være plassert mellom lengde- og tverrarmingen sett ovenfra ned i planet. I brua plasseres skjærarmingen i knutepunktene mellom lengde- og tverrarmingen. Dette kan ha en innvirkning på egenskapene til hodearmingen. Andre faktorer som kan påvirke resultatene er tykkelsen på platen, størrelsen på lengde- og tverrarming og størrelse på skjæranker.

10.4.3 T-hodet skjærarmring

Som vanlig skjærarmring i plater kan det benyttes t-hodet skjærarmring, som for brua i oppgaven. HRC er en produsent av dette produktet og mener doble t-hoder gir økt skjærkapasitet og raskere monterings tid enn ordinær bøylearmring. Som bakgrunn for dette støtter de seg på forskning fra SINTEF. Kapasiteten ved utdragningstest av armering med t-hode og en forankret krok ble testet. Kroken var forankret ved å bøye jernet 90° rundt en tverrgående armeringsstang som vist i figur 10.9. Armeringen med t-hode var ikke i kontakt eller i nærheten av andre tverrgående armeringsjern. Figur 10.9 viser glidning i forankringen som deformasjon. Glidningen er mindre for armering med t-hode enn for kroken.

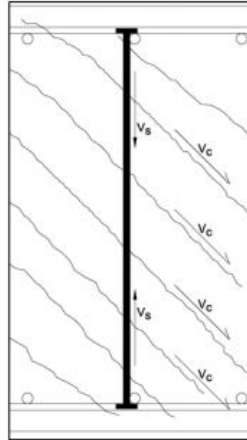
Testresultatene er hentet fra en produktpresentasjon fra HRC. Det er viktig å være kritisk til en slik kilde, siden HRC antagelig kun presenterer de positive sidene ved sitt produkt og ikke de negative. Testene vist i figur 10.9 viser det samme som Beutel og Hegger sitt forsøk som er vist i figur 10.6. Det underbygger resultatet i figur 10.9 og gir grunn til å tro at egenskapene til skjæranker og t-hodet skjærarmring har likhetstrekk. [16, 22]



Figur 10.9: Resultater utdragningstest [22]

HRC viser selv i et dokument hvor figur 10.10 er hentet fra, at plasseringen av t-hodene

ikke trenger å være utenfor den ytterste armeringen. Samtidig viser samtlige bilder fra referanseprosjekter i samme dokument at t-hodene ligger utenfor den ytterste armeringen. [22]



Figur 10.10: Foreslått plassering av t-hodet skjærarmering [22]

10.4.4 Virkning av hodearmering

Richard A. DeVries et al. gjorde ulike forsøk som skulle avklare om forankringen til hodearmeringer var god nok selv med en deformasjon av selve skjærarmeringsjernet nær hodet. Dette innebærer at kammene ikke kunne bidra med heft. Virkningen av hodearmering kan være så god fordi hodet skaper en trykksone på undersiden av hodet. Det fører til at betongen blir presset mot stangen og skaper bedre heftforankring ettersom strekkraften i stangen blir større. Dersom dette er tilfelle vil trykkfeltet under hodet skapes på både strekk- og trykksiden av platen.

I forsøkene er det avklart at en økt forankringslengde ved en utdragingstest bidrar til bedre forankringskapasitet, men ikke nok til at det kan regnes med bidraget i en kapasitetskontroll. Forankringen var allikevel god nok til at skjærarmeringen nådde flytespenning selv uten heftforankring fra kammene. Det er også vist at en økt forankringslengde hadde innvirkning på glidning i forankringen. Dersom forankringslenden var større ble glidningen mindre på grunn av bedre heft. Forankring på grunn av heft påvirker forankringen, men er ikke nødvendig for fullstendig utnyttelse av skjærarmeringen. Dette kan være grunnen til at samtlige *ETA*-er setter krav til kammer på skjæranker dersom platen har en stor tykkelse. [17, 19, 20]

Testene viser at selve hodet på skjærarmeringen bidrar mest til den gode forankringen, men for å få mindre glidning i forankringen bidrar kammene på selve stangen. Hodearmeringen i testene har kvadratiske og rektangulære hoder. [23]

Forsøket inkluderte tester der armering ligger på tvers av skjærarmeringen. Hodet er plassert på utsiden av tverrarmeringen. Det skal bidra til å øke forankringen i en utdragnings-test. Testresultater viser at å forankre hodet på baksiden av denne armeringen ikke har noen signifikant effekt på kapasiteten til hodearmeringen ved ren utdraging. Selv ikke der jernstengene hadde glatte flater ga det noen effekt. [23]

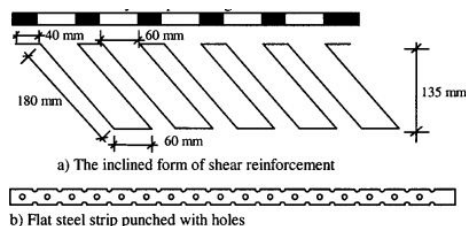
10.4.5 Alternativ armering med skjærbånd

Pilakoutas og Li har testet muligheten for å bruke stålbånd som skjærarmering mot gjennomlokking. Stålbåndene bestod av tre forskjellige typer med bredde lik 25,4 mm og tykkelse lik 0,8 mm. Type B var et glatt stålbånd med bøy i enden og var fordelt som vist i figur 10.11a. Type C var fordelt likt som type B, men skjærbåndet hadde sirkulære hull med diameter lik 8 mm langs midten som vist i figur 10.12b. Begge typene var skrå i platetverrsnittet slik som vist i figur 10.12a. De to var kun forankret rundt den ytterste ordinære armeringen øverst i platen og ikke rundt stengene i bunn. Type D hadde skjærbånd med hull som type C, men var lagt i tverrsnittet som vist i figur 10.11b. Denne er forankret rundt den ytterste ordinære armering både øverst og nederst i tverrsnittet. [24]



(a) Opplegg av skjærbånd rundt søyle type B og C [24] (b) Opplegg av skjærbånd rundt søyle type D [24]

Figur 10.11: Plassering av skjærbånd



Figur 10.12: Opplegg i tverrsnittet type B og C og skjærbånd type C og D [24]

Resultatene fra forsøkene viser at tøyningene i skjærarmeringen til type D var mye større enn tøyningen i de andre to typene. Dette kan tyde på at god forankring. Type D hadde

stålbånd med hull og forankringen kan komme delvis fra dette, forankringen rundt armeringsjern og bøynd avslutning av båndet. Denne testtypen var også den eneste testen som fikk brudd på utsiden av skjærarmeringens plassering. Det kan tyde på høyere effektivitet enn de to andre typene. Mengden armering i de forskjellige testene var tilnærmet lik, men fordelingen av skjærarmeringen i type D var mer jevn og spredt utover. Dette, plasseringen av skjærarmeringen i tverrsnittet og den gode forankringen kan være grunnen til den indikerte økningen av effektivitet.

De tre forskjellige testene med skjærbånd som skjærarmering ga alle tilnærmet lik maksimal søylelast. Tøyningen i armeringen og bruddformen var ikke lik. Det kan indikere en bedre forankring, men det betyr ikke at det er nødvendig. Armering i alle testtypene med skjærbånd hadde lik maksimal søylelast. Det er heller ikke sikkert at vanlig kamstål eller hodearmering oppfører seg likt som skjærbåndene som er testet, selv om det også indikeres en forbedret forankring ved samme forhold av andre forskningartikler. [16, 24]

10.4.6 Sammenlikning av tidligere forskning

M.A. Polak et al. sammenlikner ulike typer skjærarmering mot gjennomlokking i plater. Det kommer frem at skjæranker kan plasseres mellom stenger i lengdearmeringen, sett ovenfra i planet. Det nevnes også her at de er enkle å montere på grunn av monterings-skinnene. Ankerne er godt utnyttet og når flytespenning ved brudd, trolig på grunn av god forankring. Slike skjæranker kan også brukes i tynne plater der det er vanskelig med en tilstrekkelig forankring i skjærarmeringen. [25]

Det nevnes at bøylere kan forankres tilstrekkelig dersom tykkelsen på platen er større enn 250 mm. Konstruksjoner med slike løsninger krever spesielt fokus på type forankring av skjærarmering. Hva som menes med fornuftig forankring er uklart, men forankringen bør være minimum så god at skjærarmeringen klarer å motstå skjærkreftene i platen. Dersom forankringen er for dårlig reduseres kapasiteten til konstruksjonen og det må brukes mer skjærarmering. Alternativt må konstruksjonen forsterkes på andre måter. [25]

Påstanden om tilstrekkelig forankring av bøylere i plater tykkere enn 250 mm kan underbygges fra 6.4.5 i EC2. Her er det et kriterium for effektiv dimensjonerende fasthet $f_{ywd,ef}$ som følger:

$$250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

Den effektive tverrsnittshøyden på dekket må være minimum 600 mm for at det skal være tillatt å bruke dimensjonerende fasthet lik 400 MPa. Begrensningen gjelder for skjærarmering mot konsentrerte laster. Det vil si at dersom dekket ikke er tykt nok tillater ikke EC2 å bruke den fullstendige dimensjonerende fastheten. Dette kan skyldes det er vanskelig å utnytte fastheten fullt i lave dekker. 250 mm er lavt i forhold til punktet i EC2. Dette underbygger påstanden i rapporten. [2, 25]

10.5 Optimalisert plassering

Tidligere forskning utført på skjærarmering i plater omhandler som regel skjærarmering mot gjennomlokking. Dette er den mest vanlige bruddformen for skjærkrefter i plater og forskningen er fokusert på dette. Det kommer av at plater ofte er tykke nok til å bære vanlige skjærkrefter utenom de konsentrerte lastene. Vanlig skjærarmering og skjærarmering mot gjennomlokking består av samme type jern. Forskjellen er at det vil være konsentrert flere skjærarmeringsenheter i gjennomlockingssonen enn ellers i platen. Skjærarmeringen skal hindre riss og brudd som oppstår på skrå i tverrsnittet. I tillegg skal de fungere som strekkstaver i hele brua, med bakgrunn i stavmodellen.

Skjærarmeringsenheter som består av kamstål i form av bøyer, kroker og lignende bør, i følge simulerte tester presentert i figur 10.6, forankres rundt en tverrgående armeringsstang. Selv om dette blir gjort er det ingen garanti for at skjærarmeringen blir fullt utnyttet. Det kan oppstå glidning i forankringen som forhindrer dette. Det er ikke funnet tester som bekrefter om skjærarmeringen hadde blitt bedre utnyttet dersom den hadde vært forankret rundt to armeringsstenger i et kryss. Slike kryss finnes i plater på grunn av armering i to retninger benyttes. Det antas at forankringen hadde vært bedre, men det er ikke sikkert dersom glidning skyldes en lokal deformasjon av betong der enheten er bøyd.

For å forsøke å skape en så god forankring som mulig, uten å forbedre den ved hjelp av å sveise enheter sammen, bør vanlige bøyer forankres med 180° bøy rundt det ytterste armeringslaget. Det er usikkert om jernet må tilbøyas så mye som 180° , det er ulik praksis for hva som blir utført. Stangen bør være så lang som mulig etter bøyen. På den måten hjelper heftforankringen også til å motvirke glidning. [16]

Hodearmering i form av t-hoder eller skjæranker har vist seg og forankres godt i betongen. Forankringen antas å skapes ved hodet, men heftforankring fra selve stangen bidrar. [23] Dersom forankringshodet til hodearmeringen blir sveiset på skjærarmeringen kan ikke armeringen brukes i bruer der det er fare for utmatting. Derfor er de helstøpte hodearmeringene mest allsidige.

I følge diverse tekniske godkjenninger og interne forsøk hos Schöck er virkningen av skjæranker god nok dersom de forankres i samme nivå som den ytterste lengdearmeringen eller lenger utenfor denne. Dette er ikke vist for t-hoder, men det kan antas at disse kan forankres på samme måte som skjæranker ut fra resultatet fra utdragnetesten i figur 10.9. Dette kan ikke sies sikkert og t-hoder bør derfor legges på utsiden av det ytterste armeringslaget for å være konservativ. Formen på hodet kan gjøre at forankringen ikke er god nok dersom den forankres som skjærankrene. [17, 19, 20, 16]

Utdragnetester anses som en gyldig måte å estimere forankringen til skjærarmeringen. Dette forsvares med at i stavmodellen er skjærarmeringsenheter representert som strekkstaver. Om det ses på en skjærarmeringsenhet isolert sett i en stavmodell vil denne godt representeres av en utdragnetest. Rissdannelser i forankringsområder tas ikke hensyn til i en utdragnetest og vil derfor være en feilkilde. Dybelvirkning av lengde- og tverrarmeringen kan øke kapasiteten til konstruksjonen, men også skape dårligere forankring for skjærarmeringen. Ved bruk av t-hodet armering og skjæranker kan det også oppstå

riss som fører til avskalling på betongoverflaten. Det er uvisst hvor stort problem dette er, spesielt på konstruksjoner med stor overdekning. [16, 21]

For bjelker er det klare bestemmelser i *EC2* for skjærarmering. Den skal omslutte strekkarmeringen og trykksonen. Slike bestemmelser er det ikke for skjærarmering i plater. I bjelker er armeringen konsentrert på et lite område og stangdiameteren er ofte stor. Kraftene langs bjelken føres i armeringen og i trykksonen med eventuell trykkarmering. For at skjærarmeringen skal være tilstrekkelig må den omslutte disse kreftene for å oppnå tilstrekkelig effekt. I plater er armeringen spredt utover et stort område og kreftene er ikke like konsentrert som i en bjelke. Kraftene vil antagelig være mer fordelt utover, men fortsatt bevege seg i armeringen. Det vil derfor være hensiktsmessig og plassere skjærarmeringsenheter i krysningspunkt mellom lengde- og tverrarmeringen. Det er usikkert hvor mye dette betyr for utnyttelsesgraden til skjærarmeringen og om det er nødvendig. Det er også usikkert om skjærarmeringen må omslutte armeringen i lengde- og tverretning for å oppnå ønsket virkning.

Kapittel 11

Konklusjon

I oppgaven er det vektlagt å analysere og dimensjonere en betongbru. Tidligere kjent kunnskap og ny forståelse for relevant regelverk og beregningsmetoder er anvendt. Det var et ønske fra veileder i Statens vegvesen at betongens skjærkapasitet ikke skulle være tilstrekkelig uten skjærarmering. Bakgrunnen for dette var at veileder ønsket at rapporten skulle drøfte hvordan skjærarmering blir plassert i en platebru. Fordypningsdelen av oppgaven dreier seg om skjærarmeringen i brua og forankring av skjærarmering i plater.

Analysen av brua er gjennomført i NovaFrame. Det har vært en tidkrevende oppgave å modellere brua og få inn korrekt data i NovaFrame. Etter gjennomført modellering og lastkombinering er resultatene fra NovaFrame benyttet til dimensjonering.

I bruddgrensetilstanden er brua kontrollert for moment-, skjær- og torsjonskrefter i lengde- og tverretning. Spennkablernes og slakkarmeringens kapasitet er tilstrekkelig over støttene og i samtlige felt. Ved støttene er det lasttilfeller som fører til store momenter med strekk i underkant av tverrsnittet. Valgt slakkarmering i underkant har tilstrekkelig kapasitet for dette. I tverretning er skjær- og momentkapasiteten tilstrekkelig for valgt armeringsløsning.

Torsjonsmomentene i brua er relativt høye i NovaFrame. Det kommer av at platetverrsnittet er analysert som helt stivt i tverretning med bjelkeelementer. Nødvendig senteravstand for slakkarmeringen er i relativt lav og virker urealistisk. Det konkluderes med at for en fullverdig torsjonsanalyse burde brua modelleres med skallelementer i et FEM-program.

Det er valgt å plassere skjærarmering i et rutenett slik at de befinner seg i kryssningspunktene mellom lengde- og tverrarmeringen. For skjærarmeringen i store deler av brua plasseres de med senteravstand 320 mm i lengderetning og 200 mm i tverretning. I et begrenset område over støttene med søyler er senteravstanden i lengderetning halvert til 160 mm for å få tilstrekkelig gjennomlokkingskapasitet i kontrollsnittet rundt søyla. Kontrollen rundt søylekant er ikke tilfredsstillt. Det kan tilfredsstilltes ved å utføre lokale endringer som økt lengdearmering, søyletverrsnitt eller med forsterkede plater. Øke søyletverrsnittet virker som den letteste løsningen, men hva som er mest økonomisk gunstig er usikkert. Det er

ikke gjennomført noe analyse med en eventuell endring.

I bruksgrensetilstand er det kontrollert om brua er i uopprikket eller opprikket tilstand for de forskjellige lastkombinasjonene. For karakteristisk lastkombinasjon er brua i opprikket tilstand ved støtten i akse 3 og i feltet mellom akse 4 og 5. Spenningsbegrensningene i henhold til *EC2* er kontrollert i stadium 2. Spennningene i betongen, slakk- og spennarmering tilfredsstillende kravene.

Det er valgt plastrør rundt spennkablene og i den nye standarden for betong er det ingen krav om trykkavlastning for spennkabler trukket gjennom plastrør. Allikevel er trykkavlastning kontrollert og brua tilfredsstillende kravet. Trykkavlastning er ofte en dimensjonerende kontroll for tverrsnittshøyden for platebruer. Brua tilfredsstillende bruksgrensetilstanden i lengeretning.

I tverretning førte både karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon til opprikket tilstand. Spennningene i betongen og slakkarmeringen er kontrollert for karakteristisk lastkombinasjon. Rissviddene er kontrollert for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Begge kontroller tilfredsstillende kravene i henhold til *EC2*.

Stenger med t-hoder er benyttet som skjærarmering i brua. T-hodet er forankret i samme nivå som det ytterste laget med slakkarmering. Forankringen til t-hodene kan antas å være god nok til å sikre at store deler av fastheten blir utnyttet. [22] Dobbelhodet t-hodearmering bør forankres minst rundt det innerste armeringslaget. Det antas at forankringskapasiteten kan øke om t-hodene forankres i krysningpunktene mellom lengde- og tverrarmeringen, dette er ikke forsvart med tester. Dersom skjærarmeringsenheter som t-hoder eller skjæranker flyttes lenger inn i tverrsnittet enn hva som er beskrevet i ETA kan dette gi betydelig mindre kapasitet.

Tilbøyd kamstål kan få en glidning i forankringen slik at skjærarmeringen ikke blir fullt utnyttet. Forankringen vil trolig bli bedre dersom den er forankret rundt en tverrgående armeringsstang. Det er mest sannsynlig bedre å bøye stangen 180° rundt den tverrgående armeringsstangen enn 90°. Det bør også være en lengde på andre siden av bøyen som skaper heftforankring i tillegg til kroken. Det er usikkert om slakkarmering med stor spredning i en plate kan overføre krefter på samme måte som den konsentrerte lengdearmeringen i en bjelke. Derfor er det usikkert om å forankre skjærarmeringen rundt slakkarmeringen vil føre til økt kapasitet.

Skjæranker forankres i nivå med den ytterste slakkarmeringen. Det sørger for god nok forankring og den effektive tverrsnittshøyden er ikke påvirket. Ankerne antas å fungere på samme måte som t-hodet armering. Skjærankerne kan plasseres mellom slakkarmeringen, i planet sett ovenfra, ved hjelp av skinner. Ankerne kan plasseres mer uavhengig av slakkarmeringen på grunn av skinnene. Det forenkler utførelsen.

Det er lite eller ingen forskning som omhandler forankring av skjærarmering generelt i plater. Det antas at det vil være konservativt å forankre skjærarmeringen rundt det ytterste laget med slakkarmering. Det antas også at den bør forankres i knutepunkt mellom lengde- og tverrarmeringen for å sikre kraftoverføring fra slakkarmeringen.

Arbeidet knyttet til analysen og dimensjoneringen av brua har vært meget lærerikt. Opp-

gaven har gitt studentene mulighet til å anvende kunnskap fra tidligere emner. Gjennomføringen har gitt en ekstra dybde i forståelse innen betong. Arbeidet med analyseprogrammet har gitt en bredere forståelse for hvordan valg av elementer kan påvirke resultatene i en analyse og hvilke konsekvenser det fører med seg. Litteraturstudiet knyttet til forankring har gjort at studentene har blitt mer kritisk til kilder og gitt en bredere kunnskap om konstruktive virkninger i betong.

Videre arbeid

Forslag til videre arbeid er å:

- Fastslå sammenhengen mellom utdragnetester av skjærarmeringsenheter og skjærarmering i stavmodellen i plater
- Analysere og teste hvor stor faren for avskalling på betongoverflaten er ved bruk av hodearmering
- Gjennomføre analyser som belyser viktigheten av å plassere skjærarmeringsenheter i krysningspunkt mellom lengde- og tverrarmeringen i plater
- Belyse forskjellen på om bøyer er forankret rundt begge armeringsstengene eller bare den innerste i krysningspunkter mellom lengde- og tverrarmeringen i plater
- Gjennomføre forsøk som tester effekten av skjærarmering generelt i plater

Litteraturliste

- [1] European Organisation for Technical Approvals. Bbr vt cona cmi bt - internal post-tensioning system with 02 to 61 strands. Schwerzenbach, Sveits:2013, Sitert: 01-02-2018. Tilgjengelig fra: <http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-CMI-V2.pdf>.
- [2] Standard Norge NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1: Allmenne regler for bygninger. Brussel, Belgia:2004, Sitert: 26-01-2018. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701>.
- [3] Statens vegvesen. *N400 - Bruprosjektering*. Oslo: Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2015.
- [4] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Euro-code 2*. 2. utgave. Fagbokforlaget, 2015.
- [5] Statens vegvesen. *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer nr. 668*. Vegdirektoratet Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen, 2017.
- [6] Standard Norge NS-EN:1990:2002+A1:2005+NA:2016. Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Brussel, Belgia:2002, Sitert: 09-05-2018. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>.
- [7] Standard Norge NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Laster på konstruksjoner del 1-4: Allmenne laster:vindlaster. Brussel, Belgia:2005, Sitert: 08-02-2018. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>.
- [8] Standard Norge NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008. Laster på konstruksjoner del 1-5: Allmenne laster termiske påvirkninger. Brussel, Belgia:2003, Sitert: 31-01-2018. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324908>.
- [9] Statens vegvesen. *R412 - Bruklassifisering*. Oslo: Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2014.

-
- [10] Standard Norge NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010. Laster på konstruksjoner del 1-2: Trafikklast på bruer. Brussel, Belgia:2003, Siteret: 06-02-2018. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=425440>.
- [11] Aalberg A., Clausen A. H. og Larsen P. K. *Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*. 2. utgave. Tapir Akademisk Forlag, 1997.
- [12] Aas-Jakobsen. *NovaFrame User's Guide Version 5*, 2011.
- [13] Kolbein Bell. *Matrisestatikk - statiske beregninger av rammekonstruksjoner*. 1. utgave. Tapir Akademisk Forlag, 2011.
- [14] Ruis Vaz Rodrigues. Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs. *THÈSE NO 3739 (2007) ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE*, 2007. Tilgjengelig fra: https://infoscience.epfl.ch/record/98524/files/EPFL_TH3739.pdf.
- [15] Aurelio Muttoni and Miguel Fernández Ruiz. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*, vol.105(issue 2):163–172, 2008. Tilgjengelig fra: <https://search.proquest.com/docview/198339121?pq-origsite=gscholar>.
- [16] Rüdiger Beutel and Josef Hegger. The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone. *Cement and Concrete Composites*, Volum 24(Issue 6):side 539–549, 2002. Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946501000701#TBLFN9>.
- [17] Deutsches institut für bautechnik. Halfen hdb shear rail punching reinforcement, Siteret: 30-04-2018. Tilgjengelig fra: http://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/approvals/reinforcementsystems/ETA_HDB_12-17-E_v03-18.pdf.
- [18] Halfen. Halfen punching shear reinforcement and shear reinforcement technical product information, Siteret: 30-04-2018. Tilgjengelig fra: http://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/reinforcementsystems/HDB_17.1-E.pdf.
- [19] Deutsches institut für bautechnik. Eta-13/0151, Siteret: 30-04-2018. Tilgjengelig fra: https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/3v1ewg/RnMt557SsaLFhNStpKIRzg/ETA-13_0151_PSB.pdf.
- [20] Deutsches institut für bautechnik. Eta-13/0076, Siteret: 30-04-2018. Tilgjengelig fra: https://www.schoeck.co.uk/view/6636/Approval_ETA_16_0545_Schoeck_Bole_%5B6636%5D.pdf.
- [21] Antonio Marí, Jesu's Baira'na, Antoni Claderab, Eva Ollera and Carlos Ribasb. Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced

-
- concrete beams. *CStructure and Infrastructure Engineering Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, Volum 11(No. 11):side 1399–1419, 2014. Tilgjengelig fra: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/15732479.2014.964735>.
- [22] HRC-europe. Hrc t-hodet armering fordeler for brukerne, Siter: 09-05-2018. Tilgjengelig fra: <https://www.hrc-europe.com/pdf/info-HRC-TH-armering.pdf>.
- [23] Richard A. DeVries, James O. Jirsa and Tarek Bashandy. Anchorage capacity in concrete of headed reinforcement with shallow embedments. *ACI Structural Journal*, Volum 96(No. 5):side 728–736, 1999.
- [24] K. Pilakoutas and X. Li. Alternative shear reinforcement for reinforced concrete flat slabs. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, Volum 129(No. 9):side 1164–1172, 2003. Tilgjengelig fra: <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%290733-9445%282003%29129%3A9%281164%29>.
- [25] M.A. Polak, E. El-Salakawy and N.L. Hammill. Shear reinforcement for concrete flat slabs. *Special Publication*, Volum 232:side 75–96, 2005.

Vedlegg

Vedleggsliste

Vedlegg A: Oppgavetekst	1
Vedlegg B: Tegningsgrunnlag	5
Vedlegg C: Beregning av kryptall	7
Vedlegg D: Tap av spennkraft på grunn av kryp og svinn	8
Vedlegg E: Kontroll av radie til spennkabelens kurvatur	15
Vedlegg F: Spennkrafttap på grunn av friksjon mellom spennkabel og kabelrør	17
Vedlegg G: Spennkrafttap på grunn av glidning av låsekiler med hensyn til friksjon	19
Vedlegg H: Spennkrafttap på grunn av umiddelbare deformasjoner i betongen	21
Vedlegg I: Spennkrafttap på grunn av relaksasjon	23
Vedlegg J: Beregning av vindkrefter	25
Vedlegg K: Beregning av temperaturlaster	29
Vedlegg L: Beregning av trafikklast	30
Vedlegg M: Verifikasjon av moment på grunn av egenlast	31
Vedlegg N: Verifikasjon av reaksjonskrefter i opplagerene	36
Vedlegg O: Verifikasjon av krefter fra spennarmering	39
Vedlegg P: Verifikasjon av momenter på grunn av vindlast	43
Vedlegg Q: Verifikasjon av momenter på grunn av temperaturlaster	49
Vedlegg R: Verifikasjon av momenter på grunn av trafikklast	55
Vedlegg S: Dimensjonering med hensyn på moment i lengderetningen	57
Vedlegg T: Dimensjonering med hensyn på moment og skjær i tverretningen	70
Vedlegg U: Dimensjonering med hensyn på torsjon	77
Vedlegg V: Bruksgrensetilstand i lengderetning	79
Vedlegg W: Bruksgrensetilstand i tverretning	96
Vedlegg X: Skjærkontroll uten armering	101
Vedlegg Y: Skjærkontroll med armering over akse 2	103
Vedlegg Z: Gjennomlokkingskontroll over akse 3 og 4	106

Vedlegg A: Oppgavetekst

KT6005 Prosjektering av bruer 2 vinteren 2015

Prosjektoppgave

Innledning

Ei planlagt plasstøpt og etteroppspent platebru skal analyseres og dimensjoneres i henhold til gjeldende regelverk.

Geometri

Brua horisontal og rett og med konstant tverrsnitt i hele lengden.

Spennviddene er $18 + 22 + 18 = 58$ meter. På endene stikker bruplata 1,5 meter ut fra endeaksene, og total lengde for bruplata blir dermed 61 meter. Brua er fugefri, og bruendene har endetverrbærere, endeskjørt og påhengte vanger.

Ved bruendene, akse 1 og 4, er brua opplagt på lagre med avstand 4,5 meter fra CL bru. Ett lager i hver akse er allsidig bevegelig og ett lager er énsidig bevegelig.

I akse 2 og 3 er brua monolittisk forbundet med søyler med avstand 4,0 meter fra CL bru. Søylene er sirkulære med diameter 1,0 meter og har lengde 7,0 meter. Fundamentering på berg.

Bortsett fra lagrene er brua symmetrisk i tverretningen om CL bru. I lengderetningen er brua symmetrisk om senter hovedspenn.

Betong B45 og slakkarmering B 500 NC benyttes.

Spennarmeringen er satt sammen av to kabelgrupper med 18 kabler i hver gruppe og lengde 45 meter. Forslag til kabelføring er antydnet i vedlagte figur.

Overbygningen forutsettes utført i én støp med forskaling på reis fra bakken.

Laster

Forutsetninger for temperaturvirkninger: $T_{\max} = 34 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = -28 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Forutsetninger for vindlaster:

- Horisontale vindlast-komponenter neglisjeres
- Karakteristisk vertikalt vindtrykk på bru med trafikk = $1,0 \text{ kN/m}^2$

Miljø

Eksponeringsklasser: *XD1* for overside, *XC3* for underside.

Forutsetninger for analysen

Grensebetingelser

I analysen kan lagrene modelleres som opplegg (lagerhylle/søyle neglisjeres).

Spennarmering

Spennarmering med 12 stk 150 mm² tau pr kabel antas benyttet. Aktuelle systemer kan være for eksempel Dywidag (DSI) eller Cona CMI BT (BBR VT). Data/forutsetninger finnes i relevante ETA'er. ETA-ene finnes på leverandørens nettsider. Google-søk med titlene fører som regel fram.

Kablenes/forankringenes plassering er antydnet i vedlagte figur.

- Kabelgruppe 1 spennes opp ved akse 1 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.
- Kabelgruppe 2 spennes opp ved akse 4 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.

Det forutsettes brukt kabelør med diameter 90 mm, og minimum trykkfasthet for betongen ved oppspenning settes lik 32 MPa (sylinder) / 40 MPa (terning).

Laster

Super-egenvekter:

- Egenvekt kantdrager/rekkverk settes lik 10 kN/m
- Egenvekt midtdeler/rekkverk settes lik 10 kN/m
- Egenvekt slitelag settes lik 2 kN/m²

Lastkombinasjoner

Karakteristiske laster gis følgende forkortelser:

- G – egenvekt
- PT – forspenning
- CSR – kryp/svinn/relaksasjon
- TR – trafikklast
- TE – temperaturvirkninger
- V-TR – vindlast på bru med trafikk

Dimensjonerende lastkombinasjoner kan antas begrenset til følgende:

Lastkombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V-TR
ULS						
ULS-STR1	1,35	0,9	1,0	0,95	0,84	1,12
ULS-STR2	1,20	0,9	1,0	1,35	0,84	1,12
SLS						
SLS-KAR	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7
SLS-OFTE	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-
SLS-PERM	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-

Lastkombinasjon ULS-STR settes lik den ugunstigste av ULS-STR1 og ULS-STR2.

Temperaturvirkninger og vindlast kan neglisjeres i innledende analyser.

Oppgaver

Oppgave 1: Prosjekteringsgrunnlag

- (a) Lag en summarisk oversikt over nødvendige grunnlagsdokumenter, inkludert standarder, håndbøker, ETA'er osv. Gi en kort (to linjer) presentasjon av analyseprogrammet som benyttes.
- (b) Bestem dimensjonerende materialegenskaper for både betong, slakkarmering og spennarmering.
- (c) Bestem viktige forutsetninger for valgt spennsystem, inkludert parametere for spennkrafttap, minimum senteravstander og kantavstander for kabelforankringene og oppspenningskraft.
- (d) Bestem minimumsarmering (slakkarmering) for tverrsnittet. Velg (innledende) lengdearmering med senteravstand 150 mm slik at kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.
- (e) Bestem nødvendig overdekning, og vis plassering av slakkarmering og spennarmering, samt kabelforankringer, i tverrsnittet.

Oppgave 2: Innledende analyse uten spennarmering

- (a) Etabler analysemodell for brua. Spennarmeringen neglisjeres. Vis hvordan alle forutsetninger vedrørende geometri, materialer, grensebetingelser, laster og lastkombinasjoner er ivarettatt og implementert i analysen.
- (b) Forklar hvilken elementtype som er benyttet og hvorfor elementet er valgt (styrker/svakheter). Forklar hvordan elementet;
1. beregner spenningsresultanter (krefter/momenter)
 2. ekstrapolerer resultater til elementgrenser
 3. midler resultater mellom to elementer
- Vis hvordan elementnettet i modellen er optimalisert.
- (c) Definer snitt i linjene L1, L2, T1 og T2 som vist på PLAN i analysemodellen. Linjene omtales i resten av denne oppgaveteksten som «snittlinjer». Vis følgende analyseresultater som diagram langs snittlinjene:
1. moment i bruas lengderetning langs tverrsnitt T1 og T2
 2. moment i bruas tverretning langs lengdesnitt L1 og L2
- Vis diagrammene for følgende laster og lastkombinasjoner:
- a) egenvekt
 - b) trafikklast
 - c) ULS-STR
- (d) Verifiser lastresultanter og momentdiagrammene fra oppg (c) ved håndregning. Verifiser viktige resultater for dimensjonerende lastkombinasjoner ved summering av resultater for enkeltkomponenter. Nevn kort hvilke forhold som eventuelt *ikke* er ivarettatt eller modellert eksakt i analysen, og vurder om unøyaktighetene har vesentlig betydning for resultatene.
- (e) Vis og forklar konturplott eller andre tilsvarende plott for de viktigste analyseresultatene (krefter/momenter) for dimensjonerende lastkombinasjoner.

Oppgave 3: Revidert analyse med spennarmering

- (a) Legg inn spennarmering i analysemodellen.
- (b) Verifiser spennarmerings-lasttilfellet og (nye) dimensjonerende lastkombinasjoner.
- (c) Vis analyseresultater for dimensjonerende lastkombinasjoner. Alle resultater som trengs i oppgave 4 må være med.

Oppgave 4: Tverrsnittskontroller

- (a) Bestem de viktigste dimensjoneringsnittene for tverrsnittskontroll av bruplata
- (b) For hvert dimensjoneringsnitt:
 1. Vis/oppsummer dimensjonerende lastvirkninger i snittet, 8 komponenter, for ULS-STR, SLS-OFTE og SLS-PERM
 2. Vis/oppsummer høyde, spennarmering og slakkarmering i begge retninger i OK og UK for snittet
 3. Kontroller kapasitet (ULS-STR) og vis at tverrsnittet er underarmert
 4. Kontroller rissvidder (SLS-OFTE) og evt trykkavlastning (SLS-PERM)
- (c) Kontroller bruplatas skjærkapasitet (ULS) ved søyle etter EK2, 6.4.

Praktiske detaljer

Praktiske detaljer for besvarelsen:

- Oppgavene skal besvares fullstendig – men mest mulig kortfattet
- Oppgavene skal besvares i samme rekkefølge som oppgaveteksten; oppgave 1 (a) > (b) osv
- Besvarelsen skal leveres digitalt i én samlet fil (pdf) med epost til: havard.johansen@vegvesen.no
- Skannede håndskrevne sider aksepteres hvis teksten er godt lesbar
- Innlevert pdf skal ha fortløpende sidenummerering

Oppgave 1 og 2 skal leveres innen **tirsdag 24. februar kl 14.30**.
Løsningsforslag for analysen vil deretter bli delt ut og gjennomgått.

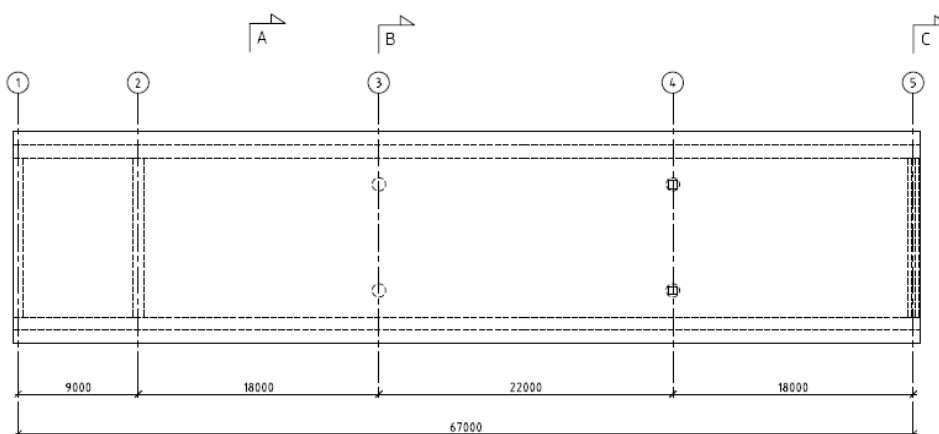
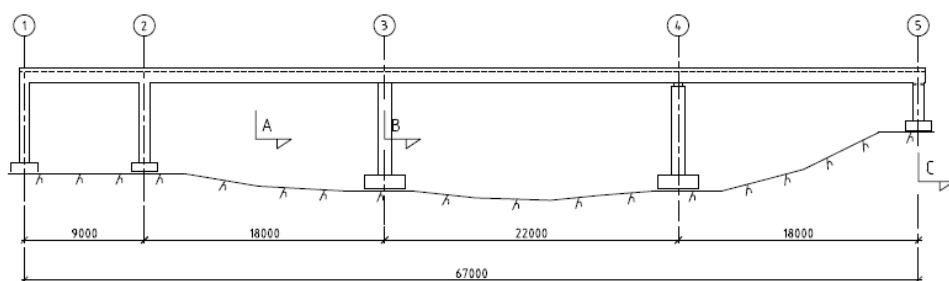
Oppgave 3 og 4 skal leveres innen **tirsdag 24. mars kl 15.30**.
Arbeidet med oppgave 3 og 4 kan baseres på løsningsforslag for oppgave 1 og 2.

Alle besvarelser må leveres innen fristen for å bli vurdert.

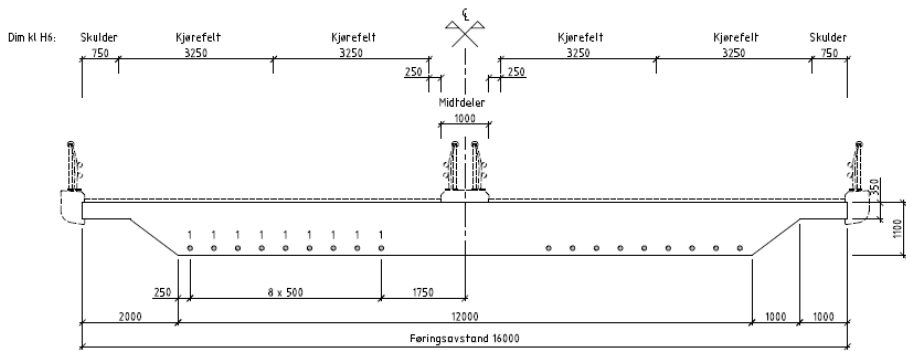
Flere studenter kan samarbeide om arbeidet med prosjektoppgaven, men alle må levere selvstendig og egenprodusert besvarelse.

Vedlegg B: Tegningsgrunnlag

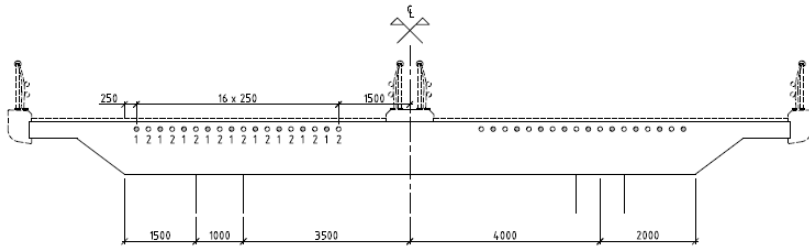
Masteroppgave 2018 - Beregningsmetoder for betongbruer - Skjærbøyer i plater
Lengdesnitt og plan



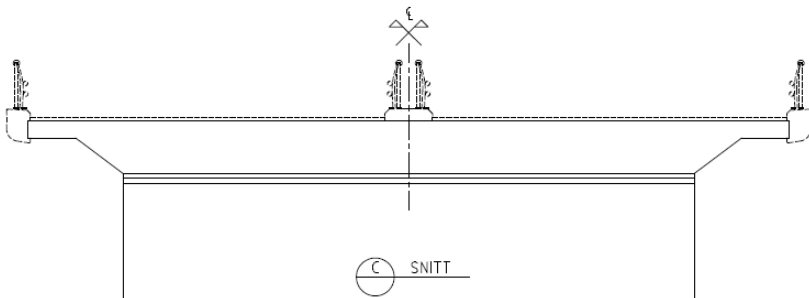
KT6005 Prosjektering av bruer 2 vinteren 2015 - Prosjektoppgave
Tverrsnitt



(A) SNITT



(B) SNITT



(C) SNITT

Vedlegg C: Beregning av kryptall

Kryptall

$$RH := 70$$

$$fcm := 53$$

$$t_0 := 28$$

$$Ac := 11450000$$

$$u := 32893.2$$

$$t_{36500} := 365 \cdot 100 = 3.65 \times 10^4$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{Ac}{u} = 696.193$$

$$E_{cm} := 36000$$

$$t_{365} := 365$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{fcm} \right)^{0.7}$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{fcm} \right)^{0.2}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{fcm} \right)^{0.5}$$

$$\varphi_{RH} := \left[\left[1 + \left(\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right) \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \right] = 1.153$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{fcm}} = 2.308$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{\left[0.1 + (t_0)^{0.2} \right]} = 0.488$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.3$$

$$\beta_{Hmin} := 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 1.293 \times 10^3$$

$$\beta_H := \text{if}(\beta_{Hmin} \leq 1500 \cdot \alpha_3, \beta_{Hmin}, 1500 \cdot \alpha_3) = 1.219 \times 10^3$$

$$\beta_{tt0} := \left[\frac{(t_{36500} - t_0)}{(\beta_H + t_{36500} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{tt0} = 1.287$$

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 1.574 \times 10^4$$

$$\beta_{tt0_{kort}} := \left[\frac{(t_{365} - t_0)}{(\beta_H + t_{365} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.632$$

$$\varphi_{kort} := \beta_{tt0_{kort}} \cdot \varphi_0 = 0.822$$

Vedlegg D: Tap av spennkraft på grunn av kryp og svinn

Tap pga kryp og svinn stadium I, urisset betong

Kryp:

$$A_c := 16000 \cdot 350 + 12000 \cdot 450 + 450 \cdot 1000 = 1.145 \times 10^7$$

$$E_{cm} := 36000$$

$$\varphi := 1.287$$

$$E_p := 195000$$

$$E_{c,eff.lang} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 1.574 \times 10^4$$

$$h := 800$$

$$A_p := 1800$$

$$A_{p,tot} := 1800 \cdot 12 \cdot 2 = 4.32 \times 10^4$$

$$P := 1476 \cdot A_p = 2.657 \times 10^6$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{c,eff.lang}} = 12.388$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot} = 1.194 \times 10^7$$

$$y := \frac{(12000 \cdot 450 \cdot 225) + (16000 \cdot 350 \cdot 625) + (450 \cdot 1000 \cdot 300)}{12000 \cdot 450 + 16000 \cdot 350 + 450 \cdot 1000} = 423.581$$

Tregghetsmomenter for brutversnittet:

$$I_y := \left(\frac{12000 \cdot 450^3}{12} + 12000 \cdot 450 \cdot 198.6^2 + \frac{16000 \cdot 350^3}{12} + 16000 \cdot 350 \cdot 201.4^2 \dots \right) = 6.004 \times 10^{11}$$
$$\left(+ 2 \cdot \frac{1000 \cdot 450^3}{36} + 1000 \cdot 450 \cdot 123.6^2 \right)$$

$$I_x := \frac{350 \cdot 16000^3}{12} + \frac{450 \cdot 12000^3}{12} + \frac{2 \cdot 450 \cdot 1000^3}{36} + 1000 \cdot 450 \cdot 12333.33^2 = 2.527 \times 10^{14}$$

Største arm fra tyngdepunkt i betongversnitt til midten av spennkabelrøret i feltet:

$$e_{felt} := y - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 233.231$$

Største arm fra tyngdepunkt i betongtverrsnitt til midten av spennkabelrøret over støtte:

$$e_{\text{støtte}} := (h - y) - \left(135 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 176.069$$

Felt

$$y_{\text{t.felt}} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{\text{p.tot}} \cdot e_{\text{felt}}}{A_{\text{t}}} = 9.608$$

$$I_{\text{t.felt}} := (I_y + A_c \cdot y_{\text{t.felt}}) + (\eta - 1) \cdot A_{\text{p}} \cdot (e_{\text{felt}} - y_{\text{t.felt}})^2 = 6.015 \times 10^{11}$$

Støtte

$$y_{\text{t.støtte}} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{\text{p.tot}} \cdot e_{\text{støtte}}}{A_{\text{t}}} = 7.253$$

$$I_{\text{t.støtte}} := (I_y + A_c \cdot y_{\text{t.støtte}}) + (\eta - 1) \cdot A_{\text{p}} \cdot (e_{\text{støtte}} - y_{\text{t.støtte}})^2 = 6.01 \times 10^{11}$$

Moment fra egenvekt:

Støtte:

$$M_{\text{gs}} := -13029 \cdot 10^6$$

Felt:

$$M_{\text{gf}} := 7084 \cdot 10^6$$

Spennkraftp pr. kabel uten tap av konservative hensyn:

$$P_{\text{förtap}} := -2656800$$

$$N_{\text{t}} := P_{\text{förtap}} \cdot 24 = -6.376 \times 10^7$$

Moment og aksiallast på grunn av spennarmering:

$$M_{\text{t.f}} := N_{\text{t}} \cdot (e_{\text{felt}} - y_{\text{t.felt}}) + M_{\text{gf}} = -7.175 \times 10^9$$

$$M_{\text{t.s}} := -N_{\text{t}} \cdot (e_{\text{støtte}} - y_{\text{t.støtte}}) + M_{\text{gs}} = -2.265 \times 10^9$$

Betongspenninger ved spennarmering og spenningsendring etter lang tid:

Støtte:

$$\sigma_{c.s.lang} := \frac{N_t}{A_t} + M_{t.s} \cdot \frac{(e_{støtte} - y_{t.støtte})}{I_{t.støtte}} = -5.976$$

$$\Delta\sigma_{pL.s} := \sigma_{c.s.lang} \cdot \frac{E_p}{E_{c.eff.lang}} = -74.025$$

Felt:

$$\sigma_{c.f.lang} := \frac{N_t}{A_t} + M_{t.f} \cdot \frac{(e_{felt} - y_{t.felt})}{I_{t.felt}} = -8.007$$

$$\Delta\sigma_{pL.f} := \sigma_{c.f.lang} \cdot \frac{E_p}{E_{c.eff.lang}} = -99.189$$

Betongspenninger etter korttids virkninger:

$$\eta_{kort} := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417$$

$$A_{t.kort} := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 1.147 \times 10^7$$

Støtte:

$$y_{t.s.kort} := (\eta_{kort} - 1) \frac{A_p \cdot e_{støtte}}{A_{t.kort}} = 0.122$$

$$I_{t.s.kort} := I_y + A_c \cdot y_{t.s.kort}^2 + (\eta_{kort} - 1) A_p \cdot (e_{støtte} - y_{t.s.kort})^2 = 6.006 \times 10^{11}$$

Felt:

$$y_{t.f.kort} := (\eta_{kort} - 1) \frac{A_p \cdot e_{felt}}{A_{t.kort}} = 0.162$$

$$I_{t.f.kort} := I_y + A_c \cdot y_{t.f.kort}^2 + (\eta_{kort} - 1) A_p \cdot (e_{felt} - y_{t.f.kort})^2 = 6.008 \times 10^{11}$$

Moment og aksiallast på grunn av spennarmering for korttid:

$$M_{t.f.kort} := N_t \cdot (e_{felt} - y_{t.f.kort}) + M_{gf} = -7.777 \times 10^9$$

$$M_{t.s.kort} := -N_t \cdot (e_{støtte} - y_{t.s.kort}) + M_{gs} = -1.81 \times 10^9$$

Betongspenninger ved spennarmering og spenningsendring etter kort tid:

Støtte:

$$\sigma_{c.s.kort} := \frac{N_t}{A_{t.kort}} + M_{t.s.kort} \cdot \frac{(e_{støtte} - y_{t.s.kort})}{I_{t.s.kort}} = -6.089$$

$$\Delta\sigma_{pK.s} := \sigma_{c.s.kort} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = -32.983$$

Felt:

$$\sigma_{c.f.kort} := \frac{N_t}{A_{t.kort}} + M_{t.f.kort} \cdot \frac{(e_{felt} - y_{t.f.kort})}{I_{t.f.kort}} = -8.576$$

$$\Delta\sigma_{pK.f} := \sigma_{c.f.kort} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = -46.453$$

Spenningsreduksjon pga kryp, urisset:

Støtte:

$$\Delta\sigma_{p.s.kryp} := \Delta\sigma_{pL.s} - \Delta\sigma_{pK.s} = -41.042$$

Felt:

$$\Delta\sigma_{p.f.kryp} := \Delta\sigma_{pL.f} - \Delta\sigma_{pK.f} = -52.736$$

Kraftreduksjon pr kabel:

$$\Delta P_{kryp.støtte} := \Delta\sigma_{p.s.kryp} \cdot A_p = -7.388 \times 10^4 \quad \Delta P_{kryp.felt} := \Delta\sigma_{p.f.kryp} \cdot A_p = -9.492 \times 10^4$$

Prosentvis reduksjon:

$$\epsilon_{cc.s} := \frac{|\Delta P_{kryp.støtte}|}{P} = 2.781\%$$

$$\epsilon_{cc.f} := \frac{|\Delta P_{kryp.felt}|}{P} = 3.573\%$$

Kritiske momenter for strekkspenninger ved oppspenningstilstand:

$$M_{t.f.min} := N_t \cdot (e_{felt} - y_{t.felt}) + 0 = -1.426 \times 10^{10}$$

$$M_{t.f.kort.min} := N_t \cdot (e_{felt} - y_{t.f.kort}) + 0 = -1.486 \times 10^{10}$$

$$M_{t.s.min} := -N_t \cdot (e_{støtte} - y_{t.støtte}) + 0 = 1.076 \times 10^{10}$$

$$M_{t.s.kort.min} := -N_t \cdot (e_{støtte} - y_{t.s.kort}) + 0 = 1.122 \times 10^{10}$$

Antar det kan finnes steder med maksimal indre momentarm til spennarmeringen og 0 i moment fra egenvekt.

Spenningskontroll på over og undersiden av tverrsnittet:

Felt:

$$\sigma_{c.f.lang.over} := \frac{N_t}{A_t} + M_{t.f.min} \cdot \frac{[-(800 - y) - y_{t.felt}]}{I_{t.felt}} = 3.812$$

$$\sigma_{c.f.lang.under} := \frac{N_t}{A_t} + M_{t.f.min} \cdot \frac{[(y) - y_{t.felt}]}{I_{t.felt}} = -15.153$$

$$\sigma_{c.f.kort.over} := \frac{N_t}{A_{t.kort}} + M_{t.f.kort.min} \cdot \frac{[-(800 - y) - y_{t.f.kort}]}{I_{t.f.kort}} = 3.756$$

$$\sigma_{c.f.kort.under} := \frac{N_t}{A_{t.kort}} + M_{t.f.kort.min} \cdot \frac{[(y) - y_{t.f.kort}]}{I_{t.f.kort}} = -16.033$$

Støtte:

$$\sigma_{c.s.lang.over} := \frac{N_t}{A_t} + M_{t.s.min} \cdot \frac{[-(800 - y) - y_{t.støtte}]}{I_{t.støtte}} = -12.211$$

$$\sigma_{c.s.lang.under} := \frac{N_t}{A_t} + M_{t.s.min} \cdot \frac{(y - y_{t.støtte})}{I_{t.støtte}} = 2.117$$

$$\sigma_{c.s.kort.over} := \frac{N_t}{A_{t.kort}} + M_{t.s.kort.min} \cdot \frac{[-(800 - y) - y_{t.s.kort}]}{I_{t.s.kort}} = -12.592$$

$$\sigma_{c.s.kort.under} := \frac{N_t}{A_{t.kort}} + M_{t.s.kort.min} \cdot \frac{(y - y_{t.s.kort})}{I_{t.s.kort}} = 2.351$$

Kritiske spenninger i strekk og trykk:

$$\sigma_{c.crit.strekk} := \max(\sigma_{c.f.lang.over}, \sigma_{c.f.kort.over}, \sigma_{c.s.lang.under}, \sigma_{c.s.kort.under}) = 3.812$$

$$\sigma_{c.crit.trykk} := \min(\sigma_{c.f.lang.under}, \sigma_{c.f.kort.under}, \sigma_{c.s.lang.over}, \sigma_{c.s.kort.over}) = -16.033$$

Kontroll om det oppstår kritiske spenninger:

Strekk:

$$\text{if} \left(\sigma_{c.crit.strekk} \geq 0.85 \cdot \frac{2.7}{1.5}, \text{"ikke ok"}, \text{"ok"} \right) = \text{"ikke ok"}$$

Trykk

$$\text{if} \left(\left| \sigma_{c.crit.trykk} \right| \geq 0.85 \cdot \frac{45}{1.5}, \text{"ikke ok"}, \text{"ok"} \right) = \text{"ok"}$$

For store strekkspenninger i overkant i felt, skulle regnet stadim II her. Kan flytte spennkablene for å unngå dette. Regnes som regel ikke i stadium 2.

Kryptøyninger, kort og lang tid:

$$\epsilon_{ck.f} := \frac{\sigma_{c.f.kort}}{E_{cm}} = -2.382 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ck.s} := \frac{\sigma_{c.s.kort}}{E_{cm}} = -1.691 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cL.f} := \frac{\sigma_{c.f.lang}}{E_{c.eff.lang}} = -5.087 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cL.s} := \frac{\sigma_{c.s.lang}}{E_{c.eff.lang}} = -3.796 \times 10^{-4}$$

Middelverdier med hensyn på hvor mye av kabelen som går over og under tyngdepunktet i tverrsnittet:

$$\text{Andel under TP: } n_u := \frac{13 + 17 + 15.5 + 17 + 13}{53 + 62} = 0.657 \quad \begin{array}{l} 6,5 \text{ meter av kabelen} \\ \text{går i tyngdepunktet} \\ \text{mellom akse 1 og 2} \end{array}$$

$$\text{Andel over TP: } n_o := \frac{5 + 5 + 6.5 + 5 + 5 + 6.5}{53 + 62} = 0.287$$

$$\epsilon_{cL.middel} := \epsilon_{cL.f} \cdot n_u + \epsilon_{cL.s} \cdot n_o = -4.429 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ck.middel} := \epsilon_{ck.f} \cdot n_u + \epsilon_{ck.s} \cdot n_o = -2.049 \times 10^{-4}$$

Svinn:

Nominell svinntøyning:

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

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

$$f_{cm} := 53$$

$$f_{ck} := 45$$

$$RH := 70$$

$$RH_0 := 100$$

$$f_{cm0} := 10$$

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

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right] \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.024 \times 10^{-4}$$

Uttørkningssvinn 100 år:

$$h_0 := h - 125 - 135 - 90 = 450$$

$$k_h := 0.7 + 0.05 \cdot \frac{(500 - h_0)}{200} = 0.712$$

$$t := 365 \cdot 100$$

$$\beta_{ds} := \frac{t}{t + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.99$$

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 2.133 \times 10^{-4}$$

Autogent svinn:

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

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

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca,\infty} = 8.75 \times 10^{-5}$$

Totale svinntøyninger:

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 3.008 \times 10^{-4}$$

$$\Delta P_{svinn} := \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 1.056 \times 10^5$$

Vedlegg E: Kontroll av radie til spennkabelens kurvatur

Minimum radie til kurvaturen til spennkabelprofilen i millimeter:

$$P_{\max} := 1476 \qquad y := 423.581$$

$$A_p := 1800 \qquad h := 800$$

$$F_{\text{pm.0}} := A_p \cdot P_{\max} = 2.657 \times 10^6$$

$$d := 15.7$$

$$d_i := 81.4$$

$$P_{r,\max} := 200$$

$$R_{\min} := \frac{2 \cdot F_{\text{pm.0}} \cdot d}{d_i \cdot P_{r,\max}} = 5.124 \times 10^3$$

Radie til kurve over støtte:

$$e_s := (800 - y) - \left(135 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 176.069 \qquad L_s := 2500$$

$$\varphi_s := \text{atan} \left(2 \cdot \frac{e_s}{L_s} \right) = 8.018 \cdot \text{deg}$$

$$R_s := \frac{\cos(\varphi_s) \cdot e_s}{1 - \cos(\varphi_s)} = 1.784 \times 10^4$$

$$\cos(\varphi_s) \cdot e_s = 174.348$$

$$\cos(\varphi_s) = 0.99$$

Radie til kurve fra felt opp mot støtte:

$$e_{\text{so}} := y - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 233.231 \qquad L_{\text{so}} := 3500$$

$$\varphi_{\text{so}} := \text{atan} \left(2 \cdot \frac{e_{\text{so}}}{L_{\text{so}}} \right) = 7.591 \cdot \text{deg}$$

$$R_{\text{so}} := \frac{\cos(\varphi_{\text{so}}) \cdot e_{\text{so}}}{1 - \cos(\varphi_{\text{so}})} = 2.638 \times 10^4$$

$$\cos(\varphi_{\text{so}}) \cdot e_{\text{so}} = 231.187$$

$$\cos(\varphi_{\text{so}}) = 0.991$$

Radie til kurve fra støtte til fast anker:

$$e_{sl} := e_s - [(h - y) - 340] = 139.65$$

$$L_{sl} := 4000$$

$$\varphi_{sl} := \operatorname{atan}\left(2 \cdot \frac{e_{sl}}{L_{sl}}\right) = 3.994 \text{ deg}$$

$$\cos(\varphi_{sl}) \cdot e_{sl} = 139.311$$

$$R_{sl} := \frac{\cos(\varphi_{sl}) \cdot e_{sl}}{1 - \cos(\varphi_{sl})} = 5.736 \times 10^4$$

$$\cos(\varphi_{sl}) = 0.998$$

Minste radie:

$$R := \min(R_{sl}, R_{so}, R_s) = 1.784 \times 10^4$$

kontroll:

$$\text{if}(R \geq R_{\min}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Vedlegg F: Spennkrafttap på grunn av friksjon mellom spennkabel og kabelrør

Relaksasjonstap, klasse 2, lav realaksjon 100år

$$A_p := 1800$$

$$P_{\max} := A_p \cdot 1476 = 2.657 \times 10^6$$

Maksimalt tap ved x=0meter

$$\Delta P_{\text{las}} := 273000$$

$$\Delta P_{\text{friksjon}} := 0$$

$$\Delta P_{\text{def_betong}} := 1089$$

$$\Delta P_1 := \Delta P_{\text{las}} + \Delta P_{\text{friksjon}} + \Delta P_{\text{def_betong}} = 2.741 \times 10^5$$

$$\Delta P_2 := \Delta P_{\text{las2}} + \Delta P_{\text{friksjon2}} + \Delta P_{\text{def_betong2}} = 2.221 \times 10^5$$

Tap ved kabelende:

$$\Delta P_{\text{friksjon3}} := 528600 \quad \Delta P_{\text{las3}} := 0 \quad \Delta P_{\text{def_betong3}} := 1089$$

$$\Delta P_3 := \Delta P_{\text{las3}} + \Delta P_{\text{friksjon3}} + \Delta P_{\text{def_betong3}} = 5.297 \times 10^5$$

$$\Delta P_{\max} := \max(\Delta P_1, \Delta P_2, \Delta P_3) = 5.297 \times 10^5$$

$$\Delta P_{\min} := \min(\Delta P_1, \Delta P_2, \Delta P_3) = 2.221 \times 10^5$$

Maksimal Kraft i spennkabel etter umiddelbare tap:

$$P := P_{\max} - \Delta P_{\min} = 2.435 \times 10^6$$

Maksimal spenning i spennkabel

$$\sigma_{pi} := \frac{P}{A_p} = 1.353 \times 10^3$$

$$t := 365 \cdot 24 \cdot 100 = 8.76 \times 10^5$$

$$f_{pk} := 1860$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.727$$

$$\rho := 2.5$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 66.784$$

EC2 pkt. 5.10.6 (1b): reduseres med en reduksjonsfaktor 0,8 pga svinn og kryp:

$$\Delta P_{rel} := \Delta\sigma_{pr} \cdot A_p \cdot 0.8 = 9.617 \times 10^4$$

$$\epsilon_{rel} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{P_{max}} = 2.514 \times 10^{-5}$$

Vedlegg G: Spennkrafttap på grunn av glidning av låsekiler med hensyn til friksjon

Låsetap med hensyn til friksjon

$$\Delta L_{\text{las}} := 6$$

$$A_p := 1800$$

$$\sigma_{p_max} := 1640 \cdot 0.9 = 1.476 \times 10^3$$

$$P_{\text{jekk}} := A_p \cdot \sigma_{p_max} = 2.657 \times 10^6$$

$$E_p := 195000$$

$$\epsilon_{p_jekk} := \frac{P_{\text{jekk}}}{E_p \cdot A_p} = 7.569 \times 10^{-3}$$

$$L_{\text{kort}} := 1 + 9 + 18 + 22 + 4 = 54$$

$$L_{\text{lang}} := 1 + 18 + 22 + 18 + 4 = 63$$

$$\mu := 0.12$$

$$k := 0.005$$

Vinkelendringer:

$$\phi_{\text{start.akse1}} := 0$$

$$\phi_{\text{støtte}} := 0.548$$

$$\phi_{\text{støtte.akse2}} := 0.415$$

$$\phi_{\text{start.akse5}} := 0.093$$

$$\phi_{\text{støtte.medslutt}} := 0.344$$

Midlere krumning for begge tau pr. meter:

$$\kappa := \frac{\phi_{\text{start.akse1}} + \phi_{\text{start.akse5}} + 3 \cdot \phi_{\text{støtte}} + \phi_{\text{støtte.akse2}} + 2 \cdot \phi_{\text{støtte.medslutt}}}{L_{\text{kort}} + L_{\text{lang}}} = 0.024$$

Avstand fra aktivt anker til det punktet låsetpet ikke påvirker spennkraften:

$$x_L := - \left[\frac{1}{\mu \cdot (k + \kappa) \cdot 10^{-3}} \right] \cdot \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{\text{las}} \cdot \mu \cdot (k + \kappa) \cdot 10^{-3}}{P_{\text{jekk}}}} \right] = 1.543 \times 10^4$$

Krafttap i kablen fra aktivt anker:

$$\Delta P(x) := P_{\text{jekk}} \left[e^{-\mu \cdot (k+\kappa) \cdot x} - e^{-\mu \cdot (k+\kappa) \cdot (2 \cdot 10^{-3} x_L - x)} \right]$$

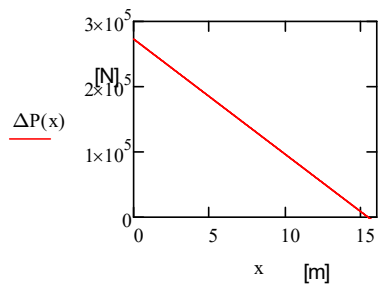
Låsetap ved 0m ,5m ,10m og X_L i N:

$$\Delta P(0) = 2.73 \times 10^5$$

$$\Delta P(5) = 1.845 \times 10^5$$

$$\Delta P(10) = 9.606 \times 10^4$$

$$\Delta P(x_L \cdot 10^{-3}) = 0$$



Vedlegg H: Spennkrafttap på grunn av umiddelbare deformasjoner i betongen

Umiddelbar deformasjon i betongen:

$$A_p := 1800$$

$$P_{\max} := 1476 \cdot A_p = 2.657 \times 10^6$$

$$E_p := 195000$$

$$A_c := 16000 \cdot 350 + 12000 \cdot 450 + 450 \cdot 1000 = 1.145 \times 10^7$$

$$E_{cm} := 36000$$

$$\varphi := 1.287$$

$$n := 24$$

$$E_{c,\text{eff. lang}} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 1.574 \times 10^4$$

$$j := \frac{(n - 1)}{2 \cdot n} = 0.479$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{c,\text{eff. lang}}} = 12.388$$

$$y := 423.581$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot n = 1.194 \times 10^7$$

Treghetsmomenter for brutverrsnittet:

$$I_y := \left(\frac{12000 \cdot 450^3}{12} + 12000 \cdot 450 \cdot 198.6^2 + \frac{16000 \cdot 350^3}{12} + 16000 \cdot 350 \cdot 201.4^2 \dots \right. \\ \left. + 2 \cdot \frac{1000 \cdot 450^3}{36} + 1000 \cdot 450 \cdot 123.6^2 \right) = 6.004 \times 10^{11}$$

$$I_x := \frac{350 \cdot 16000^3}{12} + \frac{450 \cdot 12000^3}{12} + \frac{2 \cdot 450 \cdot 1000^3}{36} + 1000 \cdot 450 \cdot 12333.33^2 = 2.527 \times 10^{14}$$

Største arm fra tyngdepunkt i betongtverrsnitt til midten av spennkabelrøret i feltet:

$$e_{\text{felt}} := y - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 233.231$$

Største arm fra tyngdepunkt i betongtverrsnitt til midten av spennkabelrøret over støtte:

$$e_{\text{støtte}} := (800 - y) - \left(135 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 176.069$$

Felt:

$$y_{t,\text{felt}} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot n \cdot e_{\text{felt}}}{A_t} = 9.608$$

$$I_{t,\text{felt}} := (I_y + A_c \cdot y_{t,\text{felt}}) + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\text{felt}} - y_{t,\text{felt}})^2 = 6.015 \times 10^{11}$$

Støtte

$$y_{t,\text{støtte}} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot n \cdot e_{\text{støtte}}}{A_t} = 7.253$$

$$I_{t,\text{støtte}} := (I_y + A_c \cdot y_{t,\text{støtte}}) + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\text{støtte}} - y_{t,\text{støtte}})^2 = 6.01 \times 10^{11}$$

Antar at endring i betongspenninger er kraften på spennkablene delt på betongtverrsnittet:

$$\Delta\sigma_{cf} := \frac{P_{\text{max}}}{A_c} + P_{\text{max}} \cdot \frac{(e_{\text{felt}} - y_{t,\text{felt}})}{I_{t,\text{felt}}} = 0.233$$

$$\Delta\sigma_{cs} := \frac{P_{\text{max}}}{A_c} + P_{\text{max}} \cdot \frac{(e_{\text{støtte}} - y_{t,\text{støtte}})}{I_{t,\text{støtte}}} = 0.233$$

Bruker den største verdien for å være konservativ:

$$\Delta\sigma_c := \max(\Delta\sigma_{cs}, \Delta\sigma_{cf}) = 0.233$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \left(j \cdot \frac{\Delta\sigma_c}{E_{cm}} \right) = 1.089 \times 10^3$$

Vedlegg I: Spennkrafttap på grunn av relaksasjon

Relaksasjonstap, klasse 2, lav relaksasjon 100år

$$A_p := 1800$$

$$P_{\max} := A_p \cdot 1476 = 2.657 \times 10^6$$

Maksimalt tap ved x=0meter

$$\Delta P_{\text{las}} := 273000$$

$$\Delta P_{\text{friksjon}} := 0$$

$$\Delta P_{\text{def_betong}} := 1089$$

$$\Delta P_1 := \Delta P_{\text{las}} + \Delta P_{\text{friksjon}} + \Delta P_{\text{def_betong}} = 2.741 \times 10^5$$

$$\Delta P_2 := \Delta P_{\text{las2}} + \Delta P_{\text{friksjon2}} + \Delta P_{\text{def_betong2}} = 2.206 \times 10^5$$

Tap ved kabelende:

$$\Delta P_{\text{friksjon3}} := 528600 \quad \Delta P_{\text{las3}} := 0 \quad \Delta P_{\text{def_betong3}} := 1089$$

$$\Delta P_3 := \Delta P_{\text{las3}} + \Delta P_{\text{friksjon3}} + \Delta P_{\text{def_betong3}} = 5.297 \times 10^5$$

$$\Delta P_{\max} := \max(\Delta P_1, \Delta P_2, \Delta P_3) = 5.297 \times 10^5$$

$$\Delta P_{\min} := \min(\Delta P_1, \Delta P_2, \Delta P_3) = 2.206 \times 10^5$$

Maksimal Kraft i spennkabel etter umiddelbare tap:

$$P := P_{\max} - \Delta P_{\min} = 2.436 \times 10^6$$

Maksimalt spenning i spennkabel

$$\sigma_{pi} := \frac{P}{A_p} = 1.353 \times 10^3$$

$$t := 365 \cdot 24 \cdot 100 = 8.76 \times 10^5$$

$$f_{pk} := 1860$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.728$$

$$\rho := 2.5$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 66.945$$

EC2 pkt. 5.10.6 (1b): reduseres med en reduksjonsfaktor 0,8 pga svinn og kryp:

$$\Delta P_{rel} := \Delta\sigma_{pr} \cdot A_p \cdot 0.8 = 9.64 \times 10^4$$

$$\epsilon_{rel} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{P_{max}} = 2.52 \times 10^{-5}$$

Vedlegg J: Beregning av vindkrefter

Stedsvindhastighet

$$k_r := 0.19 = 0.19$$

$$z := 10 = 10$$

$$z_0 := 0.05 = 0.05$$

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$c_r = 1.007$$

$$c_0 := 1$$

$$v_b := 26 = 26$$

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 26.174$$

Turbulens

$$k_1 := 1$$

$$I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_v = 0.189$$

Vindkasthastighetstrykk

$$k_p := 3.5$$

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v)$$

$$q_p = 993.843$$

Stedsvindhastighetstrykket

$$q_m := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2$$

$$q_m = 428.164$$

Basisvindhastighetstrykket

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b = 422.5$$

Vindlast på bru uten trafikk

$$\frac{L}{\overline{w}} := 1$$

$$\frac{H}{\overline{w}} := 1 = 1$$

$$h_{\text{rekkverk}} := 0.5$$

$$d_{\text{tot}} := H + h_{\text{rekkverk}}$$

$$A_{\text{refX}} := d_{\text{tot}} \cdot L$$

$$C_x := c_e \cdot c_{fx}$$

$$c_{fx} := 1.3 \quad c_e := \frac{q_p}{q_b} = 2.352$$

$$d_{\text{tot}} = 1.5$$

$$C_x = 3.058$$

$$F_{wX} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{\text{refX}}$$

$$F_{wX} = 1.938 \times 10^3$$

Vind vertikalt

$$c_{fz} := 0.9$$

$$C_z := c_e \cdot c_{fz} = 2.117 \quad B := 16$$

$$A_{\text{refZ}} := B \cdot L = 16$$

$$F_{wZ} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{refZ}}$$

$$F_{wZ} = 1.431 \times 10^4$$

Vindkraft i lengderetning

$$F_{wy} := 0.25 \cdot F_{wX}$$

$$F_{wy} = 484.498$$

Vindlast på bru med trafikklast

$$\frac{H}{w} := 1 \quad h_{\text{trafikk}} := 2$$

$$d_{\text{tottrafikk}} := H + h_{\text{trafikk}}$$

$$d_{\text{tottrafikk}} = 3$$

$$v := 35$$

$$q_{\text{ptrafikk}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v^2 = 765.625$$

Vindkraft i tværr:

$$c_{\text{etrafikk}} := \frac{q_{\text{ptrafikk}}}{q_b} = 1.812$$

$$\frac{B}{d_{\text{tottrafikk}}} = 5.333$$

$$C_{\text{trafikk}} := c_{\text{etrafikk}} \cdot c_{\text{fx}} = 2.356$$

$$A_{\text{refxtrafikk}} := d_{\text{tottrafikk}} \cdot L = 3$$

$$F_{\text{wxtrafikk}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{\text{trafikk}} \cdot A_{\text{refxtrafikk}} = 2.986 \times 10^3$$

Vertikalt

$$c_{\text{fztrafikk}} := 0.9$$

$$C_{\text{ztrafikk}} := c_{\text{etrafikk}} \cdot c_{\text{fztrafikk}} = 1.631$$

$$A_{\text{refztrafikk}} := B \cdot L = 16$$

$$F_{\text{wztrafikk}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{\text{ztrafikk}} \cdot A_{\text{refztrafikk}} = 1.103 \times 10^4$$

Lengderetning

$$F_{\text{wytrafikk}} := 0.25 \cdot F_{\text{wxtrafikk}} = 746.484$$

Kontroll

$$v_{\text{skontroll}} := \frac{v}{\sqrt{(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v)}} = 22.973$$

$$v_{\text{btrafikk}} := \frac{v_{\text{skontroll}}}{c_r \cdot c_0} = 22.82$$

$$v_{\text{b0trafikk}} := \frac{v_{\text{btrafikk}}}{1} = 22.82 \quad v_{\text{b0}} := v_{\text{b}}$$

$$\frac{v_{\text{b0trafikk}}}{v_{\text{b0}}} = 0.878 \quad \text{OK}$$

Vedlegg K: Beregning av temperaturlaster

Temperaturberegninger

$$T_{M,\text{heat}} := 15$$

$$T_{M,\text{cool}} := 8$$

$$o_N := 0.35$$

$$o_M := 0.75$$

$$T_{N,\text{con}} := -10$$

$$T_{N,\text{exp}} := 21$$

$$T_{M,\text{heat}} + o_N \cdot T_{N,\text{exp}} = 22.35$$

$$T_{M,\text{heat}} + o_N \cdot T_{N,\text{con}} = 11.5$$

$$T_{M,\text{cool}} + o_N \cdot T_{N,\text{exp}} = 15.35$$

$$T_{M,\text{cool}} + o_N \cdot T_{N,\text{con}} = 4.5$$

$$o_M \cdot T_{M,\text{heat}} + T_{N,\text{exp}} = 32.25$$

$$o_M \cdot T_{M,\text{heat}} + T_{N,\text{con}} = 1.25$$

$$o_M \cdot T_{M,\text{cool}} + T_{N,\text{exp}} = 27$$

$$o_M \cdot T_{M,\text{cool}} + T_{N,\text{con}} = -4$$

Vedlegg L: Beregning av trafikklaster

Horisontal trafikklaster:

$$\alpha_Q := 1$$

$$\alpha_{q1} := 0.6$$

$$Q_1 := 300$$

$$q_1 := 9$$

$$w := 3.25$$

$$L := 67$$

$$Q_{H1} := 0.6 \cdot \alpha_Q \cdot 2 \cdot Q_1 + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_1 \cdot w \cdot L$$

$$Q_{H1} = 477.585$$

$$180 \cdot \alpha_Q < Q_{H1} < 900 = 1$$

Last til NovaFrame:

$$\frac{Q_{H1}}{L} = 7.128$$

Sidelast:

$$Q_{HS} := 0.25 \cdot Q_{H1}$$

$$Q_{HS} = 119.396$$

$$\frac{Q_{HS}}{L} = 1.782$$

Vedlegg M: Verifikasjon av moment på grunn av egenlast

Verifikasjon av egenlast

$$E_{cm} := 36283 \quad g := 316.25$$

$$L_1 := 9000 \quad L_2 := 18000 \quad L_3 := 22000 \quad L_4 := 8000$$

$$L_5 := 10000 \quad L_6 := 5000$$

$$I_1 := 6.004 \cdot 10^{11} \quad I_2 := \frac{12000 \cdot 1000^3}{12} = 1 \times 10^{12} \quad I_3 := \frac{\pi \cdot 1000^4}{64} = 4.909 \times 10^{10}$$

Stivhet overbygning

Stivhet vegg

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_1 = 2.178 \times 10^{16}$$

$$EI_2 := E_{cm} \cdot I_2 = 3.628 \times 10^{16}$$

Stivhet 2 søyler

$$EI_3 := 2E_{cm} \cdot I_3 = 3.562 \times 10^{15}$$

$$K_{1.1} := \left(\frac{4 \cdot EI_2}{L_4} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_1} \right)$$

$$K_{2.2} := \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_1} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_2}{L_4} \right)$$

$$R_k := 0$$

$$R_{0.2} := \begin{pmatrix} \frac{L_1^2}{-g \cdot 12} \\ -g \cdot \frac{L_2^2}{12} + g \cdot \frac{L_1^2}{12} \\ -g \cdot \frac{L_3^2}{12} + g \cdot \frac{L_2^2}{12} \\ -g \cdot \frac{L_2^2}{8} + g \cdot \frac{L_3^2}{12} \end{pmatrix} \quad R_{0.2} = \begin{pmatrix} -2.135 \times 10^9 \\ -6.404 \times 10^9 \\ -4.217 \times 10^9 \\ -5.271 \times 10^7 \end{pmatrix} \quad R_2 := R_k - R_{0.2} = \begin{pmatrix} 2.135 \times 10^9 \\ 6.404 \times 10^9 \\ 4.217 \times 10^9 \\ 5.271 \times 10^7 \end{pmatrix}$$

$$K_{\text{stivhet.2}} := \begin{bmatrix} K_{1.1} \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_1} \right) & 0 & 0 \\ \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_1} & K_{2.2} & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_2} \right) & 0 \\ 0 & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_2} \right) & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_3}{L_5} \right) & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_3} \right) \\ 0 & 0 & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_3} \right) & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) \end{bmatrix}$$

$$r_2 := K_{\text{stivhet.2}}^{-1} \cdot R_2 = \begin{pmatrix} 4.89 \times 10^{-5} \\ 1.599 \times 10^{-4} \\ 3.903 \times 10^{-4} \\ -8.184 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

Momenter

$$M_{A.p} := \frac{g \cdot L_1^2}{12} = 2.135 \times 10^9 \quad M_{A.k.h} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot 4.89 \cdot 10^{-5}}{L_1} = 4.734 \times 10^8$$

$$M_{A.k.u.k} := \frac{4 \cdot EI_2 \cdot 4.89 \cdot 10^{-5}}{L_4}$$

$$M_{A.h} := (M_{A.k.h} - M_{A.p}) \cdot 10^{-6} = -1.661 \times 10^3$$

$$M_{B.k.v} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot 1.599 \cdot 10^{-4}}{L_1} = 1.548 \times 10^9$$

$$M_{B.v.p} := g \cdot \frac{L_1^2}{12} = 2.135 \times 10^9$$

$$M_{B.v} := \left[\left(\frac{M_{A.k.h}}{2} \right) + M_{B.k.v} + M_{B.v.p} \right] \cdot 10^{-6} = -3.92 \times 10^3$$

$$M_{B.k.h} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot 1.599 \cdot 10^{-4}}{L_2} = 7.741 \times 10^8$$

$$M_{B.h.p} := g \cdot \frac{L_2^2}{12} = 8.539 \times 10^9$$

$$M_{C.k.v} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot 3.903 \cdot 10^{-4}}{L_2} = 1.889 \times 10^9$$

$$M_{B.h} := \left[\left(\frac{M_{C.k.v}}{2} \right) + M_{B.k.h} - M_{B.h.p} \right] \cdot 10^{-6} = -6.82 \times 10^3$$

$$M_{C.k.h} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot 3.903 \cdot 10^{-4}}{L_3} = 1.546 \times 10^9$$

$$M_{C.v.p} := \frac{g \cdot L_2^2}{12} = 8.539 \times 10^9$$

$$M_{C.h.p} := \frac{g \cdot L_3^2}{12} = 1.276 \times 10^{10}$$

$$M_{C.v.p} \cdot 10^{-6} = 8.539 \times 10^3$$

$$M_{C.h.p} \cdot 10^{-6} = 1.276 \times 10^4$$

$$M_{C.v} := \left[M_{C.v.p} + M_{C.k.v} + \left(\frac{M_{B.k.h}}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} = -1.082 \times 10^4$$

$$M_{D.k.v} := \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) \cdot -8.184 \cdot 10^{-5} = -3.242 \times 10^8$$

$$M_{C,h} := \left[-M_{C,h,p} + M_{C,k,h} + \left(\frac{M_{D,k,v}}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} = -1.137 \times 10^4$$

$$M_{D,k,h} := \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_4} \right) \cdot -8.184 \cdot 10^{-5} = -8.914 \times 10^8$$

$$M_{D,p,v} := \frac{g \cdot L_3^2}{12} = 1.276 \times 10^{10} \quad M_{D,p,h} := \frac{g \cdot L_2^2}{8} = 1.281 \times 10^{10}$$

$$M_{D,v} := \left[M_{D,k,v} + M_{D,p,v} + \left(\frac{M_{C,k,h}}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} = -1.32 \times 10^4$$

$$M_{D,h} := (M_{D,k,h} - M_{D,p,h}) \cdot 10^{-6} = -1.37 \times 10^4$$

Errorer

$$M_{A.h.Nova} := 284.1 \quad M_{A.h.error} := \frac{M_{A.h}}{M_{A.h.Nova}} = -5.847$$

$$M_{B.v.Nova} := -5016.6 \quad M_{B.v.error} := \frac{M_{B.v}}{M_{B.v.Nova}} = 0.781$$

$$M_{B.h.Nova} := -6741.2 \quad M_{B.h.error} := \frac{M_{B.h}}{M_{B.h.Nova}} = 1.012$$

$$M_{C.v.Nova} := -10829.7 \quad M_{C.v.error} := \frac{M_{C.v}}{M_{C.v.Nova}} = 0.999$$

$$M_{C.h.Nova} := -11336.2 \quad M_{C.h.error} := \frac{M_{C.h}}{M_{C.h.Nova}} = 1.003$$

$$M_{D.v.Nova} := -13031.5 \quad M_{D.v.error} := \frac{M_{D.v}}{M_{D.v.Nova}} = 1.013$$

$$M_{D.h.Nova} := M_{D.v.Nova} \quad M_{D.h.error} := \frac{M_{D.h}}{M_{D.h.Nova}} = 1.051$$

Vedlegg N: Verifikasjon av reaksjonskrefter i opplagerene

Verifikasjon opplagerreaksjoner

$$L_1 := 9000 \quad L_2 := 18000 \quad L_3 := 22000 \quad L_4 := 8000$$

$$L_5 := 10000 \quad L_6 := 5000$$

$$I_1 := 6.004 \cdot 10^{11} \quad I_2 := \frac{12000 \cdot 1000^3}{12} = 1 \times 10^{12} \quad I_3 := \frac{\pi \cdot 1000^4}{64} = 4.909 \times 10^{10}$$

$$E_{cm} := 36283 \quad g := 316.25$$

Stivhet overbygning

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_1 = 2.178 \times 10^{16}$$

Stivhet vegg

$$EI_2 := E_{cm} \cdot I_2 = 3.628 \times 10^{16}$$

Stivhet 2 søyler

$$EI_3 := 2E_{cm} \cdot I_3 = 3.562 \times 10^{15}$$

$$r_1 := 4.89 \cdot 10^{-5} \quad r_2 := 1.599 \cdot 10^{-4} \quad r_3 := 3.903 \cdot 10^{-4} \quad r_4 := -8.184 \cdot 10^{-5}$$

$$V_{A.1} := 6 \cdot EI_1 \cdot \frac{r_1}{L_1^2} = 7.891 \times 10^4 \quad V_{B.h.2} := 6 \cdot EI_1 \cdot \frac{r_2}{L_2^2} = 6.451 \times 10^4$$

$$V_{B.v.1} := -V_{A.1} = -7.891 \times 10^4 \quad V_{C.v.2} := -V_{B.h.2} = -6.451 \times 10^4$$

$$V_{A.2} := 6 \cdot EI_1 \cdot \frac{r_2}{L_1^2} = 2.58 \times 10^5$$

$$V_{B.v.2} := -V_{A.2} = -2.58 \times 10^5$$

$$V_{B.h.3} := 6 \cdot EI_1 \cdot \frac{r_3}{L_2^2} = 1.575 \times 10^5$$

$$V_{C.h.4} := 6 \cdot EI_1 \cdot \frac{r_4}{L_3^2} = -2.21 \times 10^4$$

$$V_{C.v.3} := -V_{B.h.3} = -1.575 \times 10^5$$

$$V_{D.v.4} := -V_{C.h.4} = 2.21 \times 10^4$$

$$V_{C.h.3} := 6 \cdot EI_1 \cdot \frac{r_3}{L_3^2} = 1.054 \times 10^5$$

$$V_{D.h.4} := 6 \cdot EI_1 \cdot \frac{r_4}{L_2^2} = -3.302 \times 10^4$$

$$V_{D.v.3} := -V_{C.h.3} = -1.054 \times 10^5$$

$$V_{E.4} := -V_{D.h.4} = 3.302 \times 10^4$$

$$V_A := \left(V_{A.1} + V_{A.2} - g \cdot \frac{L_1}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -1.086 \times 10^3$$

$$V_{B.v} := \left(V_{B.v.1} + V_{B.v.2} - g \cdot \frac{L_1}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -1.76 \times 10^3$$

$$V_{B.h} := \left(V_{B.h.2} + V_{B.h.3} - g \cdot \frac{L_2}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -2.624 \times 10^3$$

$$V_{C.v} := \left(V_{C.v.2} + V_{C.v.3} - g \cdot \frac{L_2}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -3.068 \times 10^3$$

$$V_{C.h} := \left(V_{C.h.3} + V_{C.h.4} - g \cdot \frac{L_3}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -3.395 \times 10^3$$

$$V_{D.v} := \left(V_{D.v.3} + V_{D.v.4} - g \cdot \frac{L_3}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -3.562 \times 10^3$$

$$V_{D.h} := \left(V_{D.h.4} - g \cdot \frac{L_2}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -2.879 \times 10^3$$

$$V_E := \left(V_{E.4} - g \cdot \frac{L_2}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -2.813 \times 10^3$$

$$\overset{\text{ww}}{A} := -V_A = 1.086 \times 10^3 \quad A_{\text{Nova}} := 834.16$$

$$B := -(V_{B.v} + V_{B.h}) = 4.384 \times 10^3 \quad B_{\text{Nova}} := 4631.21$$

$$\overset{\text{ww}}{C} := -(V_{C.v} + V_{C.h}) = 6.464 \times 10^3 \quad C_{\text{Nova}} := 2.3237.53 = 6.475 \times 10^3$$

$$D := -(V_{D.h} + V_{D.v}) = 6.441 \times 10^3 \quad D_{\text{Nova}} := 2.3563.02 = 7.126 \times 10^3$$

$$E := -V_E = 2.813 \times 10^3 \quad E_{\text{Nova}} := 2122.28$$

$$A_{\text{error}} := \frac{A}{A_{\text{Nova}}} = 1.302$$

$$B_{\text{error}} := \frac{B}{B_{\text{Nova}}} = 0.947$$

$$C_{\text{error}} := \frac{C}{C_{\text{Nova}}} = 0.998$$

$$D_{\text{error}} := \frac{D}{D_{\text{Nova}}} = 0.904$$

$$E_{\text{error}} := \frac{E}{E_{\text{Nova}}} = 1.326$$

Vedlegg O: Verifikasjon av krefter fra spennarmering

Verifikasjon spennarmering

$$P_{\max.1} := 2.657 \cdot 10^6 \cdot 36$$

$$P_{\max.2} := -2.657 \cdot 10^6 \cdot 18$$

$$e_{ok} := 176.1$$

$$e_{uk} := 233.3$$

$$M_{p.ok} := P_{\max.1} \cdot e_{ok} \cdot 10^{-6} = 1.684 \times 10^4$$

$$M_{p.uk} := -P_{\max.1} \cdot e_{uk} \cdot 10^{-6} = -2.232 \times 10^4$$

Støtte B

$$M_{full.B.v.Nova} := 11020.91$$

$$M_{full.B.h.Nova} := 13253.68$$

$$M_{tvang.B.v.Nova} := 94.46$$

$$M_{tvang.B.h.Nova} := 2799.27$$

$$M_{p.B.v.Nova} := M_{full.B.v.Nova} - M_{tvang.B.v.Nova} = 1.093 \times 10^4$$

$$M_{p.B.h.Nova} := M_{full.B.h.Nova} - M_{tvang.B.h.Nova} = 1.045 \times 10^4$$

Tap hentet fra element 200

$$M_{p.B.v} := M_{p.ok} \cdot (1 - \text{tap}_{B.v}) = 1.044 \times 10^4$$

$$\text{tap}_{B.v} := \frac{0.5067 + 0.2541}{2} = 0.38$$

$$M_{p.B.h} := M_{p.B.v} = 1.044 \times 10^4$$

$$\text{tap}_{B.h} := \text{tap}_{B.v} = 0.38$$

$$M_{p.B.v.error} := \frac{M_{p.B.v}}{M_{p.B.v.Nova}} = 0.955$$

$$M_{p.B.h.error} := \frac{M_{p.B.h}}{M_{p.B.h.Nova}} = 0.998$$

Felt AB

$$M_{p.felt.AB} := P_{max.2} \cdot e_{uk} \cdot 10^{-6} \cdot (1 - 0.2978) = -7.835 \times 10^3$$

Tap hentet fra start element 140

$$M_{full.felt.AB.Nova} := -5144.37$$

$$M_{tvang.felt.AB.Nova} := 1576.35$$

$$M_{p.felt.AB.Nova} := M_{full.felt.AB.Nova} - M_{tvang.felt.AB.Nova} = -6.721 \times 10^3$$

$$M_{p.felt.AB.error} := \frac{M_{p.felt.AB}}{M_{p.felt.AB.Nova}} = 1.166$$

Felt BC

$$M_{full.felt.BC.Nova} := -8096.8$$

$$M_{tvang.felt.BC.Nova} := 5739.74$$

$$M_{p.felt.BC.Nova} := M_{full.felt.BC.Nova} - M_{tvang.felt.BC.Nova} = -1.384 \times 10^4$$

Tap hentet fra x/l 0.5 element 240

$$tap_{felt.BC} := \frac{0.4571 + 0.3042}{2} = 0.381$$

$$M_{p.felt.BC} := M_{p.uk} \cdot (1 - tap_{felt.BC}) = -1.382 \times 10^4$$

$$M_{p.felt.BC.error} := \frac{M_{p.felt.BC}}{M_{p.felt.BC.Nova}} = 0.999$$

Støtte C

$$M_{\text{full,C.v.Nova}} := 19126.64$$

$$M_{\text{full,C.h.Nova}} := 18858.15$$

$$M_{\text{tvang,C.v.Nova}} := 8680.21$$

$$M_{\text{tvang,C.h.Nova}} := 7842.92$$

$$M_{\text{p,C.v}} := M_{\text{full,C.v.Nova}} - M_{\text{tvang,C.v.Nova}} = 1.045 \times 10^4$$

$$M_{\text{p,C.h}} := M_{\text{full,C.h.Nova}} - M_{\text{tvang,C.h.Nova}} = 1.102 \times 10^4$$

$$M_{\text{p,C}} := M_{\text{p,ok}}(1 - \text{tap}_C) = 1.043 \times 10^4$$

$$M_{\text{p,C.v.error}} := \frac{M_{\text{p,C}}}{M_{\text{p,C.v}}} = 0.998$$

$$M_{\text{p,C.h.error}} := \frac{M_{\text{p,C}}}{M_{\text{p,C.h}}} = 0.947$$

Tap hentet fra element
300

$$\text{tap}_C := \frac{0.4054 + 0.3562}{2} = 0.381$$

Felt CD

$$M_{\text{full.felt.CD.Nova}} := -7087.73$$

$$M_{\text{tvang.felt.CD.Nova}} := 6847.71$$

$$M_{\text{p.felt.CD.Nova}} := M_{\text{full.felt.CD.Nova}} - M_{\text{tvang.felt.CD.Nova}} = -1.394 \times 10^4$$

Tap hentet fra x/l 0.5
element 340

$$M_{\text{p.felt.CD}} := M_{\text{p,uk}}(1 - \text{tap}_{\text{felt.CD}}) = -1.392 \times 10^4$$
$$\text{tap}_{\text{felt.CD}} := \frac{0.3385 + 0.4139}{2} = 0.376$$

$$M_{p.felt.CD.error} := \frac{M_{p.felt.CD}}{M_{p.felt.CD.Nova}} = 0.999$$

Støtte D

$$M_{full.D.Nova} := 16392.37$$

$$M_{tvang.D.Nova} := 5852.51$$

$$M_{p.D.Nova} := M_{full.D.Nova} - M_{tvang.D.Nova} = 1.054 \times 10^4$$

**Tap hentet fra
element 400**

$$M_{p.D} := M_{p.ok} \cdot (1 - \text{tap}_D) = 1.052 \times 10^4$$

$$\text{tap}_D := \frac{0.2783 + 0.4724}{2} = 0.375$$

$$M_{p.D.error} := \frac{M_{p.D}}{M_{p.D.Nova}} = 0.998$$

Felt DE

$$M_{full.felt.DE.Nova} := -5903.25$$

$$M_{tvang.felt.DE.Nova} := 2341$$

$$M_{p.DE.Nova} := M_{full.felt.DE.Nova} - M_{tvang.felt.DE.Nova} = -8.244 \times 10^3$$

$$M_{p.DE} := (P_{\max.2} \cdot e_{uk}) \cdot 10^{-6} \cdot (1 - 0.262) = -8.234 \times 10^3$$

**Tap hentet fra
element 460**

$$M_{p.DE.error} := \frac{M_{p.DE}}{M_{p.DE.Nova}} = 0.999$$

Vedlegg P: Verifikasjon av momenter på grunn av vindlast

Verifikasjon vind uten trafikk

$$E_{cm} := 36283 \quad g := 14.3$$

$$L_1 := 9000 \quad L_2 := 18000 \quad L_3 := 22000 \quad L_4 := 8000$$

$$L_5 := 10000 \quad L_6 := 5000$$

$$I_1 := 6.004 \cdot 10^{11} \quad I_2 := \frac{12000 \cdot 1000^3}{12} = 1 \times 10^{12} \quad I_3 := \frac{\pi \cdot 1000^4}{64} = 4.909 \times 10^{10}$$

Stivhet overbygning

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_1 = 2.178 \times 10^{16}$$

Stivhet vegg

$$EI_2 := E_{cm} \cdot I_2 = 3.628 \times 10^{16}$$

Stivhet 2 søyler

$$EI_3 := 2E_{cm} \cdot I_3 = 3.562 \times 10^{15} \quad R_k := 0$$

$$K_{1,1} := \left(\frac{4 \cdot EI_2}{L_4} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_1} \right)$$

$$K_{2,2} := \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_1} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_2}{L_4} \right)$$

$$R_{0,2} := \begin{pmatrix} L_1^2 \\ -g \cdot \frac{L_1^2}{12} \\ -g \cdot \frac{L_2^2}{12} + g \cdot \frac{L_1^2}{12} \\ -g \cdot \frac{L_3^2}{12} + g \cdot \frac{L_2^2}{12} \\ -g \cdot \frac{L_2^2}{8} + g \cdot \frac{L_3^2}{12} \end{pmatrix} \quad R_{0,2} = \begin{pmatrix} -9.652 \times 10^7 \\ -2.896 \times 10^8 \\ -1.907 \times 10^8 \\ -2.383 \times 10^6 \end{pmatrix}$$

$$R_2 := R_k - R_{0,2} = \begin{pmatrix} 9.652 \times 10^7 \\ 2.896 \times 10^8 \\ 1.907 \times 10^8 \\ 2.383 \times 10^6 \end{pmatrix}$$

$$K_{\text{stivhet},2} := \begin{bmatrix} K_{1,1} \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_1} \right) & 0 & 0 \\ \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_1} & K_{2,2} & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_2} \right) & 0 \\ 0 & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_2} \right) & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_3}{L_5} \right) & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_3} \right) \\ 0 & 0 & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_3} \right) & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) \end{bmatrix}$$

$$r := K_{\text{stivhet.2}}^{-1} \cdot R_2 = \begin{pmatrix} 2.211 \times 10^{-6} \\ 7.23 \times 10^{-6} \\ 1.765 \times 10^{-5} \\ -3.7 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$r_1 := 2.211 \cdot 10^{-6}$$

$$r_2 := 7.23 \cdot 10^{-6}$$

$$r_3 := 1.765 \cdot 10^{-5}$$

$$r_4 := -3.7 \cdot 10^{-6}$$

Momenter

$$M_{A.p} := \frac{g \cdot L_1^2}{12} = 9.652 \times 10^7$$

$$M_{A.k.u.k} := \frac{4 \cdot EI_2 \cdot r_1}{L_4}$$

$$M_{A.k.h} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_1}{L_1} = 2.141 \times 10^7$$

$$M_{A.h} := (M_{A.k.h} - M_{A.p}) \cdot 10^{-6} = -75.118$$

$$M_{B.k.v} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_2}{L_1} = 7 \times 10^7$$

$$M_{B.v.p} := g \cdot \frac{L_1^2}{12} = 9.652 \times 10^7$$

$$M_{B.v} := - \left[\left(\frac{M_{A.k.h}}{2} \right) + M_{B.k.v} + M_{B.v.p} \right] \cdot 10^{-6} = -177.229$$

$$M_{B.k.h} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_2}{L_2} = 3.5 \times 10^7$$

$$M_{B.h.p} := g \cdot \frac{L_2^2}{12} = 3.861 \times 10^8$$

$$M_{C.k.v} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_3}{L_2} = 8.544 \times 10^7$$

$$M_{B.h} := \left[\left(\frac{M_{C.k.v}}{2} \right) + M_{B.k.h} - M_{B.h.p} \right] \cdot 10^{-6} = -308.378$$

$$M_{C.v.p} := \frac{g \cdot L_2^2}{12} = 3.861 \times 10^8$$

$$M_{C.k.h} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_3}{L_3} = 6.991 \times 10^7$$

$$M_{C.v.p} \cdot 10^{-6} = 386.1$$

$$M_{C.h.p} := \frac{g \cdot L_3^2}{12} = 5.768 \times 10^8$$

$$M_{C.h.p} \cdot 10^{-6} = 576.767$$

$$M_{C.v} := \left[M_{C.v.p} + M_{C.k.v} + \left(\frac{M_{B.k.h}}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} = -489.043$$

$$M_{D.k.v} := \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) \cdot r_4 = -1.465 \times 10^7$$

$$M_{C.h} := \left[-M_{C.h.p} + M_{C.k.h} + \left(\frac{M_{D.k.v}}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} = -514.186$$

$$M_{D.k.h} := \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_4} \right) \cdot r_4 = -4.03 \times 10^7$$

$$M_{D.p.v} := \frac{g \cdot L_3^2}{12} = 5.768 \times 10^8$$

$$M_{D.p.h} := \frac{g \cdot L_2^2}{8} = 5.792 \times 10^8$$

$$M_{D,v} := \left[M_{D,k,v} + M_{D,p,v} + \left(\frac{M_{C,k,h}}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} = -597.066$$

$$M_{D,h} := (M_{D,k,h} - M_{D,p,h}) \cdot 10^{-6} = -619.451$$

Errorer

$$M_{A.h.Nova} := 12.8$$

$$M_{A.h.error} := \frac{M_{A.h}}{M_{A.h.Nova}} = -5.869$$

$$M_{B.v.Nova} := -226.8$$

$$M_{B.v.error} := \frac{M_{B.v}}{M_{B.v.Nova}} = 0.781$$

$$M_{B.h.Nova} := -304.8$$

$$M_{B.h.error} := \frac{M_{B.h}}{M_{B.h.Nova}} = 1.012$$

$$M_{C.v.Nova} := -489.7$$

$$M_{C.v.error} := \frac{M_{C.v}}{M_{C.v.Nova}} = 0.999$$

$$M_{C.h.Nova} := -512.6$$

$$M_{C.h.error} := \frac{M_{C.h}}{M_{C.h.Nova}} = 1.003$$

$$M_{D.v.Nova} := -589.3$$

$$M_{D.v.error} := \frac{M_{D.v}}{M_{D.v.Nova}} = 1.013$$

$$M_{D.h.Nova} := M_{D.v.Nova}$$

$$M_{D.h.error} := \frac{M_{D.h}}{M_{D.h.Nova}} = 1.051$$

Vedlegg Q: Verifikasjon av momenter på grunn av temperaturlaster

Verifikasjon av temperaturlaster

$$E_{cm} := 36283 \quad \alpha_T := 316.25$$

$$L_1 := 9000 \quad L_2 := 18000 \quad L_3 := 22000 \quad L_4 := 8000$$

$$L_5 := 10000 \quad L_6 := 5000$$

$$I_1 := 6.004 \cdot 10^{11} \quad I_2 := \frac{12000 \cdot 1000^3}{12} = 1 \times 10^{12} \quad I_3 := \frac{\pi \cdot 1000^4}{64} = 4.909 \times 10^{10}$$

Stivhet overbygning

Stivhet vegg

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_1 = 2.178 \times 10^{16} \quad R_k := 0 \quad EI_2 := E_{cm} \cdot I_2 = 3.628 \times 10^{16}$$

Stivhet 2 søyler

$$EI_3 := 2E_{cm} \cdot I_3 = 3.562 \times 10^{15} \quad K_{1.1} := \left(\frac{4 \cdot EI_2}{L_4} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_1} \right)$$

$$K_{2.2} := \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_1} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_2}{L_4} \right)$$

$$\Delta T_{m,heat} := 15 \quad h := 800$$

$$\alpha_T := 10^{-5}$$

$$\Delta T_g := \frac{\Delta T_{m,heat}}{2}$$

$$\varepsilon_{0k} := \alpha_T \cdot \Delta T_g = 7.5 \times 10^{-5}$$

$$\kappa := \frac{\varepsilon_0}{\frac{h}{2}} = 1.875 \times 10^{-7}$$

$$M_0 := EI_1 \cdot \kappa = 4.085 \times 10^9$$

$$\underline{\underline{R}} := \begin{pmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{pmatrix}$$

$$\underline{\underline{K}} := \begin{bmatrix} K_{1.1} & \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_1} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_1} & K_{2.2} & \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_2} \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_3}{L_5} \right) & \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{4 \cdot EI_1}{2 \cdot L_3} & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_3} \right) + \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) & \frac{4 \cdot EI_1}{2L_2} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{4 \cdot EI_1}{2L_2} & \left(\frac{4 \cdot EI_1}{L_2} \right) \end{bmatrix}$$

$$r := K^{-1} \cdot R = \begin{pmatrix} -1.5 \times 10^{-4} \\ 1.851 \times 10^{-5} \\ 5.025 \times 10^{-5} \\ -2.821 \times 10^{-4} \\ 9.848 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

$$r_1 := -1.5 \cdot 10^{-4} \quad r_2 := 1.851 \cdot 10^{-5} \quad r_3 := 5.025 \cdot 10^{-5}$$

$$r_4 := -2.821 \cdot 10^{-4} \quad r_5 := 9.848 \cdot 10^{-4}$$

$$M_{A.1} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_1 \cdot 10^{-6}}{L_1} = -1.452 \times 10^3$$

$$M_{B.v.1} := \frac{M_{A.1}}{2} = -726.144$$

$$M_{A.2} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_2 \cdot 10^{-6}}{L_1 \cdot 2} = 89.606$$

$$M_{B.v.2} := M_{A.2} \cdot 2 = 179.212$$

$$M_{B.h.2} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_2 \cdot 10^{-6}}{L_2} = 89.606$$

$$M_{C.v.2} := \frac{M_{B.h.2}}{2} = 44.803$$

$$M_{B.h.3} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_3 \cdot 10^{-6}}{2 \cdot L_2} = 121.629$$

$$M_{D.h.5} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_5 \cdot 10^{-6}}{2 \cdot L_2} = 2.384 \times 10^3$$

$$M_{E.5} := 2 \cdot M_{D.h.5} = 4.767 \times 10^3$$

$$M_{C.v.3} := 2 \cdot M_{B.h.3} = 243.258$$

$$M_{A.Nova} := 2204.6$$

$$M_{B.v.Nova} := 5197.2$$

$$M_{C.h.3} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_3 \cdot 10^{-6}}{L_3} = 199.029$$

$$M_{B.h.Nova} := 4072.3$$

$$M_{C.v.Nova} := 3917.9$$

$$M_{D.v.3} := \frac{M_{C.h.3}}{2} = 99.515$$

$$M_{C.h.Nova} := 3738.1$$

$$M_{D.v.Nova} := 5086.1$$

$$M_{C.h.4} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_4 \cdot 10^{-6}}{2L_3} = -558.669$$

$$M_{D.h.Nova} := M_{D.v.Nova} = 5.086 \times 10^3$$

$$M_{E.Nova} := 0$$

$$M_{D.v.4} := 2 \cdot M_{C.h.4} = -1.117 \times 10^3$$

$$M_{D.h.4} := \frac{4 \cdot EI_1 \cdot r_4 \cdot 10^{-6}}{L_2} = -1.366 \times 10^3$$

$$M_{E.4} := \frac{M_{D.h.4}}{2} = -682.817$$

$$M_A := M_0 \cdot 10^{-6} + M_{A.1} + M_{A.2} = 2.722 \times 10^3$$

$$M_{B.v} := -M_0 \cdot 10^{-6} + M_{B.v.1} + M_{B.v.2} = -4.631 \times 10^3$$

$$M_{B.h} := M_0 \cdot 10^{-6} + M_{B.h.2} + M_{B.h.3} = 4.296 \times 10^3$$

$$M_{C.v} := -M_0 \cdot 10^{-6} + M_{C.v.2} + M_{C.v.3} = -3.796 \times 10^3$$

$$M_{C.h} := M_0 \cdot 10^{-6} + M_{C.h.3} + M_{C.h.4} = 3.725 \times 10^3$$

$$M_{D.v} := -M_0 \cdot 10^{-6} + M_{D.v.3} + M_{D.v.4} = -5.102 \times 10^3$$

$$M_{D.h} := M_0 \cdot 10^{-6} + M_{D.h.4} + M_{D.h.5} = 5.103 \times 10^3$$

$$M_E := -M_0 \cdot 10^{-6} + M_{E.4} + M_{E.5} = 0$$

$$M_{A.error} := \frac{M_A}{M_{A.Nova}} = 1.235$$

$$M_{B.v.error} := \frac{M_{B.v}}{M_{B.v.Nova}} = -0.891$$

$$M_{B.h.error} := \frac{M_{B.h}}{M_{B.h.Nova}} = 1.055$$

$$M_{C.v.error} := \frac{M_{C.v}}{M_{C.v.Nova}} = -0.969$$

$$M_{C.h.error} := \frac{M_{C.h}}{M_{C.h.Nova}} = 0.996$$

$$M_{D.v.error} := \frac{M_{D.h}}{M_{D.h.Nova}} = 1.003$$

$$M_{D.h.error} := \frac{M_{D.h}}{M_{D.h.Nova}} = 1.003$$

Vedlegg R: Verifikasjon av momenter på grunn av trafikklaster

Moment på grunn av jevnt fordelt last:

Fast innspent:

$$q := 16.2 + 3 \cdot 7.5 = 38.7 \quad L_{\text{ww}} := 22 \quad P := 600$$

$$M_{1,1} := \frac{q \cdot L^2}{24} = 780.45$$

Fritt opplagt:

$$M_{1,2} := \frac{q \cdot L^2}{8} = 2.341 \times 10^3 \quad M_{1,\text{snitt}} := \frac{M_{1,1} + M_{1,2}}{2} = 1.561 \times 10^3$$

Momenter på grunn av punktlast på midten:

Fast innspent:

$$M_{2,1} := (2 \cdot P) \cdot \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{L^3} = 1.65 \times 10^3$$

Fritt opplagt:

$$M_{2,2} := (P) \cdot \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{L}{2}\right)}{L} = 3.3 \times 10^3$$

$$M_{2,\text{snitt}} := \frac{M_{2,1} + M_{2,2}}{2} = 2.475 \times 10^3$$

Momenter på grunn av punktlast ved 15.4 meter fra venstre

Fast innspent:

$$M_{3,1} := (2 \cdot P) \cdot \frac{(L - 15.4)^2 \cdot (L - 6.6)^2}{L^3} = 1.164 \times 10^3$$

Fritt opplagt:

$$M_{3,2} := (P) \cdot \frac{(L - 15.4) \cdot (L - 6.6)}{L} = 2.772 \times 10^3$$

$$M_{3,\text{snitt}} := \frac{M_{3,1} + M_{3,2}}{2} = 1.968 \times 10^3$$

Dette momentet ligger ved 15.4 meter, vil ha momentet ved 11 meter (midten)

$$M_{3,\text{midt}} := \frac{11 \cdot M_{3,\text{snitt}}}{15.4} = 1.406 \times 10^3$$

$$M_{\text{sum}} := M_{1,\text{snitt}} + M_{2,\text{snitt}} + M_{3,\text{midt}} = 5.442 \times 10^3$$

$$M_{\text{Nova}} := 4481.8$$

$$M_{\text{error}} := \frac{M_{\text{Nova}}}{M_{\text{sum}}} = 0.824$$

Vedlegg S: Dimensjonering med hensyn på moment i lengderetningen

Dimensjonering i bruddgrensetilstand:

$$\gamma_s := 1.15$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ctm} := 3.8$$

$$f_{ck} := 45$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5$$

$$f_{yk} := 500$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783$$

$$b_{bunn} := 12000$$

$$b_{topp} := 16000$$

$$b_{eff} := 12000 - 150 = 1.185 \times 10^4$$

$$y := 423.581$$

$$e_{felt} := y - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 233.231$$

$$e_{støtte} := (800 - y) - \left(135 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 176.069$$

$$h := 800$$

$$\Phi_{byggemaal} := 30$$

$$\Phi_{25} := \pi \cdot 12.5^2 = 490.874$$

Påfører spennkraftetter 28 døgn herdetid:

$$\gamma_{p,max} := 1.1$$

$$\gamma_{p,min} := 0.9$$

$$N_{Ed,a1} := \gamma_{p,max} \cdot P_{max} \cdot 12$$

$$f_{ctk,0.05} := 2.7$$

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.53$$

$$E_p := 195000$$

$$E_{cm} := 36000$$

$$E_s := 200000$$

$$f_{p0,1k} := 1640$$

$$f_{pk} := 1860$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1.426 \times 10^3$$

$$A_p := 1800$$

$$\sigma_{p0} := 0.85 \cdot f_{p0,1k} = 1.394 \times 10^3$$

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 7.149 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$\epsilon_{c3} := 1.75 \cdot 10^{-3}$$

$$P_{max} := 0.9 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p = 2.657 \times 10^6$$

Kontroll av moment over støtte:

Slakkarmering: antar at d virker fra midt mellom tverr og lengdearmring

$$c_{\text{nom.slakk}} := 75$$

$$d_{\text{topp}} := h - c_{\text{nom.slakk}} - \Phi_{\text{byggemaal}} = 695$$

Bruker kun bredden til bunnen av tverrsnittet som en forenkling
Minimum senteravstand pkt 7.8.7 i N400 er 200mm

$$A_{\text{s.ok}} := \Phi_{25} \cdot \left(\frac{b_{\text{eff}}}{200} \right) = 2.908 \times 10^4$$

Spennarmering: c blir større enn nødvendig for spennarmeringen fordi slakkarmeringen ligger på utsiden av spennarmeringen i tverrsnittet

$$c_{\text{nom.spenn}} := 135$$

$$d_{\text{topp.spenn}} := h - c_{\text{nom.spenn}} - 4.3 - \frac{3 \cdot 81.4}{4} = 599.65$$

$$A_{\text{p.støtte}} := A_{\text{p}} \cdot 12 \cdot 2 = 4.32 \times 10^4$$

Bruker en felles d for spennarmeringen i tyngdepunktet mellom spenn og slakkarmeringen:

$$d_{\text{mid}} := \frac{A_{\text{s.ok}}}{A_{\text{s.ok}} + A_{\text{p.støtte}}} \cdot d_{\text{topp}} + \frac{A_{\text{p.støtte}}}{A_{\text{s.ok}} + A_{\text{p.støtte}}} \cdot d_{\text{topp.spenn}} = 638.015$$

Tidsavhengig spennkrafttap :

$$\Delta P_{\text{kryp}} := 94920$$

$$\Delta P_{\text{svinn}} := 105600$$

$$\Delta P_{\text{rel}} := 96170$$

$$\epsilon_{\text{lang.tap}} := \frac{\Delta P_{\text{kryp}} + \Delta P_{\text{svinn}} + \Delta P_{\text{rel}}}{P_{\text{max}}} = 0.112$$

$$\epsilon'_{\text{p0}} := \epsilon_{\text{p0}} - \epsilon_{\text{lang.tap}} \cdot \epsilon_{\text{p0}} = 6.35 \times 10^{-3}$$

eksempel 6.6 Sørensen

Antar balansert armert tverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} = 0.784$$

NS-EN 1992-1-1:2004 3.1.7(3):

$$\lambda := 0.8$$

Reduserer den effektive trykksonehøyden med 20%,
Lasten kan ikke reduseres.

$$\eta := 1.0$$

Spennarmeringsareal:

$$A_{smin} := A_{s.ok} = 2.908 \times 10^4$$

$$A_{pb.min} := \lambda \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{bunn} \cdot d_{mid} - \left(A_{smin} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \right) = 7.702 \times 10^4$$

$$A_{p.stotte} = 4.32 \times 10^4$$

Spennarmeringsareal ok?

$$K_{stotte} := \text{if}(A_{pb.min} \geq A_{p.stotte}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Momentkapasitet underarmert tverrsnitt over støtte:

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.støtte} + f_{yd} \cdot A_{smin}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{bunn} \cdot d_{mid}} = 0.475$$

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_{bunn} \cdot d_{mid}^2 \cdot f_{cd} = 3.837 \times 10^{10}$$

$$M_{akse2} := |15879.9| \cdot 10^6$$

Reduserte momenter på grunn av bredde på opplager

$$M_{akse3} := |16581.1| \cdot 10^6$$

$$M_{akse4} := |18739.7| \cdot 10^6$$

$$M_{Ed} := \max(M_{akse2}, M_{akse3}, M_{akse4}) = 1.874 \times 10^{10}$$

$$K_{mom.støtte} := \text{if}(M_{Rd} \geq M_{Ed}, \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}, \text{"Ikke tilstrekkelig kapasitet IKKE OK"})$$

$$K_{mom.støtte} = \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}$$

Kontroll av moment i Felt mellom akse 2 og 4:

Slakkarmering: antar at d virker fra midt mellom tverr og lengdearmering

$$c_{\text{nom.slakk.felt}} := 65$$

$$d_{\text{bunn}} := h - c_{\text{nom.slakk.felt}} - \Phi_{\text{byggemaal}} = 705$$

$$A_{\text{s.uk}} := A_{\text{s.ok}} = 2.908 \times 10^4 \quad \text{Minimum senteravstand ifølge N400 pkt 7.8.7 er 200mm}$$

Spennarmering: c blir større enn nødvendig for spennarmeringen fordi slakkarmeringen ligger på utsiden av spennarmeringen i tverrsnittet

$$c_{\text{nom.spenn.felt}} := 125$$

$$d_{\text{bunn.spenn.felt}} := h - c_{\text{nom.spenn.felt}} - 4.3 - \frac{3 \cdot 81.4}{4} = 609.65$$

$$A_{\text{p.felt.2.4}} := A_{\text{p}} \cdot 12 \cdot 2 = 4.32 \times 10^4$$

Bruker en felles d for spennarmeringen i tyngdepunktet mellom spenn og slakkarmeringen:

$$d_{\text{mid.felt.2.4}} := \frac{A_{\text{s.uk}}}{A_{\text{s.uk}} + A_{\text{p.felt.2.4}}} \cdot d_{\text{bunn}} + \frac{A_{\text{p.felt.2.4}}}{A_{\text{s.uk}} + A_{\text{p.felt.2.4}}} \cdot d_{\text{bunn.spenn.felt}} = 648.015$$

Minimum spennarmeringsareal:

$$A_{\text{pb.min.felt.2.4}} := \lambda \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{pd}}} \cdot \alpha_{\text{b}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot d_{\text{mid.felt.2.4}} - \left(A_{\text{smin}} \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{f_{\text{pd}}} \right) = 7.837 \times 10^4$$

$$A_{\text{p.felt.2.4}} = 4.32 \times 10^4$$

Spennarmeringsareal ok?

$$K_{\text{felt}} := \text{if}(A_{\text{pb.min.felt.2.4}} \geq A_{\text{p.felt.2.4}}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Momentkapasitet underarmert tverrsnitt i felt:

$$\alpha_{\text{felt.2.4}} := \frac{f_{\text{pd}} \cdot A_{\text{p.felt.2.4}} + f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{smin}}}{0.8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot d_{\text{mid.felt.2.4}}} = 0.468$$

$$M_{\text{Rd.felt.2.4}} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{\text{felt.2.4}}) \cdot \alpha_{\text{felt.2.4}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot d_{\text{mid.felt.2.4}}^2 \cdot f_{\text{cd}} = 3.911 \times 10^{10}$$

$$M_{\text{akse2.5}} := |17676.4| \cdot 10^6$$

$$M_{\text{akse3.5}} := |20391| \cdot 10^6$$

$$M_{\text{Ed.felt.2.4}} := \max(M_{\text{akse2.5}}, M_{\text{akse3.5}}) = 2.039 \times 10^{10}$$

$$K_{\text{mom.felt.2.4}} := \text{if}(M_{\text{Rd.felt.2.4}} \geq M_{\text{Ed.felt.2.4}}, \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{\text{mom.felt.2.4}} = \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}$$

Kontroll av moment i Felt akse 4 og 5:

$$A_{p.felt.1.5} := A_p \cdot 12 = 2.16 \times 10^4 \quad \text{antar at } d \text{ virker fra midt mellom tverr og lengdearmering}$$

Bruker en felles d for spennarmeringen i tyngdepunktet mellom spenn og slakkarmeringen:

$$d_{mid.felt.1.5} := \frac{A_{s.uk}}{A_{s.uk} + A_{p.felt.1.5}} \cdot d_{bunn} + \frac{A_{p.felt.1.5}}{A_{s.uk} + A_{p.felt.1.5}} \cdot d_{bunn.spenn.felt} = 664.365$$

Minimum spennarmeringsareal:

$$A_{pb.min.felt.1.5} := \lambda \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{bunn} \cdot d_{mid.felt.1.5} - \left(A_{smin} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \right) = 8.057 \times 10^4$$

Spennarmeringsareal ok?

$$K_{felt.1.5} := \text{if}(A_{pb.min.felt.1.5} \geq A_{p.felt.1.5}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Momentkapasitet underarmert tverrsnitt i felt:

$$\alpha_{felt.1.5} := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.felt.1.5} + f_{yd} \cdot A_{smin}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{bunn} \cdot d_{mid.felt.1.5}} = 0.267$$

$$M_{Rd.felt.1.5} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{felt.1.5}) \cdot \alpha_{felt.1.5} \cdot b_{bunn} \cdot d_{mid.felt.1.5}^2 \cdot f_{cd} = 2.578 \times 10^{10}$$

Momenter i første og siste felt

$$M_{akse4.5} := |16720| \cdot 10^6$$

$$M_{Ed.felt.1.5} := M_{akse4.5} = 1.672 \times 10^{10}$$

$$K_{mom.felt.1.5} := \text{if}(M_{Rd.felt.1.5} \geq M_{Ed.felt.1.5}, \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{mom.felt.1.5} = \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}$$

Kontroll av moment i Felt mellom akse 1 og 2:

$d_{\text{bunn.spenn.felt.1.2}} := h - y = 376.419$ antar at d virker fra midt mellom tverr og lengdearmring

$$A_{\text{p.felt.1.2}} := A_p \cdot 12 = 2.16 \times 10^4$$

Bruker en felles d for spennarmeringen i tyngdepunktet mellom spenn og slakkarmeringen:

Konservativt å ta hensyn til spennarmeringen i dette feltet, selv om den ligger i tyngdepunktet

$$d_{\text{mid.felt.1.2}} := \frac{A_{\text{s.uk}}}{A_{\text{s.uk}} + A_{\text{p.felt.1.2}}} \cdot d_{\text{bunn}} + \frac{A_{\text{p.felt.1.2}}}{A_{\text{s.uk}} + A_{\text{p.felt.1.2}}} \cdot d_{\text{bunn.spenn.felt.1.2}} = 564.969$$

Minimum spennarmeringsareal:

$$A_{\text{pb.min.felt.1.2}} := \lambda \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{pd}}} \cdot \alpha_b \cdot b_{\text{bunn}} \cdot d_{\text{mid.felt.1.2}} - \left(A_{\text{smin}} \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{f_{\text{pd}}} \right) = 6.719 \times 10^4$$

Spennarmeringsareal ok?

$$K_{\text{felt.1.2}} := \text{if}(A_{\text{pb.min.felt.1.2}} \geq A_{\text{p.felt.1.2}}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Momentkapasitet underarmert tverrsnitt i felt:

$$\alpha_{\text{felt.1.2}} := \frac{f_{\text{pd}} \cdot A_{\text{p.felt.1.2}} + f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{smin}}}{0.8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot d_{\text{mid.felt.1.2}}} = 0.314$$

$$M_{\text{Rd.felt.1.2}} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{\text{felt.1.2}}) \cdot \alpha_{\text{felt.1.2}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot d_{\text{mid.felt.1.2}}^2 \cdot f_{\text{cd}} = 2.146 \times 10^{10}$$

Momenter i første og siste felt:

$$M_{\text{akse1.5}} := |5660| \cdot 10^6$$

$$M_{\text{Ed.felt.1.2}} := M_{\text{akse1.5}} = 5.66 \times 10^9$$

$$K_{\text{mom.felt.1.2}} := \text{if}(M_{\text{Rd.felt.1.2}} \geq M_{\text{Ed.felt.1.2}}, \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{\text{mom.felt.1.2}} = \text{"Tilstrekkelig kapasitet OK"}$$

Kontroll i oppspenningstilstanden:

Tar ikke hensyn til slakk armering på den siden
spennarmeringen virker for å være konservativ

$$N_{Ed} := \gamma_{p,max} \cdot P_{max} \cdot 12 \cdot 2 = 7.014 \times 10^7$$

Antar maksimalt påført moment og maksimal
spennkraft uten tap

$$e_{max} := \max(e_{felt}, e_{støtte}) = 233.231$$

$$M_{Ed,spenn} := N_{Ed} \cdot e_{max} = 1.636 \times 10^{10}$$

Rent trykk i felt (1):

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot b_{bunn} \cdot h = 2.448 \times 10^8$$

$$T_{p1} := \epsilon_{c3} \cdot E_p \cdot A_p \cdot 12 \cdot 2 = 1.474 \times 10^7$$

$$T_{s1} := \epsilon_{c3} \cdot E_s \cdot A_{smin} = 1.018 \times 10^7$$

$$N_1 := T_{c1} + T_{p1} + 2T_{s1} = 2.799 \times 10^8$$

$$M_1 := T_{p1} \cdot e_{max} + T_{s1} \cdot [d_{bunn} - (h - y)] - T_{s1} \cdot (d_{topp} - y) = 4.02 \times 10^9$$

Balansepunkt der betongtøyningene og slakkarmeringens tøyninger er maksimale (2):

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{bal} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu}} = 0.617$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_{bal} \cdot d_{bunn} \cdot b_{bunn} \cdot f_{cd} = 1.065 \times 10^8$$

$$\Delta\epsilon_p := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{bal} \cdot d_{bunn}} \cdot \left[\alpha_{bal} \cdot d_{bunn} - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) \right] = 1.968 \times 10^{-3}$$

$$T_{p2} := \Delta\epsilon_p \cdot E_p \cdot A_p \cdot 12 \cdot 2 = 1.658 \times 10^7$$

$$\Delta\epsilon_{so2} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{bal} \cdot d_{bunn}} \cdot \left[(\alpha_{bal} \cdot d_{bunn}) - \left(65 + \frac{30}{2} \right) \right] = 2.856 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{so2} := \text{if}(\Delta\epsilon_{so2} \geq \epsilon_{yd}, \epsilon_{yd}, \Delta\epsilon_{so2}) = 2.174 \times 10^{-3}$$

Tøyningen i slakkarmeringen med
minst tøyninger er over ϵ_{yd} og
bidraget fra den øvre og nedre
slakkarmeringen vil derfor bli lik

$$S_2 := \epsilon_{so2} \cdot E_s \cdot (A_{smin}) = 1.265 \times 10^7$$

$$N_2 := T_{c2} + T_{p2} - S_2 + S_2 = 1.23 \times 10^8$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot (y - 0.4 \cdot \alpha_{\text{ubal}} \cdot d_{\text{bunn}}) + [T_{p2} \cdot e_{\text{max}} + S_2 \cdot (d_{\text{topp}} - y)] \dots = 3.803 \times 10^{10} \\ + S_2 \cdot [d_{\text{bunn}} - (h - y)]$$

Når tøyningen i slakkarmeringen er 2,7 ganger større (mye større) enn punktet det går i flyt og betongens tøyninger er maksimal (3):

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{\text{ubal}} := \frac{\epsilon_{cu}}{2.7 \cdot \epsilon_{yk} + \epsilon_{cu}} = 0.341$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{ubal}} \cdot d_{\text{bunn}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot f_{cd} = 5.893 \times 10^7$$

$$\Delta \epsilon_{p3} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{\text{ubal}} \cdot d_{\text{bunn}}} \left[\alpha_{\text{ubal}} \cdot d_{\text{bunn}} - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) \right] = 7.325 \times 10^{-4}$$

$$T_{p3} := \Delta \epsilon_{p3} \cdot E_p \cdot A_p \cdot 12 \cdot 2 = 6.171 \times 10^6$$

$$\Delta \epsilon_{s03} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{\text{ubal}} \cdot d_{\text{bunn}}} \left[\left(\alpha_{\text{ubal}} \cdot d_{\text{bunn}} \right) - \left(65 + \frac{30}{2} \right) \right] = 5.16 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s03} := \text{if} (\Delta \epsilon_{s03} \geq \epsilon_{yd}, \epsilon_{yd}, \Delta \epsilon_{s03}) = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$S_3 := \epsilon_{s03} \cdot E_s \cdot (A_{s\text{min}}) = 1.265 \times 10^7$$

Tøyningen i slakkarmeringen med minst tøyninger er over ϵ_{yd} og bidraget fra den øvre og nedre

$$N_3 := T_{c3} + T_{p3} - S_3 + S_3 = 6.51 \times 10^7$$

slakkarmeringen vil derfor bli lik

$$M_3 := T_{c3} \cdot (y - 0.4 \cdot \alpha_{\text{ubal}} \cdot d_{\text{bunn}}) + T_{p3} \cdot e_{\text{max}} + S_3 \cdot (d_{\text{topp}} - y) \dots = 2.831 \times 10^{10} \\ + S_3 \cdot [d_{\text{bunn}} - (h - y)]$$

Når tøyningen i slakkarmeringen er 10 ganger større (mye større) enn punktet det går i flyt og betongens tøyninger er maksimal (4):

$$\alpha_{\text{ubal4}} := \frac{\epsilon_{cu}}{10 \cdot \epsilon_{yk} + \epsilon_{cu}} = 0.123$$

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{ubal4}} \cdot d_{\text{bunn}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot f_{cd} = 2.119 \times 10^7$$

$$\Delta \epsilon_{p4} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{\text{ubal4}} \cdot d_{\text{bunn}}} \left[\alpha_{\text{ubal4}} \cdot d_{\text{bunn}} - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) \right] = -4.195 \times 10^{-3}$$

$$T_{p4} := \Delta \epsilon_{p3} \cdot E_p \cdot A_p \cdot 12 \cdot 2 = 6.171 \times 10^6$$

$$\Delta \epsilon_{so4} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{ubal4} \cdot d_{bunn}} \cdot \left[(\alpha_{bal} \cdot d_{bunn}) - \left(65 + \frac{30}{2} \right) \right] = 0.014$$

$$\epsilon_{so4} := \text{if}(\Delta \epsilon_{so4} \geq \epsilon_{yd}, \epsilon_{yd}, \Delta \epsilon_{so4}) = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$S_4 := \epsilon_{so4} \cdot E_s \cdot (A_{smin}) = 1.265 \times 10^7$$

Tøyningen i slakkarmeringen med minst tøyninger er over ϵ_{yd} og bidraget fra den øvre og nedre

$$N_4 := T_{c4} + T_{p4} - S_4 + S_4 = 2.737 \times 10^7$$

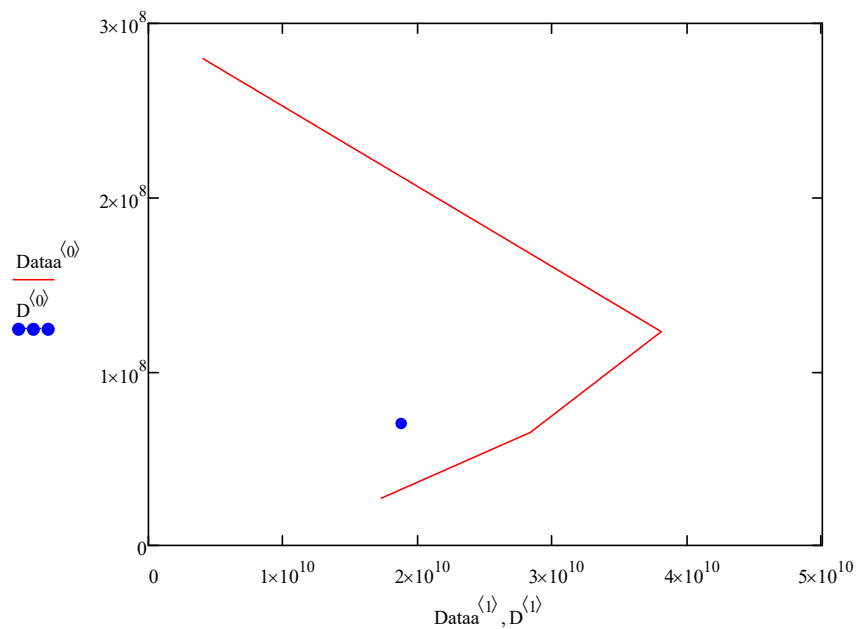
slakkarmeringen vil derfor bli lik

$$M_4 := T_{c4} \cdot (y - 0.4 \alpha_{ubal4} \cdot d_{bunn}) + T_{p4} \cdot e_{max} + S_4 \cdot (d_{topp} - y) \dots = 1.727 \times 10^{10}$$

$$+ S_4 \cdot [d_{bunn} - (h - y)]$$

$$D := (N_{Ed} \quad M_{Ed})$$

$$\text{Dataa} := \begin{pmatrix} N_1 & M_1 \\ N_2 & M_2 \\ N_3 & M_3 \\ N_4 & M_4 \end{pmatrix}$$



Lasttilfelle med strekk på underside ved støtte:

Maksimalt strekk på underside ved støtte i akse 2

$$M_{\text{strekk.akse2}} := |2181.3| \cdot 10^6$$

$$M_{\text{strekk.akse3}} := |3011.7| \cdot 10^6$$

$$M_{\text{strekk.akse4}} := |0| \cdot 10^6$$

$$M_{\text{Ed.strekk}} := \max(M_{\text{strekk.akse2}}, M_{\text{strekk.akse3}}, M_{\text{strekk.akse4}}) = 3.012 \times 10^9$$

$$N_{\text{Ed}} = 7.014 \times 10^7$$

Antar maksimalt påført moment og maksimal spennkraft uten tap

Rent trykk i felt (1):

$$T_{c1s} := f_{cd} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot h = 2.448 \times 10^8$$

$$T_{p1s} := \epsilon_{c3} \cdot E_p \cdot A_p \cdot 12.2 = 1.474 \times 10^7$$

$$T_{s1s} := \epsilon_{c3} \cdot E_s \cdot A_{\text{smin}} = 1.018 \times 10^7$$

$$N_{1s} := T_{c1} + T_{p1} + 2T_{s1} = 2.799 \times 10^8$$

$$M_{1s} := T_{p1s} \cdot e_{\text{støtte}} - T_{s1s} \cdot [d_{\text{topp}} - (h - y)] + T_{s1s} \cdot (d_{\text{topp}} - y) = 2.116 \times 10^9$$

Balansepunkt der betongtøyningene og slakkarmeringens tøyninger er maksimale (2):

$$T_{c2s} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{bal}} \cdot d_{\text{topp}} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot f_{cd} = 1.049 \times 10^8$$

$$\Delta \epsilon_{ps} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{\text{bal}} \cdot d_{\text{topp}}} \left[\alpha_{\text{bal}} \cdot d_{\text{topp}} - \left(135 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) \right] = 1.864 \times 10^{-3}$$

$$T_{p2s} := \Delta \epsilon_{ps} \cdot E_p \cdot A_p \cdot 12.2 = 1.571 \times 10^7$$

$$S_{2s} := f_{yd} \cdot A_{\text{smin}} = 1.265 \times 10^7$$

$$N_{2s} := T_{c2s} + T_{p2s} - S_{2s} + S_{2s} = 1.207 \times 10^8$$

Tøyningen i slakkarmeringen vil være større enn i spennarmeringen, den er så høy at slakkarmeringen vil gå i flyt of f_{yd} er opptredende spenninger

Tøyningen i slakkarmeringen med minst tøyninger er over ϵ_{yd} og bidraget fra den øvre og nedre slakkarmeringen vil derfor bli lik

$$M_{2s} := T_{c2s} \cdot (y - 0.4 \cdot \alpha_{\text{bal}} \cdot d_{\text{topp}}) + \left[T_{p2s} \cdot e_{\text{støtte}} \dots + S_{2s} \cdot (d_{\text{topp}} - y) + S_{2s} \cdot (y - 65) \right] = 3.719 \times 10^{10}$$

Når tøyningen i slakkarmeringen er 2.8 ganger større (mye større) enn punktet det går i flyt og betongens tøyninger er maksimal (3):

$$T_{c3s} := 0.8 \cdot \alpha_{ubal} \cdot d_{topp} \cdot b_{bunn} \cdot f_{cd} = 5.81 \times 10^7$$

$$\Delta \epsilon_{p3s} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{ubal} \cdot d_{topp}} \left[\alpha_{ubal} \cdot d_{topp} - \left(135 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) \right] = 5.452 \times 10^{-4}$$

$$T_{p3s} := \Delta \epsilon_{p3s} \cdot E_p \cdot A_p \cdot 18.2 = 6.889 \times 10^6$$

$$\Delta \epsilon_{s2s} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_{ubal} \cdot d_{topp}} \left[\alpha_{ubal} \cdot d_{topp} - \left(75 + \frac{30}{2} \right) \right] = 2.173 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s2s} := \text{if}(\Delta \epsilon_{s2s} \geq \epsilon_{yd}, \epsilon_{yd}, \Delta \epsilon_{s2s}) = 2.173 \times 10^{-3}$$

$$S_{3s} := \epsilon_{s2s} \cdot E_s \cdot A_{smin} = 1.264 \times 10^7$$

Tøyningen i slakkarmeringen med minst tøyninger er over ϵ_{yd} og bidraget fra den øvre og nedre slakkarmeringen vil derfor bli lik

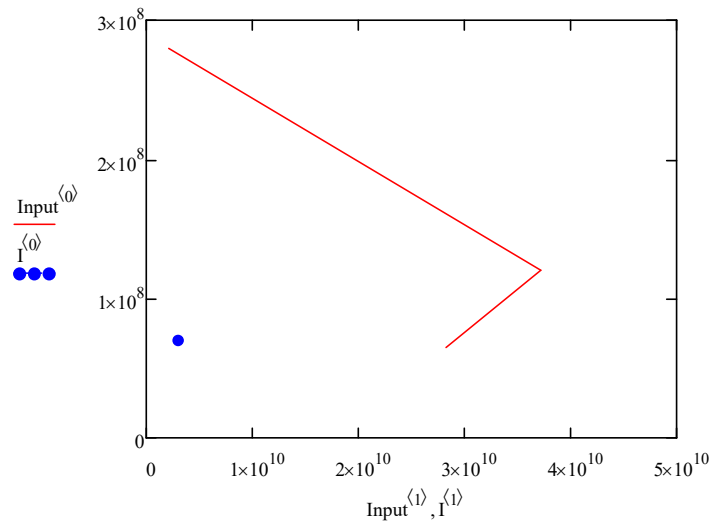
$$N_{3s} := T_{c3s} + T_{p3s} - S_{3s} + S_{3s} = 6.498 \times 10^7$$

$$M_{3s} := T_{c3s} \cdot (y - 0.4 \alpha_{ubal} \cdot d_{topp}) \dots = 2.827 \times 10^{10}$$

$$+ T_{p3s} \cdot e_{støtte} + S_{3s} \cdot (d_{topp} - y) + S_{3s} \cdot (y - 65)$$

$$I := \begin{pmatrix} N_{Ed} & M_{Ed.strekk} \end{pmatrix}$$

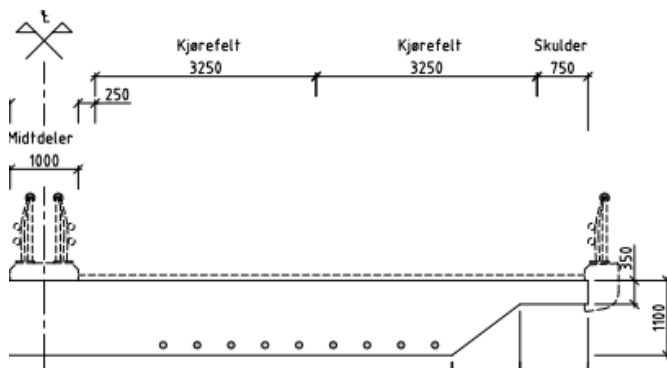
$$\text{Input} := \begin{pmatrix} N_{1s} & M_{1s} \\ N_{2s} & M_{2s} \\ N_{3s} & M_{3s} \end{pmatrix}$$



Vedlegg T: Dimensjonering med hensyn på moment og skjær i tverretningen

Momentkontroll i tverretning på brua

punktlastene fra akslingene er plassert så langt ut på utkrageren som mulig innenfor sitt kjørefelt og rekkverket antas å være plassert helt ytterst på tverrsnittet.



Punktene som blir kontrollert er :

Punkt 1: Akse 3, 4,5 meter fra midten (søylekant)

Punkt 2: 7m fra midten, overgang fra tynt til tykt tverrsnitt

Det blir kontrollert et parti på 1m i bruas lengderetning med en aksling innenfor dette området.

Begge kontrollpunktene befinner seg i kjørebane 1

Punkt 1:

$$\gamma_{tr} := 1.35$$

$$\gamma_g := 1.2$$

$$b_{lengde} := 1000$$

$$P_{aksel} := \gamma_{tr} \cdot 300 \cdot 10^3$$

$$G_{tynn} := \gamma_g \cdot 0.35 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3$$

$$P_{traf} := \gamma_{tr} \cdot 9 \cdot \frac{b_{lengde}}{1000} = 12.15$$

$$G_{rekkverk} := \gamma_g \cdot 10$$

$$G_{tykk} := \gamma_g \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3$$

$$G_{slitelag} := \gamma_g \cdot 2 \cdot \frac{b_{lengde}}{1000} = 2.4$$

$$G_{skrå} := \gamma_g \cdot \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 1}{2} \cdot 25 \cdot 10^3$$

$$\begin{aligned}
M_{\text{Ed.pkt1}} &:= G_{\text{rekkverk}} \cdot b_{\text{lengde}} \cdot 3500 + P_{\text{aksel}} \cdot 2750 + P_{\text{aksel}} \cdot 750 \dots = 1.612 \times 10^9 \\
&+ P_{\text{traf}} \cdot 2750 \cdot \frac{2750}{2} + G_{\text{tynn}} \cdot 3.5 \cdot \frac{3500}{2} \dots \\
&+ G_{\text{tykk}} \cdot 1.5 \cdot \frac{1500}{2} + G_{\text{skrå}} \cdot \left(1500 + \frac{1000}{3} \right) \dots \\
&+ G_{\text{slitelag}} \cdot \frac{3500^2}{2}
\end{aligned}$$

$$M_{\text{Rd.pkt1}} := 0.269 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{lengde}} \cdot d_{\text{topp}}^2 = 3.313 \times 10^9$$

$$\text{if}(M_{\text{Rd.pkt1}} \geq M_{\text{Ed.pkt1}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Nødvendig armering:

$$z_{\text{tverr1}} := \min\left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.pkt1}}}{M_{\text{Rd.pkt1}}}, 0.95\right) \cdot d_{\text{topp}} = 637.517$$

$$A_{\text{smin.1}} := \frac{M_{\text{Ed.pkt1}}}{f_{\text{yd}} \cdot z_{\text{tverr1}}} = 5.816 \times 10^3$$

$$S_{\text{avstand1}} := 80 \quad \text{cc 80mm på armering i tverretning}$$

$$A_{\text{stverr}} := \Phi 25 \cdot \frac{1000}{S_{\text{avstand1}}} = 6.136 \times 10^3$$

Armeringskontroll:

$$\text{if}(A_{\text{stverr}} \geq A_{\text{smin.1}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Punkt 2:

$$d_{\text{tynn}} := 350 - 75 - 30 = 245$$

$$\begin{aligned}
M_{\text{Ed.pkt2}} &:= G_{\text{rekkverk}} \cdot b_{\text{lengde}} \cdot 1000 + P_{\text{aksel}} \cdot 250 \dots = 1.201 \times 10^8 \\
&+ P_{\text{traf}} \cdot 250 \cdot \frac{250}{2} + G_{\text{tynn}} \cdot 1 \cdot \frac{1000}{2} + G_{\text{slitelag}} \cdot \frac{1000^2}{2}
\end{aligned}$$

$$M_{\text{Rd.pkt2}} := 0.269 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{lengde}} \cdot \left(350 - 75 - \frac{30}{2} \right)^2 = 4.637 \times 10^8$$

$$\text{if}(M_{\text{Rd.pkt2}} \geq M_{\text{Ed.pkt2}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Nødvendig armering:

$$z_{tverr2} := \min\left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.pkt2}}{M_{Rd.pkt2}}, 0.95\right) \cdot d_{tyinn} = 232.75$$

$$A_{smin.2} := \frac{M_{Ed.pkt2}}{f_{yd} \cdot z_{tverr2}} = 1.187 \times 10^3$$

$$S_{avstand2} := 80$$

senteravstand lik 80mm som
armeringen i punkt 2

$$A_{stverr2} := \Phi_{25} \cdot \frac{1000}{S_{avstand2}} = 6.136 \times 10^3$$

Armeringskontroll:

$$\text{if}(A_{stverr2} \geq A_{smin.2}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Skjærkontroll i tverretning på brua

Punkt 1:

$$V_{g1} := G_{slitelag} \cdot 3500 + G_{tynn} \cdot 3.5 + G_{tykk} \cdot 1.5 + G_{skrå} + G_{rekkverk} \cdot b_{lengde} = 8.415 \times 10^4$$

$$V_{q1} := P_{aksel} \cdot 2 + P_{traf} \cdot 3500 = 8.525 \times 10^5$$

$$V_{Ed1} := V_{g1} + V_{q1} = 9.367 \times 10^5$$

$$f_{ywd} := f_{yk} \cdot 0.8 = 400$$

$$k_{pkt1} := 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{topp}}} = 1.536$$

$$\rho_{tverr} := \text{if} \left(\frac{\Phi_{25} \cdot \frac{b_{lengde}}{S_{avstand1}}}{b_{lengde} \cdot d_{topp}}, 0.02, \frac{\Phi_{25} \cdot \frac{b_{lengde}}{S_{avstand1}}}{b_{lengde} \cdot d_{topp}} \right) = 8.829 \times 10^{-3}$$

$$C_{rd.c} := \frac{0.15}{\gamma_c} = 0.1$$

minimumsverdi fra NA.6.2.2(1):

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_{pkt1}^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.313 \quad C_{tetthet.1} := C_{rd.c} \cdot \left[k_{pkt1} \cdot \left(100 \cdot \rho_{tverr} \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right]$$

Kapasitet fra EC2 punkt 6.2.2:

Kontroll:

$$V_{Rd.c1} := \max \left[v_{min} \cdot b_{lengde} \cdot d_{topp}, (C_{tetthet.1}) \cdot b_{lengde} \cdot d_{topp} \right] = 3.644 \times 10^5$$

$$\text{if} \left(V_{Rd.c1} \geq V_{Ed1}, \text{"OK"}, \text{"Trenger skjærarmering"} \right) = \text{"Trenger skjærarmering"}$$

Skjærarmring etter EC2.6.2.3:

Φ20 jern på grunn av skjærarmeringsbehov i lengderetning :

antall senteravstander som hoppes over med skjærarmring i bruas lengderetning: $n_{\text{senter}} := 4$

$$S_{\text{praktisk}} := \text{if}\left[\left(0.75d_{\text{topp}} \geq S_{\text{avstand1}} \cdot n_{\text{senter}}\right), S_{\text{avstand1}} \cdot n_{\text{senter}}, 0.75d_{\text{topp}}\right] = 320$$

(Lengderetning)

Senteravstanden blir justert i forhold til lengde og tverrarmeringen slik at stengene blir plassert i knutepunktene mellom disse.

$$A_{\text{sw}} := \pi \cdot 10^2 \cdot \frac{b_{\text{lengde}}}{S_{\text{praktisk}}} = 981.748$$

$$s_{\text{wanstand1}} := 200 \quad (\text{Tverretning})$$

$$v_1 := 0.6 \quad \text{Antar at } \alpha_{\text{cw}} \text{ er 1 av konservative hensyn}$$

$$\alpha_{\text{cw}} := 1 \quad \text{Antar } \cot(\theta)=1 \text{ av konservative hensyn}$$

$$V_{\text{Rd.s1}} := \min\left(\frac{A_{\text{sw}}}{s_{\text{wanstand1}}} \cdot z_{\text{tverr1}} \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{lengde}} \cdot z_{\text{tverr1}} \cdot v_1 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{2}\right) = 1.252 \times 10^6$$

Kontroll:

$$\text{if}(V_{\text{Rd.s1}} \geq V_{\text{Ed1}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Bruker Φ20 cc 200 mm i tverretning og 320mm i lengderetningslik at de følger lengdearmring og tverrarmeringen i kryssningspunktene

Punkt 2:

$$V_{g2} := G_{\text{slitelag}} \cdot 1000 + G_{\text{tynn}} \cdot 1 + G_{\text{rekkverk}} \cdot b_{\text{lengde}} = 2.49 \times 10^4$$

$$V_{q2} := P_{\text{aksel}} + P_{\text{traf}} \cdot 1000 = 4.171 \times 10^5$$

$$V_{Ed2} := V_{g2} + V_{q2} = 4.42 \times 10^5$$

$$d_{\text{topp.tynn}} := 350 - 75 - 30 - \frac{30}{2} = 230$$

Bruker d til tverrarmingen som ligger innerst

$$k_{\text{pkt2}} := \min \left[2, 1 + \sqrt{\frac{200}{(d_{\text{topp.tynn}})}} \right] = 1.933$$

$$S_{\text{avst.tverr}} := \min(S_{\text{avstand1}}, S_{\text{avstand2}}) = 80$$

Bruker lik senteravstand på midten av brua og på vingene

$$\rho_{\text{tverr2}} := \text{if} \left[0.02 \leq \frac{\Phi_{25} \cdot \frac{b_{\text{lengde}}}{S_{\text{avst.tverr}}}}{b_{\text{lengde}} \cdot (d_{\text{topp.tynn}})}, 0.02, \frac{\Phi_{25} \cdot \frac{b_{\text{lengde}}}{S_{\text{avst.tverr}}}}{b_{\text{lengde}} \cdot (d_{\text{topp.tynn}})} \right] = 0.02$$

minimumsverdi fra NA.6.2.2(1):

$$v_{\text{min2}} := 0.035 \cdot k_{\text{pkt2}}^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} = 0.364$$

$$C_{\text{tetthet}} := C_{\text{rd.c}} \left[k_{\text{pkt2}} \cdot \left(100 \cdot \rho_{\text{tverr2}} \cdot f_{\text{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \right]$$

Kapasitet fra EC2 punkt 6.2.2:

$$V_{\text{Rd.c2}} := \max \left[v_{\text{min2}} \cdot b_{\text{lengde}} \cdot d_{\text{tynn}}, (C_{\text{tetthet}}) \cdot b_{\text{lengde}} \cdot (d_{\text{tynn}}) \right] = 2.122 \times 10^5$$

Kontroll:

$$\text{if}(V_{\text{Rd.c2}} \geq V_{\text{Ed2}}, \text{"OK"} , \text{"Trenger skjærarmring"}) = \text{"Trenger skjærarmring"}$$

Skjærarmering etter EC2.6.2.3:

Φ20 jern som produsenten tilbyr med T-hode armering:

$$S_{avst.faktisk2} := \text{if} \left[\left(0.75 \cdot d_{tynn} \geq S_{avstand2} \right), S_{avstand2}, 0.75 \cdot d_{tynn} \right] = 80$$

$$S_{avst.praktisk2} := 320 \quad (\text{Lengderetning})$$

Minimumskrav fra 9.3.2 (4) krever
172,5mm som senteravstand i
tverretning

$$s_{wanstand2} := 200 \quad (\text{Tverretning})$$

$$A_{sw2} := \pi \cdot 10^2 \cdot \frac{b_{lengde}}{S_{avst.praktisk2}} = 981.748$$

Overstyrer minimumskrav etter konsultasjon
med veileder. Følger hver lengdearmering og
annenhver tverrarmering

Kontroll:

$$V_{Rd.s2} := \min \left(\frac{A_{sw2}}{s_{wanstand2}} \cdot z_{tverr2} \cdot f_{ywd} \cdot \alpha_{cw} \cdot b_{lengde} \cdot z_{tverr2} \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{2} \right) = 4.57 \times 10^5$$

$$\text{if} (V_{Rd.s2} \geq V_{Ed2}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Bruker Φ20 cc 200 mm i tverretningen og 320mm i lengderetningen

Kontroll av skjærarmeringsforholdet EC2 9.2.2 og 9.3.2:

$$\rho_{min} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1.342 \times 10^{-3}$$

Punkt 1:

$$\text{if} \left(\frac{A_{sw}}{s_{wanstand1} \cdot b_{lengde} \cdot l} \geq \rho_{min}, \text{"OK"}, \text{"For lite skjærarmering"} \right) = \text{"OK"}$$

Punkt 2:

$$\text{if} \left(\frac{A_{sw2}}{s_{wanstand2} \cdot b_{lengde} \cdot l} \geq \rho_{min}, \text{"OK"}, \text{"For lite skjærarmering"} \right) = \text{"OK"}$$

Vedlegg U: Dimensjonering med hensyn på torsjon

Torsjonkapasitet i henhold til EC2-1-1: 6.3.2

$$f_{ck} := 45 \quad f_{cd} := 25.5 \quad f_{yd} := 434$$

$$\alpha_{cw} := 1 \quad T_{Ed} := 12462 \cdot 10^6$$

$$b := 12000 \quad h := 800$$

$$A_T := b \cdot h = 9.6 \times 10^6 \quad u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 2.56 \times 10^4$$

$$t_{ef} := \frac{A_T}{u} = 375$$

$$A_k := (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 4.941 \times 10^6$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.492$$

$$\theta := \operatorname{atan}(\tan\theta) = 0.464 \quad \cot\theta := 2 \quad \tan\theta := \frac{1}{\cot\theta}$$

$$T_{Rd,max} := (2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)) = 1.86 \times 10^{10} \quad \text{Formel 6.30}$$

$$f_{ctd} := \frac{2.7 \cdot 0.85}{1.5} = 1.53$$

risstorsjonsmoment, kontrolleres mot T_{Ed} for å bestemme om det må armeres

$$K1 := \text{if}(T_{Ed} < T_{Rd,max}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$T_{Rd,c} := 2 \cdot A_k \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef} = 5.669 \times 10^9 \quad \text{Formel 6.26}$$

$$K2 := \text{if}(T_{Ed} < T_{Rd,c}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$

$$u_k := 2 \cdot [(h - t_{ef}) + (b - t_{ef})] = 2.41 \times 10^4$$

$$A_{s1} := \left(\frac{T_{Ed}}{2A_k} \right) \cdot \cot\theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = 1.401 \times 10^5 \quad \text{Formel 6.28}$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 490.874 \quad b_w := 12000$$

$$n_{jern} := \frac{A_{s1}}{A_{s1}} = 285.34 \quad c_{nom.topp} := 75 \quad c_{nom.bunn} := 65$$

$$o_{torsjon} := 2 \cdot [b_w + (h - c_{nom.topp} - c_{nom.bunn})] = 2.532 \times 10^4$$

$$s_{nød} := \frac{o_{torsjon}}{n_{jern}} = 88.736$$

Vedlegg V: Bruksgrensetilstand i lengderetning

Bruksgrense i henhold til EC2

Input

$$h := 800 \quad b_w := 12000 \quad E_p := 195000 \quad E_c := 36000 \quad \varphi_{100} := 1.287$$

$$E_{cm} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{100}} = 1.574 \times 10^4 \quad \eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 12.388$$

Betongegenskaper

$$f_{ck} := 45 \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5$$

$$A_c := 1.145 \cdot 10^7 \quad y_c := 423.6 \quad \epsilon_{cs} := 3.008 \cdot 10^{-4} \quad \epsilon_{tap,rel} := 2.514 \cdot 10^{-5}$$

$$I_{c,x} := 6.004 \cdot 10^{11}$$

Slakkameringegenskaper

$$E_s := 200000 \quad f_{yk} := 500 \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783$$

Spennarmeringegenskaper

$$f_{p0.1k} := 1640 \quad f_{pk} := 1860 \quad \sigma_{pm0} := 1.394 \cdot 10^3$$

$$A_p := 1800 \quad P_{max} := 2657000$$

$$c_{nom.spenn.ok} := 135 \quad c_{nom.spenn.uk} := 125$$

$$n_{k,1} := 24 \quad n_{k,2} := 12$$

$$d_{spenn.ok} := 609.65 \quad d_{spenn.uk} := 599.65$$

Overdekning

$$c_{\text{nom.slakk.uk}} := 65$$

$$c_{\text{nom.slakk.ok}} := 75$$

$$d_{\text{bunn}} := 705$$

$$d_{\text{topp}} := 695$$

$$d_{\text{middel.ok}} := 638.015$$

$$d_{\text{middel.uk}} := 648.015$$

$$y := 423.581$$

$$A_{\text{p.tot}} := A_{\text{p}} \cdot n_{\text{k.1}} = 4.32 \times 10^4$$

$$A_{\text{p.halv}} := A_{\text{p}} \cdot n_{\text{k.2}} = 2.16 \times 10^4$$

$$A_{\text{t}} := A_{\text{c}} + (\eta - 1) \cdot A_{\text{p.tot}} = 1.194 \times 10^7$$

Største arm fra tyngdepunkt i betongtverrsnitt til midten av spennkabelrøret i feltet:

$$e_{\text{felt}} := y - \left(125 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 233.231$$

Største arm fra tyngdepunkt i betongtverrsnitt til midten av spennkabelrøret over støtte:

$$e_{\text{støtte}} := (800 - y) - \left(135 + 4.3 + \frac{3 \cdot 81.4}{4} \right) = 176.069$$

Felt

$$y_{\text{t.felt}} := \frac{(\eta - 1) A_{\text{p.tot}} \cdot e_{\text{felt}}}{A_{\text{t}}} = 9.608$$

$$I_{\text{t.felt}} := (I_{\text{c.x}} + A_{\text{c}} \cdot y_{\text{t.felt}}) + (\eta - 1) \cdot A_{\text{p}} \cdot (e_{\text{felt}} - y_{\text{t.felt}})^2 = 6.015 \times 10^{11}$$

Støtte

$$y_{t.støtte} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{støtte}}{A_t} = 7.253$$

$$I_{t.støtte} := (I_{c.x} + A_c \cdot y_{t.støtte}) + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{støtte} - y_{t.støtte})^2 = 6.011 \times 10^{11}$$

Karakteristisk kombi over akse 2

$$M_{støtte.kar} := 7371.1 \cdot 10^6$$

$$N_{støtte.kar} := -36874.1 \cdot 10^3$$

Betongspenninger over støtte i akse 2

$$\sigma_{c.uk.s.kar} := \left(\frac{N_{støtte.kar}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{støtte.kar}}{I_{t.støtte}} \right) \cdot (-y - y_{t.støtte}) = -8.371$$

$$\sigma_{c.ok.s.kar} := \left(\frac{N_{støtte.kar}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{støtte.kar}}{I_{t.støtte}} \right) \cdot (y - y_{t.støtte}) = 2.018$$

Kontroll av spenningen

$$\sigma_{c.Rd} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27$$

$$\sigma_{c.Rd} > |\sigma_{c.uk.s.kar}| = 1$$

$$f_{ctm} := 3.8$$

Trenger ikke risskontroll overkant

$$f_{ctm} > \sigma_{c.ok.s.kar} = 1$$

Perm komb, over støtte:

$$N_{\text{støtte.perm}} := -37167.2 \cdot 10^3$$

$$M_{\text{støtte.perm}} := 4539.9 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{\text{c.uk.s.perm}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.perm}}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.perm}}}{I_{t.\text{støtte}}} \right) \cdot (-y - y_{t.\text{støtte}}) = -6.366$$

$$\sigma_{\text{c.ok.s.perm}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.perm}}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.perm}}}{I_{t.\text{støtte}}} \right) \cdot (y - y_{t.\text{støtte}}) = 0.032$$

$$f_{\text{ctm}} > \sigma_{\text{c.ok.s.perm}} = 1 \quad \text{Ikke opprisset}$$

$$\sigma_{\text{c.Rd.linearitet}} := 0.45 \cdot f_{\text{ck}} = 20.25$$

$$\sigma_{\text{c.Rd.linearitet}} > |\sigma_{\text{c.uk.s.perm}}| = 1$$

Ofte forekommende støtte:

$$N_{\text{støtte.ofte}} := -37068.1 \cdot 10^3$$

$$M_{\text{støtte.ofte}} := 4974.3 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{\text{c.uk.s.ofte}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.ofte}}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.ofte}}}{I_{t.\text{støtte}}} \right) \cdot (-y - y_{t.\text{støtte}}) = -6.67$$

$$\sigma_{\text{c.ok.s.ofte}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.ofte}}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.ofte}}}{I_{t.\text{støtte}}} \right) \cdot (y - y_{t.\text{støtte}}) = 0.341$$

$$f_{\text{ctm}} > \sigma_{\text{c.ok.s.ofte}} = 1 \quad \text{Ikke opprisset}$$

$$\sigma_{\text{c.Rd.linearitet}} > |\sigma_{\text{c.uk.s.ofte}}| = 1$$

I felt 4

Karakteristisk kombi

$$M_{\text{felt.kar}} := -8526.1 \cdot 10^6$$

$$N_{\text{felt.kar}} := -23690.2 \cdot 10^3$$

$$\sigma_{\text{c.uk.f.kar}} := \left(\frac{N_{\text{felt.kar}}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{\text{felt.kar}}}{I_{\text{t.felt}}} \right) \cdot (-y - y_{\text{t.felt}}) = 4.156$$

$$\sigma_{\text{c.ok.f.kar}} := \left(\frac{N_{\text{felt.kar}}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{\text{felt.kar}}}{I_{\text{t.felt}}} \right) \cdot (y - y_{\text{t.felt}}) = -7.851$$

Kontroll av spenningen

$$\sigma_{\text{c.Rd}} > |\sigma_{\text{c.uk.f.kar}}| = 1$$

$$f_{\text{ctm}} > \sigma_{\text{c.uk.f.kar}} = 0 \quad \text{Opprisset, må kontrollere spenninger i stad 2}$$

Perm kombi

$$N_{\text{felt.perm}} := -23584 \cdot 10^3$$

$$M_{\text{felt.perm}} := -5412.7 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{\text{c.uk.f.perm}} := \left(\frac{N_{\text{felt.perm}}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{\text{felt.perm}}}{I_{\text{t.felt}}} \right) \cdot (-y - y_{\text{t.felt}}) = 1.923$$

$$\sigma_{c.ok.f.perm} := \left(\frac{N_{felt.perm}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{felt.perm}}{I_{t.felt}} \right) \cdot (y - y_{t.felt}) = -5.7$$

$$\sigma_{c.Rd.linearitet} > |\sigma_{c.uk.s.perm}| = 1$$

$$f_{ctm} > \sigma_{c.ok.f.perm} = 1 \quad \text{Ikke opprisset}$$

Ofte forekommende felt 4

$$N_{felt.ofte} := -23694 \cdot 10^3$$

$$M_{felt.ofte} := 6106 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{c.uk.f.ofte} := \left(\frac{N_{felt.ofte}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{felt.ofte}}{I_{t.felt}} \right) \cdot (-y - y_{t.felt}) = -6.381$$

$$\sigma_{c.ok.f.ofte} := \left(\frac{N_{felt.ofte}}{A_t} \right) + \left(\frac{M_{felt.ofte}}{I_{t.felt}} \right) \cdot (y - y_{t.felt}) = 2.218$$

$$f_{ctm} > \sigma_{c.ok.f.ofte} = 1 \quad \text{Ikke opprisset}$$

$$\sigma_{c.Rd.linearitet} > |\sigma_{c.uk.f.ofte}| = 1$$

Kontroll underkant ved akse 3, karakteristisk lastkombi med strekk UK

$$M_{\text{støtte.uk}} := 10023.1 \cdot 10^6 \qquad y_{\text{støtte.uk}} := 423.6$$

$$N_{\text{støtte.uk}} := -37214.3 \cdot 10^3$$

$$I_x := 6.004 \cdot 10^{11}$$

$$\sigma_{\text{uk.støtte.2}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.uk}}}{A_c} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.uk}}}{I_x} \right) \cdot y_{\text{støtte.uk}} = 3.821$$

$$\sigma_{\text{ok.støtte.2}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.uk}}}{A_c} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.uk}}}{I_x} \right) \cdot (y_{\text{støtte.uk}} - h) = -9.534$$

$$\sigma_{c.Rd} > |\sigma_{\text{ok.støtte.2}}| = 1$$

$$f_{\text{ctm}} > \sigma_{\text{uk.støtte.2}} = 0 \qquad \text{Må kontrollere stadium 2 her}$$

Kontroll underkant ved akse 3, permanent lastkombi med strekk UK

$$M_{\text{støtte.uk.perm}} := 7372.1 \cdot 10^6$$

$$N_{\text{støtte.uk.perm}} := -37442.6 \cdot 10^3$$

$$\sigma_{\text{uk.støtte.2.perm}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.uk.perm}}}{A_c} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.uk.perm}}}{I_x} \right) \cdot y_{\text{støtte.uk}} = 1.931$$

$$\sigma_{\text{ok.støtte.2.perm}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.uk.perm}}}{A_c} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.uk.perm}}}{I_x} \right) \cdot (y_{\text{støtte.uk}} - h) = -7.892$$

$$\sigma_{c.Rd} > |\sigma_{\text{ok.støtte.2.perm}}| = 1$$

$$f_{\text{ctm}} > \sigma_{\text{uk.støtte.2.perm}} = 1 \qquad \text{OK}$$

Kontroll underkant ved akse 3, ofte forekommende lastkombi med strekk UK

$$M_{\text{støtte.uk.ofte}} := 7538.1 \cdot 10^6$$

$$N_{\text{støtte.uk.ofte}} := -37369 \cdot 10^3$$

$$\sigma_{\text{uk.støtte.2.ofte}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.uk.ofte}}}{A_c} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.uk.ofte}}}{I_x} \right) \cdot y_{\text{støtte.uk}} = 2.055$$

$$\sigma_{\text{ok.støtte.2.ofte}} := \left(\frac{N_{\text{støtte.uk.ofte}}}{A_c} \right) + \left(\frac{M_{\text{støtte.uk.ofte}}}{I_x} \right) \cdot (y_{\text{støtte.uk}} - h) = -7.989$$

$$\sigma_{c.Rd} > |\sigma_{\text{ok.støtte.2.ofte}}| = 1$$

$$f_{\text{ctm}} > \sigma_{\text{uk.støtte.2.ofte}} = 1 \quad \mathbf{OK}$$

Stadium 2 kontroll underkant akse 3:

$$A_{s,\text{tot}} := \left(\frac{1000}{200} \right) \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 2.454 \times 10^3$$

$$b_s := 1000$$

$$\rho_2 := \frac{A_{s,\text{tot}}}{b_s \cdot d_{\text{middel.2}}} = 3.481 \times 10^{-3}$$

$$\eta_2 := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 12.706$$

$$d_{\text{middel.2}} := 705$$

$$a := \frac{|M_{\text{støtte.uk}}|}{|N_{\text{støtte.uk}}|} = 269.335$$

$$y = 423.581 \quad \text{Tyngdepunkt for betong fra bunn og opp}$$

$$e_s := d_{\text{middel.2}} - (h - y) = 328.581$$

$$e_p := 176.069$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{d_{\text{middel.2}} \cdot \alpha^3}{6 \cdot (e_s + a)} \dots \\ + \left(\frac{1}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{d_{\text{middel.2}}}{e_s + a} \right) \alpha^2 \dots \\ + \eta_2 \cdot \rho_2 \cdot \alpha \\ + \eta_2 \cdot \rho_2 \cdot -1 \end{array} \right] \dots = 0 \quad \text{solve, } \alpha \rightarrow \begin{pmatrix} 0.646 \\ -0.095 - 0.582i \\ -0.095 + 0.582i \end{pmatrix}$$

Likningen her er basert på aksial- og momentlikevekt

$$b := 12000 \quad \alpha := 0.646$$

$$\sigma_{c.2.ok} := \left(\frac{N_{\text{støtte.uk}}}{12d_{\text{middel.2}} \cdot b_s} \right) \cdot \left[\frac{1}{\left(\frac{1}{2} \right) \cdot \alpha - \eta_2 \cdot \rho_2 \cdot \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)} \right] = -14.724$$

$$\sigma_{c.Rd} = 27 \quad \sigma_{c.Rd} > |\sigma_{c.2.ok}| = 1 \quad \text{Trykk er OK}$$

Tøyning overkant:

$$\epsilon_c := \frac{\sigma_{c,2,ok}}{E_{cm}} = -9.354 \times 10^{-4}$$

$$I_s := A_{s,tot} \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d_{middel,2}^2 = 3.388 \times 10^8 \quad \kappa := \frac{\frac{|\sigma_{c,2,ok}|}{E_{cm}}}{\alpha \cdot d_{middel,2}} = 2.054 \times 10^{-6}$$

$$EI := E_s \cdot I_s = 6.777 \times 10^{13}$$

$$EI_{alt} := \frac{M_{støtte,uk}}{12\kappa} = 4.067 \times 10^{14}$$

$$I_c := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b_s \cdot d_{middel,2}^3 = 5.737 \times 10^{10} \quad n := \frac{1000}{200}$$

$$EI_{alt3} := E_{cm} \cdot I_c = 9.031 \times 10^{14}$$

$$I_{c2} := \frac{b_s \cdot (\alpha \cdot d_{middel,2})^3}{3} = 3.149 \times 10^{10}$$

Kalkulerer forskjellige stivheter her, de skal egentlig bli like i henhold til Sørensen, men de blir ikke det, hvorfor?

$$I_{s2} := \left(n \cdot \frac{\pi \cdot 25^4}{64}\right) + A_{s,tot} \cdot [(1 - \alpha) \cdot d_{middel,2}]^2 = 1.53 \times 10^8$$

$$EI_{alt4} := E_{cm} \cdot I_{c2} + E_s \cdot I_{s2} = 5.262 \times 10^{14}$$

$$\sigma_{s,2} := E_s \cdot \left[\frac{\frac{M_{støtte,uk}}{12} \cdot (1 - \alpha) \cdot d_{middel,2}}{EI_{alt4}} \right] = 79.223$$

Bruker formel 5.55, Del1 Sørensen

$$\sigma_{s,Rd} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400$$

$$\sigma_{s,Rd} > \sigma_{s,2} = 1 \quad \text{OK}$$

$$\phi_s := 25$$

Stadium 2 i felt 4

$$M_{\text{felt.kar.2}} := -8526.1 \cdot 10^6$$

$$N_{\text{felt.kar.2}} := -23690.2 \cdot 10^3$$

$$a_{\text{felt}} := \frac{|M_{\text{felt.kar.2}}|}{|N_{\text{felt.kar.2}}|} = 359.9$$

$$A_{\text{p.2}} := \frac{A_{\text{p.halv}}}{12} = 1.8 \times 10^3$$

$$\rho_{2.\text{felt}} := \frac{A_{\text{s.tot}} + A_{\text{p.2}}}{b_s \cdot d_{\text{middel.uk}}} = 6.565 \times 10^{-3}$$

$$e_{\text{p.felt}} := 233.231$$

$$\eta_{2.\text{felt}} := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}} = 12.388$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{d_{\text{middel.uk}} \cdot \alpha_2^3}{6 \cdot (e_{\text{p.felt}} + a_{\text{felt}})} \dots \\ + \left(\frac{1}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{d_{\text{middel.uk}}}{e_{\text{p.felt}} + a_{\text{felt}}} \right) \alpha_2^2 \\ + \eta_{2.\text{felt}} \cdot \rho_{2.\text{felt}} \cdot \alpha_2 \end{array} \right] \dots - \eta_{2.\text{felt}} \cdot \rho_{2.\text{felt}} = 0 \text{ solve, } \alpha_2 \rightarrow \begin{pmatrix} 0.642 \\ -0.194 + 0.811i \\ -0.194 - 0.811i \end{pmatrix}$$

$$\alpha_2 := 0.642$$

$$\sigma_{\text{c.2.ok.felt}} := \left(\frac{N_{\text{felt.kar.2}}}{12 \cdot d_{\text{middel.uk}} \cdot b_s} \right) \cdot \left[\frac{1}{\left(\frac{1}{2} \right) \cdot \alpha_2 - \eta_{2.\text{felt}} \cdot \rho_{2.\text{felt}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_2}{\alpha_2} \right)} \right] = -10.281$$

$$\sigma_{\text{c.Rd}} = 27 \quad \sigma_{\text{c.Rd}} > |\sigma_{\text{c.2.ok.felt}}| = 1$$

Trykk er OK

$$I_{\text{c.f}} := \left[\frac{b_s \cdot (\alpha_2 \cdot d_{\text{middel.uk}})^3}{3} \right] = 2.4 \times 10^{10}$$

Likning 5.6, Del1 Sørensen

$$I_{s.f} := A_{s.tot} \cdot [(1 - \alpha_2) \cdot d_{\text{middel.2}}]^2 = 1.563 \times 10^8$$

Likning 5.7, Del1 Sørensen

$$I_{p.f} := A_{p.2} \cdot [(1 - \alpha_2) d_{\text{spenn.uk}}]^2 = 8.574 \times 10^7$$

Baserer seg på 5.7

$$EI_f := E_{cm} \cdot I_{c.f} + E_s \cdot I_{s.f} + E_p \cdot I_{p.f} = 4.258 \times 10^{14}$$

Likning 5.8, Del1 Sørensen

$$\sigma_{s.f} := E_s \cdot \left[\frac{\left| \frac{M_{\text{felt.kar.2}}}{12} \right| \cdot (1 - \alpha_2) \cdot d_{\text{middel.2}}}{EI_f} \right] = 84.23$$

5.55, Del1 fra Sørensen

$$\sigma_{s.Rd} > \sigma_{s.f} = 1$$

OK spenning i slakkarmering

$$\varepsilon_s := \frac{\sigma_{s.f}}{E_s} = 4.211 \times 10^{-4}$$

$$\kappa_f := \frac{\varepsilon_s}{h - (\alpha_2 \cdot d_{\text{spenn.uk}})} = 1.031 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{c.f} := \frac{|\sigma_{c.2.ok.felt}|}{E_{cm}} = 6.531 \times 10^{-4}$$

Beregningen av spenningene i spennarmeringen

$$\Delta\varepsilon_{p.f} := \varepsilon_{c.f} \cdot \left[\frac{(1 - \alpha_2)}{\alpha_2} \right] = 3.642 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p.f} := (\Delta\varepsilon_{p.f} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_p = 12.362$$

$$\varepsilon_{\text{tap.frik.f}} := 0.018$$

$$\varepsilon_{\text{tap.f}} := 1 - \varepsilon_{\text{tap.rel}} - \varepsilon_{\text{tap.frik.f}} = 0.982$$

$$\sigma_{p.f} := \varepsilon_{\text{tap.f}} \cdot \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p.f} = 1.381 \times 10^3$$

$$\sigma_{p.\text{tillatt}} := 0.75 \cdot f_{pk} = 1.395 \times 10^3$$

$$\sigma_{p.\text{tillatt}} > \sigma_{p.f} = 1 \quad \text{Spenning i spennarmering OK}$$

Stadium 2 er ok i feltet

Trykkavlastningskontroll : I henhold til tabell NA.7.1N, kontrolleres XD1 med tilnærmet permanent

Trekantlikhet for å beregne α_d :

$$\sigma_{c.uk.s.perm} = -6.366$$

$$\sigma_{c.ok.s.perm} = 0.032$$

$$\alpha_d := \frac{h \cdot |\sigma_{c.uk.s.perm}|}{|\sigma_{c.ok.s.perm}| + |\sigma_{c.uk.s.perm}|} = 795.97$$

Kabelen ligger innefor trykksonen, i tillegg er det valgt plastrør som ikke er avhengig av trykkavlastningskravet

Riss i lengderetning, trenger ikke i utgangspunktet å beregne dette, men gjør det for øvelse:

Dette gjøres for ofte forekommende lastsituasjon, da kontrollen er trykkavlastning i tilnærmet permanent kombinasjon, som allerede er sjekket

Støtte først:

$$c_{\text{nom.s}} := 75 \quad c_{\text{min.dur.s}} := 60 \quad \phi := 25 \quad \eta_p := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}} = 12.388 \quad \eta_s := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 12.706$$

$$k_{\text{c.s}} := \min\left(1.3, \frac{c_{\text{nom.s}}}{c_{\text{min.dur.s}}}\right) = 1.25 \quad f_{\text{ct.eff}} := f_{\text{ctm}}$$

$$w_{\text{max.s}} := 0.2 \cdot k_{\text{c.s}} = 0.25$$

$$\rho_1 := 9.489 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{\text{s.s}} := \frac{1000 \cdot \phi^2 \cdot \pi}{200 \cdot 4}$$

$$A_{\text{p.s}} := \frac{1800 \cdot 24}{12} = 3.6 \times 10^3$$

$$A_{\text{c.strip}} := 1000 \cdot h = 8 \times 10^5$$

$$M_{\text{støtte.ofte}} = 4.974 \times 10^9$$

$$N_{\text{støtte.ofte}} = -3.707 \times 10^7 \quad a_s := \frac{|M_{\text{støtte.ofte}}|}{|N_{\text{støtte.ofte}}|} = 134.194$$

$$\rho_s := \frac{A_{\text{s.tot}} + A_{\text{p.s}}}{b_s \cdot d_{\text{middel.ok}}} = 9.489 \times 10^{-3}$$

$$e_{\text{støtte}} = 176.069$$

$$e_{\text{p.s}} := e_{\text{støtte}}$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{d_{\text{middel.ok}} \cdot \alpha_s^3}{6 \cdot (e_{\text{p.s}} + a_s)} \dots \\ + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{d_{\text{middel.ok}}}{e_{\text{p.s}} + a_s}\right) \alpha_s^2 \\ + \eta_p \cdot \rho_s \cdot \alpha_s \end{array} \right] \dots - \eta_p \cdot \rho_s = 0 \quad \text{solve, } \alpha_s \rightarrow \begin{pmatrix} 1.467 \\ 0.037 - 0.482i \\ 0.037 + 0.482i \end{pmatrix}$$

$$\alpha_s := 1.467$$

$$\sigma_{c.2.ok.s} := \left(\frac{N_{støtte.ofte}}{12} \right) \cdot \left[\frac{1}{\left(\frac{1}{2} \right) \cdot \alpha_s - \eta_p \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{1 - \alpha_s}{\alpha_s} \right)} \right] = -6.28$$

$$I_{s.s} := A_{s.s} \cdot \left[(1 - \alpha_s) \cdot d_{topp} \right]^2 = 2.585 \times 10^8$$

$$I_{p.s} := A_{p.2} \cdot \left[(1 - \alpha_s) \cdot d_{spenn.ok} \right]^2 = 1.412 \times 10^8$$

$$EI_s := E_{cm} \cdot I_{c.f} + E_s \cdot I_{s.f} + E_p \cdot I_{p.f} = 4.258 \times 10^{14}$$

$$\sigma_{s.s} := E_s \cdot \left[\frac{\left| \frac{M_{støtte.ofte}}{12} \right| \cdot (1 - \alpha_s) \cdot d_{middel.ok}}{EI_s} \right] = -58.013$$

$$\Delta \varepsilon := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.s}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.s} - 0.4 \cdot \left(\frac{f_{ct.eff}}{\rho_l} \right) \cdot (1 + \eta \cdot \rho_l)}{E_s} \right] = -1.74 \times 10^{-4}$$

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c_{nom.s} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_l} = 702.887$$

$$w_k := s_{r.max} \cdot \Delta \varepsilon = -0.122$$

Her er det regnet riss med krefter hvor det egentlig ikke risser, derfor blir trykksonen for stor og det blir negative spennigner i armeringen. Derfor får man negative rissvidder. Hensikten med beregningene er for å vise gangen i en kalkulasjon av rissvidder. Dette er også vist i tverretning hvor det faktisk risser for de lastkombinasjonene som skal kontrolleres i riss

I feltet skal også egentlig ofte forekommende kontrolleres, velger å kontrollere med karakteristisk kombinasjon for å få bedre tall:

$$\sigma_{s.f} = 84.23 \quad c_{\text{nom.f}} := 65 \quad c_{\text{min.dur.f}} := 50$$

$$\Delta \varepsilon_f := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.f}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.f} - 0.4 \cdot \left(\frac{f_{\text{ct.eff}}}{\rho_1} \right) \cdot (1 + \eta \cdot \rho_1)}{E_s} \right] = 2.527 \times 10^{-4}$$

$$k_{c.f} := \min \left(1.3, \frac{c_{\text{nom.f}}}{c_{\text{min.dur.f}}} \right) = 1.3$$

$$w_{\text{max.f}} := 0.2 \cdot k_{c.f} = 0.26$$

$$s_{r.\text{max.f}} := k_3 \cdot c_{\text{nom.f}} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_1} = 668.887$$

$$w_{k.f} := \Delta \varepsilon_f \cdot s_{r.\text{max.f}} = 0.169$$

$$w_{\text{max.f}} > w_{k.f} = 1$$

Riss ok med karakteristisk lastkombinasjon i feltet

Vedlegg W: Bruksgrensetilstand i tverretning

Bruksgrense i tverretning i henhold til EC2

$$h := 800 \quad b := 1000 \quad E_c := 36000 \quad \varphi_{100} := 1.287$$

$$E_{cm} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{100}} = 1.574 \times 10^4$$

Betongegenskaper

$$f_{ck} := 45 \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5$$

$$A_c := 1.145 \cdot 10^7 \quad \epsilon_{cs} := 3.008 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{ctm} := 3.8$$

Slakkameringsgenskaper

$$f_{yk} := 50000 \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 12.706 \quad d := 695$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 490.874 \quad A_{s,tot} := \frac{1000 \cdot A_s}{80} = 6.136 \times 10^3$$

Antar opprisset tverrsnitt og od regnes i henhold til formel 5.13, Del1 i Sørensen

$$\alpha d := \left(\frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_{s,tot} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{s,tot}} \right) = 401.995 \quad \rho := \frac{A_{s,tot}}{d \cdot b} = 8.829 \times 10^{-3}$$

$$I_c := \left(\frac{b \cdot h^3}{12} \right) + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = 4.267 \times 10^{10} \quad \text{Formel 5.14}$$

$$I_s := A_{s,tot} \cdot (d - \alpha d)^2 = 5.268 \times 10^8 \quad \text{Formel 5.15, Del1 Sørensen}$$

$$EI := E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s = 1.641 \times 10^{15} \quad \text{Formel 5.16, Del1 Sørensen}$$

Rissmoment i henhold til 5.20, Del1 Sørensen

$$M_R := \left(\frac{I_c + \eta \cdot I_s}{h - \alpha d} \right) \cdot f_{ctm} = 4.713 \times 10^8 \quad M_R \cdot 10^{-6} = 471.298$$

Karakteristisk lastkombinasjon

$$\begin{aligned} \gamma_{tr.kar} &:= 1 & \gamma_{g.kar} &:= 1 & \gamma_{tr.perm} &:= 0.5 & \gamma_{g.perm} &:= 1 \\ P_{traf.kar} &:= \gamma_{tr.kar} \cdot 9 \cdot \frac{b}{1000} = 9 & P_{aksel.kar} &:= \gamma_{tr.kar} \cdot 300 \cdot 10^3 & G_{tynn.kar} &:= \gamma_{g.kar} \cdot 0.35 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \\ G_{slitelag.kar} &:= \gamma_{g.kar} \cdot 2 \cdot \frac{b}{1000} = 2 & G_{tykk.kar} &:= \gamma_{g.kar} \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \\ & & G_{skrå.kar} &:= \gamma_{g.kar} \cdot \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 1}{2} \cdot 25 \cdot 10^3 \\ & & G_{rekkverk.kar} &:= \gamma_{g.kar} \cdot 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed.kar} &:= G_{rekkverk.kar} \cdot b \cdot 3500 + P_{aksel.kar} \cdot 2750 + P_{aksel.kar} \cdot 750 \dots = 1.208 \times 10^9 \\ &+ P_{traf.kar} \cdot 2750 \cdot \frac{2750}{2} + G_{tynn.kar} \cdot 3.5 \cdot \frac{3500}{2} \dots \\ &+ G_{tykk.kar} \cdot 1.5 \cdot \frac{1500}{2} + G_{skrå.kar} \cdot \left(1500 + \frac{1000}{3} \right) \dots \\ &+ G_{slitelag.kar} \cdot \frac{3500^2}{2} \end{aligned}$$

$$M_{Ed.kar} = 1.208 \times 10^9 \quad M_{Ed.kar} \cdot 10^{-6} = 1.208 \times 10^3$$

$M_R > M_{Ed.kar} = 0$ **Tverrsnittet vil risse opp i tverretningen for karakteristisk lastkombinasjon**

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

$$\begin{aligned} P_{traf.perm} &:= \gamma_{tr.perm} \cdot 9 \cdot \frac{b}{1000} = 4.5 & P_{aksel.perm} &:= \gamma_{tr.perm} \cdot 300 \cdot 10^3 \\ G_{slitelag.perm} &:= \gamma_{g.perm} \cdot 2 \cdot \frac{b}{1000} = 2 & G_{tynn.perm} &:= \gamma_{g.perm} \cdot 0.35 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \\ & & G_{tykk.perm} &:= \gamma_{g.perm} \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \\ & & G_{skrå.perm} &:= \gamma_{g.perm} \cdot \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 1}{2} \cdot 25 \cdot 10^3 \\ & & G_{rekkverk.perm} &:= \gamma_{g.perm} \cdot 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Ed,perm} := & G_{rekkverk,perm} \cdot b \cdot 3500 + P_{aksel,perm} \cdot 2750 + P_{aksel,perm} \cdot 750 \dots = 6.658 \times 10^8 \\
 & + P_{traf,perm} \cdot 2750 \cdot \frac{2750}{2} + G_{tynn,perm} \cdot 3.5 \cdot \frac{3500}{2} \dots \\
 & + G_{tykk,perm} \cdot 1.5 \cdot \frac{1500}{2} + G_{skrå,perm} \cdot \left(1500 + \frac{1000}{3} \right) \dots \\
 & + G_{slitelag,perm} \cdot \frac{3500^2}{2}
 \end{aligned}$$

$$M_{Ed,perm} = 6.658 \times 10^8 \quad M_{Ed,perm} \cdot 10^{-6} = 665.828$$

$M_R > M_{Ed,perm} = 0$ **Risser opp i tilnærmet permanent lastkombinasjon også, må kontrollere rissvidder**

Spenningsbegrensning, stadium 2

$$\alpha_2 := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.375 \quad \text{Formel 5.5, Del1 Sørensen}$$

$$I_{c,2} := 0.5 \cdot \alpha_2^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_2}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = 2.061 \times 10^{10} \quad \text{Formel 5.9, Del1 Sørensen}$$

$$EI_2 := E_c \cdot I_{c,2} = 7.42 \times 10^{14} \quad \text{Formel 5.10, Del 1 Sørensen}$$

$$\sigma_{s,2} := E_s \cdot \left[\frac{M_{Ed,kar} \cdot (1 - \alpha_2) \cdot d}{EI_2} \right] = 141.515 \quad \text{Spenning i slakkarmering, fra formel 5.55, Del1 Sørensen}$$

$$\sigma_{s,Rd} := 400$$

$$\sigma_{s,Rd} > \sigma_{s,2} = 1 \quad \text{Spenning i armering er OK}$$

Spenning i betong

$$\epsilon_{s.2} := \frac{\sigma_{s.2}}{E_s} = 7.076 \times 10^{-4} \quad f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$\epsilon_{c.2} := \frac{\epsilon_{s.2} \cdot \alpha_2 \cdot d}{d - \alpha_2 \cdot d} = 4.238 \times 10^{-4} \quad \text{Trekantforhold mellom tøyningene og høydene i tverrsnittet}$$

$$\sigma_{c.2} := \epsilon_{c.2} \cdot E_c = 15.256 \quad \text{Trykkspenninger}$$

$$\sigma_{c.Rd} := 27$$

$$\sigma_{c.Rd} > \sigma_{c.2} = 1 \quad \text{Betongspenning er OK}$$

Rissvidde : Kontrolleres mot tilnærmet permanent lastkombinasjon

$$\sigma_{s.2,perm} := E_s \cdot \left[\frac{M_{Ed,perm} \cdot (1 - \alpha_2) \cdot d}{EI_2} \right] = 78.011 \quad \text{Formel 5.55}$$

$$\Delta \epsilon := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.2,perm}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.2,perm} - 0.4 \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho} \right) \cdot (1 + \eta \cdot \rho)}{E_s} \right] = 2.34 \times 10^{-4} \quad \text{I henhold til 7.3.4 (7.9)}$$

$$c_{nom} := 75 \quad \phi := 25$$

s.r.max kan beregnes som 7.11

$$5 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) > 80 = 1$$

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425 \quad c_{min,dur} := 60$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho} = 736.386 \quad \text{EC2 7.3.4 Formel 7.11}$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \epsilon = 0.172 \quad \text{EC2 7.3.4 Formel 7.8}$$

$$k_c := \min \left[\left(\frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \right), 1.3 \right] = 1.25 \quad \text{EC2 NA.7.3.1 Formel NA.901}$$

$w_{\max} := 0.3 \cdot k_c = 0.375$ **Fra tabell NA.7.1N**

**Kontrollerer kun tilnærmet
permanent
pga. eksponeringsklasse**

$w_{\max} > w_k = 1$ **Rissvidde ok i tverretning**

Vedlegg X: Skjærkontroll uten armering

Skjærkontroll uten bøylearmering

$$A_p := 1800 \cdot \frac{24}{b_w} \quad A_p = 3.6 \times 10^3 \quad b_w := 12 \quad f_{ck} := 45$$

$$A_s := \frac{1000 \cdot \pi \cdot 25^2}{200 \cdot 4} = 2.454 \times 10^3 \quad \gamma_c := 1.5 \quad d_{slakk} := 695 \quad d_{spenn} := 599.65$$

$$d_{middel} := 638.015$$

$$\rho_l := \frac{A_p + A_s}{1000 \cdot d_{middel}} \quad \rho_l = 9.489 \times 10^{-3} \quad f_{cd} := \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad \rho_l < 0.02 = 1$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{middel}}} \quad k = 1.56 \quad k < 2 = 1$$

$$k_1 := 0.15 \quad k_2 := 0.18 \quad h := 800$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} \quad C_{Rd,c} = 0.12$$

$$N_{Ed} := 33908 \cdot \frac{10^3}{b_w}$$

$$A_c := 1000 \cdot h \quad \sigma_{cp,alt} := 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3.532 \quad \sigma_{cp} < \sigma_{cp,alt} = 1$$

$$v_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad v_{Rd,c} = 1.184$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad v_{min} = 0.987$$

$$v_{Rd,c} > v_{min} = 1$$

$$V_{Rd,c} := \max(v_{Rd,c}, v_{min}) \cdot 1000 \cdot d_{middel} \quad V_{Rd,c} = 7.555 \times 10^5$$

$$V_{Ed} := \frac{9652}{b_w} \cdot 10^3 = 8.043 \times 10^5$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 1.065$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} < 1 = 0$$

Må legge inn skjærarming

Vedlegg Y: Skjærkontroll med armering over akse 2

Skjærarmering i platen ved veggopplegg B

Beregningene følger 6.2.3 i EC2

$$\cot\theta := 2$$

Ligger mellom 1 og 2.5 i henhold til 6.2.3(2), men ikke større enn 2 i henhold til N400

$$d_{\text{topp}} := 695 \quad f_{yk} := 500 \quad f_{ywd} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \quad f_{ck} := 45$$

$$z_{\text{topp}} := 0.9 \cdot d_{\text{topp}} = 625.5 \quad f_{cd} := \frac{0.85 f_{ck}}{1.5} = 25.5$$

$$A_{sw} := \frac{20^2 \cdot \pi}{4} = 314.159 \quad b_w := 12 \quad n := 5 \quad A_{sw,pr.m} := A_{sw} \cdot n = 1.571 \times 10^3$$

$$V_{Ed} := 9652.1 \cdot 10^3 \quad V_{Ed,pr.m} := \frac{V_{Ed}}{b_w} = 8.043 \times 10^5$$

EC2: 6.2.3(3)

$$A_{s,tetthet,topp} := \frac{V_{Ed,pr.m}}{z_{\text{topp}} \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = 1.607 \quad s_{\text{topp}} := \frac{A_{sw,pr.m}}{A_{s,tetthet,topp}} = 977.23 \quad \mathbf{6.8}$$

$$s_{\text{valgt}} := 320$$

Formel 6.8

$$V_{Rd,s,topp} := \left(\frac{A_{sw,pr.m}}{s_{\text{valgt}}} \right) \cdot z_{\text{topp}} \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 2.456 \times 10^6 \quad V_{Rd,s,topp} \cdot 10^{-3} = 2.456 \times 10^3$$

$$h := 800$$

$$\nu_1 := 0.6 \quad N_{Ed} := 32908 \cdot \frac{10^3}{12} \quad A_c := 1000 \cdot h \quad \sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3.428$$

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} \left[1 + \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 \cdot f_{cd} \\ \left[2.5 \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] \right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases} \quad \alpha_{cw} = 1.134 \quad \text{NA 6.2.3(3)}$$

$$\tan\theta := \frac{1}{\cot\theta} = 0.5$$

Formel 6.9
(skjærtrykk)

$$V_{Rd,max,topp} := \alpha_{cw} \cdot 1000 \cdot z_{topp} \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 4.343 \times 10^6$$

$$V_{Rd,B,topp} := \min(V_{Rd,s,topp}, V_{Rd,max,topp}) = 2.456 \times 10^6$$

Armeringen blir
dimensjonerende

$$\frac{V_{Ed,pr.m}}{V_{Rd,B,topp}} < 1 = 1 \quad \text{OK} \quad \frac{V_{Ed,pr.m}}{V_{Rd,B,topp}} = 0.327$$

Minimalsarmering i lengderetning:

$$\rho_{\min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = 1.342 \times 10^{-3}$$

$$s_{\text{maks.1}} := \frac{A_{\text{sw.pr.m}}}{\rho_{\min} \cdot 1000 \cdot 1} = 1.171 \times 10^3$$

Beregninger for det er strekk underkant av konstruksjonen:

$$d_{\text{bunn}} := 705$$

$$z_{\text{bunn}} := 0.9 \cdot d_{\text{bunn}} = 634.5$$

$$A_{\text{s.tetthet.bunn}} := \frac{V_{\text{Ed.pr.m}}}{z_{\text{bunn}} \cdot \hat{f}_{ywd} \cdot \cot\theta} = 1.585 \quad s_{\text{bunn}} := \frac{A_{\text{sw.pr.m}}}{A_{\text{s.tetthet.bunn}}} = 991.29$$

$$V_{\text{Rd.s.bunn}} := \left(\frac{A_{\text{sw.pr.m}}}{s_{\text{valgt}}} \right) \cdot z_{\text{bunn}} \cdot \hat{f}_{ywd} \cdot \cot\theta = 2.492 \times 10^6$$

$$V_{\text{Rd.max.bunn}} := \alpha_{cw} \cdot 1000 \cdot z_{\text{bunn}} \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 4.405 \times 10^6$$

$$V_{\text{Rd.B.bunn}} := \min(V_{\text{Rd.s.bunn}}, V_{\text{Rd.max.bunn}}) = 2.492 \times 10^6$$

Vedlegg Z: Gjennomløkkingskontroll over akse 3 og 4

Gjennomløkking ved søyler ved opplegg i akse 3 og 4, tilnærmet lik aksialkraft fra søyla, krefter hentet fra akse 4

$\cot\theta := 2$ Ligger mellom 1 og 2.5 i henhold til 6.2.3(2), men i henhold til N400 maks 2

$$f_{yk} := 500 \quad f_{ywd} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \quad f_{ck} := 45 \quad f_{cd} := \frac{0.85 f_{ck}}{1.5} = 25.5$$

$$b_w := 12000 \quad n := 4 \quad h := 800$$

$$\nu_1 := 0.6 \quad A_c := 1000 \cdot h \quad N_{Ed} := 35978 \cdot \frac{10^3}{12} \quad \sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3.748$$

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} \left[1 + \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 \cdot f_{cd} \\ \left[2.5 \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] \right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases} \quad \alpha_{cw} = 1.147 \quad \mathbf{NA\ 6.2.3}$$

$$\tan\theta := \frac{1}{\cot\theta} = 0.5$$

$$d_{eff} := 695 \quad d_{middel} := 638.015$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad u_1 := 2 \cdot \pi \cdot (500 + 2 \cdot d_{eff}) = 1.188 \times 10^4 \quad \mathbf{EC2: 6.4.2 (1)}$$

$$A_{p,tot} := 1800 \cdot \frac{24}{12} = 3.6 \times 10^3 \quad r_1 := \frac{u_1}{2 \cdot \pi} = 1.89 \times 10^3$$

$$A_{s,x} := \left(\frac{\pi \cdot 25^2}{4} \right) \cdot \frac{1000}{200} = 2.454 \times 10^3$$

$$b := 1000 \quad A_{s,y} := \left(\frac{\pi \cdot 25^2}{4} \right) \cdot \frac{1000}{80} = 6.136 \times 10^3$$

$$\rho_x := \frac{A_{p,tot} + A_{s,x}}{b \cdot d_{middel}} = 9.489 \times 10^{-3} \quad \rho_y := \frac{A_{s,y}}{b \cdot d_{middel}} = 9.617 \times 10^{-3}$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 9.553 \times 10^{-3} \quad \rho_l < 0.02 = 1$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{middel}}} = 1.56 \quad k < 2 = 1$$

$$k_1 := 0.1 \text{ For plater} \quad k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} \quad C_{Rd,c} = 0.12$$

$$\sigma_{cp} < 0.2 \cdot f_{cd} = 1$$

Dette er aksialkrafta i venstre søyle i akse 4:

$$V_{Ed,gj} := 12555.3 \cdot 10^3$$

Skjærkraftkap ved u1

Momentet i søyla i akse 4 er 0, henter momentet fra søyle i akse 3

$$M_{Ed} := 5727.7 \cdot 10^6$$

Formel 6.47:

$$v_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 1.031$$

$$D := 1000$$

$$\xi_w := \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,gj}} = 456.198$$

Formel NA.6.3N:

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.832$$

Formel 6.42:

$$\beta := 1 + 0.6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{e}{D + 4 \cdot d_{eff}} \right) = 1.227$$

$$V_{Rd,c} := \max(v_{Rd,c}, v_{min}) = 1.031$$

$$v_{Ed,u1} := \frac{V_{Ed,gj} \cdot \beta}{u_1 \cdot d_{middel}} = 2.034$$

$$V_{Rd,c} > v_{Ed,u1} = 0 \quad \text{Må armeres}$$

Skjærkraftkap ved u0

$$u_0 := 2 \cdot \pi \cdot 500 = 3.142 \times 10^3$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right] = 0.492$$

Braker ikke betongkap. i v_{Rd,cs}, kan derfor i henhold til NA.6.4.5 sette v_{Rd,max} lik:

$$v_{Ed,u0} := \frac{\beta \cdot V_{Ed,gj}}{u_0 \cdot d_{middel}} = 7.689$$

$$v_{Rd,max} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.018$$

$$v_{Rd,max} > v_{Ed,u0} = 0 \quad \text{Må armeres}$$

Med armering:

$$s_t := 200$$

$$\alpha := \frac{\pi}{2}$$

$$s_{t,max,inn} := 1.5 \cdot d_{middel} = 957.023$$

$$f_{ywd,ef} := \min(250 + 0.25 \cdot d_{middel}, f_{ywd}) = 400$$

$$s_{t,max,out} := 2 \cdot d_{middel} = 1.276 \times 10^3$$

$$s_{r,min} := 0.75 \cdot d_{middel} = 478.511$$

Armeringen ligger i et "firkantet rutenett", vanskelig å si korrekt s_r, antatt den lengste diagonalen mellom jernene i rutenettet

$$s_r := \sqrt{160^2 + 200^2} = 256.125 \quad \text{160 og 200 er senteravstandene i henholdsvis lengde og bredde}$$

Formel 6.52:

$$A_{sw,snitt} := \frac{v_{Ed,u1} \cdot s_r \cdot u_1 \cdot d_{middel} \cdot \sin(\alpha)}{1.5 \cdot d_{middel} \cdot f_{ywd,ef}} = 1.031 \times 10^4 \quad A_{sw} := \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 314.159$$

$$A_{sw,tot} := 1.5 \cdot \left(\frac{d_{eff}}{s_r} \right) \cdot A_{sw,snitt} = 4.197 \times 10^4$$

$$n_{nød} := \frac{A_{sw,tot}}{A_{sw}} = 133.595$$

$$278 \cdot A_{sw} = 8.734 \times 10^4$$

$$n_{jern} := 4 \cdot 64 + 2 \cdot 5 + 2 \cdot 6 = 278 \quad n_{jern} > n_{n\ddot{o}d} = 1 \quad \text{Antall jern er OK}$$

$$A_{sw.min} := \frac{\left[0.08 \cdot \left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \right] \cdot (s_r \cdot s_t)}{(1.5 \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha))} = 36.654 \quad \text{Dobbeltsjekk denne}$$

$$u_{out.eff} := \frac{\beta \cdot V_{Ed.gj}}{v_{Rd.c} \cdot d_{middel}} = 2.344 \times 10^4 \quad \text{Formel 6.54}$$

$$r := \frac{u_{out.eff}}{2\pi} = 3.731 \times 10^3 \quad \text{Armeringen m\aa ligg ut hit, har beregnet generell skj\ae rmering som vil ligg i hele brubanen uansett som vil dekke området}$$