

Dimensjonering av en etteroppspent betongbru

Design of a Post-Tensioned Concrete Bridge

Trondheim, mai 2024

Iver Mork

Jørgen Pedersen Ruderaas

Marius Paasche

Intern veileder:

Jan Arve Øverli

Ekstern veileder:

Håvard Johansen – Statens vegvesen

Prosjektnr:
2024 - 07

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Rapporten er ÅPEN

Prosjektbeskrivelse

Formålet med bacheloroppgaven er i hovedsak å tilegne mer forståelse for brudimensjonering og konstruksjonsteknikk generelt. Det blir gjort gjennom et selvstudium av relevante standarder for dimensjonering av en spennarmert bru. I løpet av prosjekteringsprosessen skal det gjennomføres lastberegning, statistiske analyser og dimensjonering.

Oppgaven tar for seg analyse og dimensjonering av en ett-spenns spennarmert bru. Dimensjoneringen er avgrenset til å kun omfatte bruoverbygningen fra akse til akse. Dermed skal ikke landkar eller endetverrbjelker inngå i prosjekteringen. Bruen skal tilfredsstillende krav gitt av standarder og ha tilstrekkelig kapasitet ovenfor alle laster både i brudd- og bruksgrensetilstand. Den skal modelleres og analyseres i NovaFrame for å gjennomføre statistiske analyser.

Resultatmål

Dimensjoneringsprosessen av bruene skal gjøres gjennom å bruke relevant teori.

Det skal beregnes en konstruksjon som er tilstrekkelig dimensjonert, både i brudd- og bruksgrensetilstand.

Presentere statistiske analyser gjort i et FEM-designprogram.

Det skal presenteres en ferdig prosjektert bruoverbygning.

Stikkord

Brudimensjonering

FEM-analyse

Betongkonstruksjoner

Spennarmering

Forord

Bacheloroppgaven markerer en avslutning på ett 3-årig bachelorstudie, bachelor i ingeniørfag bygg ved NTNU i Trondheim. Oppgaven er skrevet i samarbeid av Iver Mork, Marius Paasche og Jørgen Pedersen Ruderaas. Alle tre har valgt fordypning i konstruksjonsteknikk på femte semester av bachelorstudiet. Det ble dermed naturlig å skrive en oppgave innenfor fagområdet konstruksjonsteknikk.

Tema for oppgaven ble valgt i samarbeid med Tore Nilsberg Torp og Robert Størdal hos Aas-Jakobsen. Professor Jan Arve Øverli ved institutt for konstruksjonsteknikk har fungert som hovedveileder. Håvard Johansen hos Statens vegvesen har fungert som ekstern veileder.

I oppgaven har vi gjennomført en statisk analyse og dimensjonert en ett-spenns spennarmert betongbru. Vi har fått god kjennskap til standarder og håndbøker, som all dimensjonering er gjort i henhold til. Analysen og modelleringen av bruene er gjort i NovaFrame 5.

Vi ønsker å rekke en stor takk til vår veileder, professor Jan Arve Øverli. Vi takker for god veiledning og jevnlig oppfølging av oppgaven. I tillegg ønsker vi å takke vår eksterne veileder Håvard Johansen på Statens vegvesen. Her har vi fått god innføring i brukonstruksjon og beregning av spennarmerte bruer. Til slutt ønsker vi å takke Robert Størdal og Tore Nilsberg Torp ved Aas-Jakobsen for veiledning i NovaFrame og gode innspill til oppgaven.

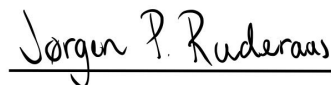
Trondheim, 16. mai 2024



Iver Mork



Marius Paasche



Jørgen P. Ruderaas

Sammendrag

Hensikten med oppgaven er å få innsikt i prosessen bak dimensjoneringen av en spennarmert bru. Arbeidet skal gi et innblikk i lastberegningen, analysen og dimensjoneringen som ligger til grunn. Oppgaven vil omfatte en studie av håndbøker, standarder og beregningsmetodikk for spennarmerte bruer. Dette innebærer bruk av Eurokoder, vegnormaler og rapporter fra Statens vegvesen for å dimensjonere bruene.

Det skal analyseres, modelleres og dimensjoneres en fiktiv bru plassert på Moholt i Trondheim. Bruen er ett-spenns spennarmert, med en lengde på 30 meter og en føringsbredde på 8.5 meter. Dimensjoneringen er avgrenset til å kun ta hensyn til overbygningen, dermed skal ikke landkar eller endetverrbjelker tas hensyn til. Når det skal prosjekteres en spennarmert bru er det nødvendig med et FEM-analyseprogram. Det er også benyttet i denne oppgaven ved NovaFrame 5, som da har gitt en god innføring i FEM-analyser.

I de første kapitlene gjennomgås litteraturen, FEM-analyseprogrammet og de generelle forutsetningene som brukes i oppgaven. Ved å bruke litteraturen og de gitte forutsetningene bestemmes armeringen i bruene. Lastberegningene for bruene er bestemt etter relevante Eurokoder og N400. Etter lastberegningene og spennarmeringen er bestemt, starter modelleringen av brukonstruksjonen. Verifikasjonen av modellen er nødvendig for å sikre at programmet tolker lastene og den statiske modellen korrekt. Når modellen er korrekt, er det mulig å hente ut de opptredende lastene i tverrsnittet. De opptredende lastene blir kontrollert opp mot de dimensjonerende kapasitene. Dette er gjort både i brudd- og bruksgrensetilstand. Kapasitetskontrollen viste at kapasiteten i tverrsnittet var tilstrekkelig i både brudd- og bruksgrensetilstand.

Abstract

This projects purpose is to examine the process behind the design of a prestressed concrete bridge. The work aims to provide insight into the load calculation, analysis and design that is relevant to the construction of the bridge. Furthermore the assignment will involve a study of handbooks, standards and calculation methods for prestressed bridges. This includes Eurocodes, road standards and designreports from the Norwegian Public Roads Administration.

This bachelor's thesis will analyze, model and design a fictional bridge located in Moholt, Trondheim. The bridge is a single-span prestressed structure with a length of 30 meters and a width of 8.5 meters. During the design of the bridge, the group will only focus on the superstructure of the bridge. This does not include foundations or crossbeams. To perform the design of a prestressed bridge, a FEM-analysis software is required. Through the work with this assignment there has been acquired a thorough understanding of the finite element method and the FEM-analysis software.

The initial chapters of the assignment will review the literature, FEM analysis program and the general assumptions used. Based on the literature and general assumptions, the reinforcement in the bridge will be determined. The load calculations for the bridge will follow relevant Eurocodes and N400. After the load calculations and prestressing is determined, the modeling of the bridge structure begins. Verification of the model is necessary to ensure that the FEM-software interprets the loads and the static model correctly. Once the model is verified, the acting loads on the cross-section can be determined. These loads will be evaluated against the design loads in both ultimate and serviceability limit state. In the capacity check the acting loads are compared with the calculated capacity. The capacity check demonstrates sufficient capacity in the cross-section both in ultimate and serviceability limit state.

Figurliste

2.1	Tverrsnittsdimensjoner	5
3.1	Spennarmeringens plassering midt i feltet	11
5.1	Brutverrsnitt	23
5.2	NovaFrame nodenummerering	24
5.3	NovaFrame elementnummerering	24
6.1	Momentdiagram med kun egenlast	28
6.2	Skjærkraftdiagram med kun egenlast	29
6.3	Primærmoment fra spennarmering	29
6.4	Momentdiagram med kun vindlast	30
6.5	Skjærkraftdiagram med kun vindlast	30
6.6	Momentdiagram med kun vindlast	31
6.7	Skjærkraftdiagram med kun trafikklast	32
7.1	Moment ULS uten spennarmering	34
7.2	Skjærkraft ULS uten spennarmering	34
7.3	Aksialkraft ULS med spennarmering	34
7.4	Moment ULS med spennarmering	35
7.5	Skjærkraft ULS med spennarmering	35
7.6	Torsjonsmoment ULS med spennarmering	35
7.7	Torsjonsareal og torsjonsforløp	38
7.8	Statisk system for flensen	39
8.1	Momentdiagram SLS Tilnærmet permanent	45
8.2	Skjærkraftdiagram SLS Tilnærmet permanent	45
8.3	Aksialkraftdiagram SLS	45
8.4	Momentdiagram SLS Ofte forekommende	46
8.5	Skjærkraftdiagram SLS Ofte forekommende	46
8.6	Aksialkraftdiagram SLS Ofte forekommende	46
8.7	Momentdiagram SLS Karakteristisk	47
8.8	Skjærkraftdiagram SLS Karakteristisk	47
8.9	Aksialkraftdiagram SLS Karakteristisk	47
9.1	Tverrsnittsdimensjoner	51

9.2 Armert tverrsnitt 52

Symbolliste

Latinske store bokstaver

A_c	Tverrsnittsareal
$A_{kantdrager}$	Tverrsnittsareal av kandrager
A_p	Tverrsnittsareal av en spennkabel
A_{pb}	Nødvendig spennarmeringsareal
$A_{ref,z}$	Referanseareal i z-retning
A_s	Lengdearmeringsareal
A_{sw}	Skjærarmeringsareal
A_t	Transformert tverrsnittsareal
C_z	Vindlastfaktor
E_{cm}	Betongens sekante elastisitetsmodul
$E_{c,eff}$	Betongens effektive elastisitetsmodul
E_p	Spennarmeringens elastisitetsmodul
$F_{w,z}$	Vindkraft i z-retning
G	Egenlast
H	Bruens høyde over havet
H_0	Regionalt tregrensenivå
I_t	Transformert arealtregghetsmoment
I_v	Turbulensintensitet
I_y	Arealregghetsmoment
L	Lengde av bru
M_{cr}	Rissmoment
M_{Ed}	Opptredende bøyemoment
M_{Rd}	Momentkapasitet
N	Maksimal aksialkraft fra innspenningen
N_{Ed}	Opptredende aksialkraft
P_{max}	Maksimal aksialkraft fra en spennkabel
Q_{ik}	Boggilast
RH	Relativ fuktighet av omgivelsene
RH_0	Referanseluftfuktighet, 100%

S_n	Tverrsnittsareal av spenntau
T_{Ed}	Opptredende torsjonsmoment
$T_{e,max/min}$	Høyeste/Laveste jevnt fordelte brutemperaturandel
$T_{max/min}$	Øvre/Nedre representative lufttemperatur
$\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperaturdifferanse (oppvarming ovenfra)
$\Delta T_{M,heat}$	Lineært varierende temperaturdifferanse (nedkjøling ovenfra)
$\Delta T_{N,con}$	Største kontraksjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{N,exp}$	Største ekspansasjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$T_{Rd,c}$	Torsjonskapasitet
T_0	Initialtemperatur
V_{Ed}	Opptredende skjærkraft
$V_{Ed,red}$	Redusert opptredende skjærkraft
$V_{Rd,c}$	Skjærkapasitet av betongtverrsnittet

Latinske små bokstaver

b	Føringsbredde
b_{eff}	Effektiv bredde
b_{flens}	Bredden av en meter flens
b_{middel}	Midlet bredde av tverrsnittet
b_{tot}	Bredde av bruene inkludert kantdragere
b_w	Stegbredde i underkant
$b_{w,ok}$	Stegbredde i overkant
c_{alt}	Nivåfaktor
c_{dir}	Retningsfaktor
c_e	Eksponeringsfaktor
$c_{f,z}$	Kraftfaktor i z-retning
$c_{nom,ok}$	Overdekning i overkant av bruene
$c_{nom,p}$	Overdekning til spennarmeringen
$c_{nom,uk}$	Overdekning i underkant av bruene
c_o	Terrengformfaktor
c_{prob}	Sannsynlighetsfaktor

c_r	Ruhetsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
d	Effektiv høyde
e	Eksentrisiteten til spennkablene i midten av feltet
e_{vind}	Eksentrisitet til vindlasten i z-retning
f_{cd}	Dimensjonerende sylindrefasthet
f_{ck}	Karakteristisk sylindrefasthet
f_{cm}	Middelverdi av betongens sylindrefasthet
f_{ctd}	Dimensjonerende aksialstrekkfasthet
f_{ctm}	Betongens midlere aksialstrekkfasthet
f_{pd}	Spennarmeringens dimensjonerende strekkfasthet
f_{pk}	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Karakteristisk strekkfasthet 0,1%-grense
f_{yd}	Dimensjonerende flytespenning
f_{yk}	Karakteristisk flytespenning
g	Egenlast av bruoverbygningen
h	Høyde av tverrsnittet
h_{flens}	Flenstykkelser innerst
h_0	Effektiv tverrsnittshøyde
k_l	Turbulensfaktor
k_p	Toppfaktor
k_r	Terrengruhetsfaktor
k_{sur}	Overflatefaktor for belegningstykkelser
n_p	Antall spennkabler i bruene
q_b	Basisvindhastighetstrykk
q_{ik}	Jevnt fordelt trafikklast
q_p	Vindkasthastighetstrykk
t_{ef}	Effektiv veggtykkelse
t_s	Tid for fjerning av forskaling
t_0	Tid for belastning
u	Omkrets av tverrsnittet
v_b	Basisvindhastighet

$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_m	Stedsvindhastighet
v_p	Vindkasthastighet
y_c	y koordinat for tverrsnittets tyngdepunkt fra bunnen
y_t	Forskyvning av tverrsnittets tyngdepunkt etter armering er lagt inn
z	Høyde over bakken/indre momentarm
z_0	Ruhetslengde
z_{min}	Minste høyde

Greske små bokstaver

α	Trykksonehøydefaktor
α_b	Balansert trykksonehøydefaktor
α_{cw}	Koeffisient som tar hensyn spenningstilstand i trykkgurt
$\alpha_{ds1/2}$	Koeffisienter for sementklasse
$\alpha_{1/2/3}$	Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning
$\beta(f_{cm})$	Faktor som skal ta hensyn til betongfasthetens effekt på det normerte kryptallet
$\beta(t_0)$	Faktor som tar hensyn til betongens alder ved pålastnings effekt på det normerte kryptallet
β_{as}	Faktor som beskriver utvikling av svinn fra uttørking
β_{ds}	Faktor som beskriver utvikling av svinn
β_H	Faktor som avhenger av relativ fuktighet
β_{RH}	Faktor som tar hensyn til RH og h_0
β_c	Faktor som beskriver kryputvikling etter pålastning
γ	Partialfaktor
ε_{ca}	Autogen svinntøyning
ε_{cd}	Svinntøyning ved uttørking
ε_{cs}	Total svinntøyning
ε_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betong

ε_{p0}	Initiell tøyingsdifferanse
η	Forhold mellom elastisitetsmoduler
ρ_c	Betongdensitet
ρ_l	Armeringsforhold
σ_{cp}	Trykkspenning i betongen fra forspenning
$\sigma_{p,max}$	Største tillatte spenning i spennarmeringen
σ_{pm0}	Spenningen i i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning
φ	Kryptall
φ_{RH}	Faktor som tar hensyn til den relative fuktighetens effekt på det normerte kryptallet
φ_0	Normert kryptall
ϕ	Armeringsdiameter
ω_M	Reduksjonsfaktor for jevnt fordelt temperaturandel i kombinasjon med temperaturdifferanse
ω_N	Reduksjonsfaktor for temperaturdifferanse i kombinasjon med jevnt fordelt temperaturandel

Tabelliste

2.1	Betongens materialeegenskaper	4
2.2	Slakkarmeringens materialeegenskaper	4
2.3	Spennarmeringens materialeegenskaper	5
3.1	Eksponeeringsklasser og minste overdekning av hensyn til bestandighet	6
3.2	Nominell betongoverdekning	7
3.3	Lengdearmering	8
3.4	Armeringsmengder i brutverrsnittet	11
4.1	LM1 laster	16
4.2	Temperaturgradienter	17
4.3	Kombinasjonstabell termisk last	17
4.4	Kryptall for åpning og dimensjonerende brukstid	18
4.5	Bruddgrenselastkombinasjoner	21
4.6	Bruksgrenselastkombinasjoner	21
6.1	Oppsummering av verifikasjon av NovaFrame laster	32
8.1	EK2-1-1 Tabell 7.1N	44
8.2	Sjekk av største opptredende spenninger	48
8.3	Sjekk av minste opptredende spenninger	48
9.1	Armeringsmengder	51
9.2	Kapasiteter og utnyttelsesgrad av bruoverbygning	52
9.3	Opptredende spenninger i bruksgrensetilstand	52
C.1	LM1 laster	xii
C.2	Kombinasjonstabell termisk last	xiv
F.1	Sjekk av opptredende spenninger	xxxiv

Innhold

Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Figurliste	v
Symbolliste	vii
Tabelliste	xii
1 Innledning	1
2 Dimensjoneringsgrunnlag	2
2.1 Standarder	2
2.2 Annen litteratur	3
2.3 FEM-analyseprogram	3
2.4 Generelle forutsetninger	3
2.5 Materialer	3
2.6 Tverrsnittdimensjoner	5
3 Armering i bru	6
3.1 Overdekning	6
3.2 Slakkarmering	7
3.3 Spennarmering	10
3.4 Oppsummering av armering i bru	11
4 Lastberegninger	12
4.1 Permanente laster	12
4.2 Variable laster	13
4.3 Tap av spennkraft	17
4.4 Lastkombinasjoner	20
5 NovaFrame modellering	22
5.1 Material egenskaper	22
5.2 Referanselinjer	22
5.3 Veglinjens geometri	22
5.4 Tverrsnitt	23
5.5 Rammegeometri	23
5.6 Laster	25
5.7 Lastkombinering	27
6 Verifikasjon av NovaFrame modell	28
6.1 Verifikasjon av egenlast	28
6.2 Verifikasjon av moment fra forspenning	29
6.3 Verifikasjon av vindlast	30
6.4 Verifikasjon av trafikklast	31

6.5	Oppsummering av verifikasjon	32
7	Bruddgrensetilstand	33
7.1	Effektiv flensbredde	33
7.2	Lastvirkningsdiagrammer	33
7.3	Skjærkraft	35
7.4	Momentkapasitet	36
7.5	Torsjon	37
7.6	Kapasitetskontroll tverretning	39
8	Brukgrensetilstand	42
8.1	BrukgrensekraV	42
8.2	Brukgrensedigrammer	45
8.3	SLS dimensjonering	47
9	Resultat og refleksjon	51
9.1	Tverrsnittdimensjoner	51
9.2	Opptredende spenninger i bruksgrense	52
9.3	Refleksjon	53
10	Konklusjon	57
11	Referanser	58
	Vedlegg	i
A	Dimensjoneringsgrunnlag	ii
A.1	Materialegenskaper	ii
A.2	Generelle forutsetninger	iii
B	Armering	iv
B.1	Minimum skjærarmring	iv
B.2	Minimum lengdearmring	vi
B.3	Minimum lengdearmring i flens	vii
C	Lastberegninger	ix
C.1	Egenlast	ix
C.2	Vindlast	x
C.3	Trafikklast	xii
C.4	Termisk last	xiii
C.5	Kryp	xv
C.6	Svinn	xix
C.7	Relaksjon	xxi
D	Verifikasjon av NovaFrame modell	xxii
E	Bruddgrensetilstand	xxiii
E.1	Momentkapasitet	xxiii
E.2	Skjærkapasitet	xxv
E.3	Torsjonskapasitet	xxviii

E.4	Tverrarmering kapasitet	xxx
F	Bruksgrensetilstand	xxxiv
F.1	Lengderetning	xxxiv
F.2	Spenningsbegrensning i tverretning	xxxvi

1 Innledning

Denne rapporten er besvarelsen på bacheloroppgaven gitt av institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU i Trondheim. Omfanget på bacheloroppgaven tilsvarer 20 studiepoeng og er avslutningen på et 3-årig bachelorstudie i ingeniørfag bygg [3]. I besvarelsen av oppgaven skal det utnyttes kunnskaper og ferdigheter som er blitt tilegnet i løpet av studiet, i tillegg til å gjøre en selvstendig fordypning der det er nødvendig.

Hovedmålet med denne oppgaven er å bygge en forståelse for brudimensjonering og konstruksjonsteknikk generelt. Oppgaven utforsker prosessen bak beregningsmetoder for spennarmerte betongbruer. Det skal modelleres, analyseres og dimensjoneres en spennarmert bru. Dimensjoneringen skal bli gjennomført med relevant teori og tilfredsstillende krav gitt av standarder. Det skal presenteres statistiske analyser av modellen og ferdig dimensjonering av en konstruksjon med tilstrekkelig bestandighet mot de opptredende kreftene.

Bacheloroppgaven er bygd opp av 10 kapitler. Der det er gjort beregninger vises de viktigste formlene i teksten, mens de detaljerte beregningene finner man i vedlegg. I de første kapitlene er det redegjort for litteraturen, analyseprogrammet, generelle forutsetninger og materialeegenskapene som er benyttet i bruen. Videre bestemmes armeringen i kapittel 3 og lastene i kapittel 4. I kapittel 5 og 6 forklares modelleringen i NovaFrame og verifikasjonen av modellen. Deretter blir det gjennomført kapasitetskontroll av bruen i både brudd- og bruksgrensetilstand og resultatene fra disse kontrollene blir presentert. Til slutt er det reflektert over antagelsene som er gjort og resultatene fra dimensjoneringen.

2 Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapitlet presenteres informasjonen som danner dimensjoneringsgrunnlaget for brukonstruksjonen. Det innebærer standardene og litteraturen som er brukt, materialegenskapene det er tatt utgangspunkt i og generelle forutsetninger for bruene. Verdiene bestemt er gjengitt i vedlegg A. Informasjon om programvaren som er benyttet i utførelsen av oppgaven blir også presentert i dette kapitlet.

2.1 Standarder

I denne oppgaven vil Eurokodene heretter refereres til ved bruk av en forenklet notasjonsmetode. Eksempelvis vil “NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster” bli referert til som “EK1-1-4”. Standardene som er brukt til dimensjoneringen er følgende:

1. NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [7]
2. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger [8]
3. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster [9]
4. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger [10]
5. NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster [11]
6. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer [12]
7. NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [13]
8. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer [14]

2.2 Annen litteratur

I likhet med Eurokodene vil vegnormalene fra Vegvesenet forkortes. Eksempelvis vil “Vegnormal N100: Veg- og gateutforming”, heretter referes til som “N100”. Vegnormalene som er brukt til dimensjoneringen er følgende:

1. Vegnormal N100:2023 - N100: Veg- og gateutforming [17]
2. Vegnormal N400:2024 - N400: Bruprosjektering [18]

2.3 FEM-analyseprogram

Finite Element Method (FEM), også kalt elementmetoden, er en metode som blir brukt for å beregne spenninger og deformasjoner ved å løse differensialligninger numerisk. For å beregne brukonstruksjonen blir programvaren NovaFrame brukt. I dette programmet vil den statiske modellen og alle lastene bli modellert og deretter analysert. NovaFrame er en programvare utviklet av Aas-Jakobsen og de har gitt veiledning i bruk av programmet.

2.4 Generelle forutsetninger

Oppgaven tar for seg en fiktiv bru som er plassert på Moholt i Trondheim. For å avgrense oppgaven er det valgt å kun se på bruoverbygningen. Dette vil si at det ikke vil bli tatt hensyn til landkarløsninger, grunnforhold eller endetverrbjelker. Bruen vil dimensjoneres som en ferdig bru og det vil ikke bli tatt hensyn til byggefaser, utenom ved ferdigstilling og etter dimensjonerende brukstid.

Bruen er plassert på Moholt i Trondheim og skal gå over E6. Det ble bestemt at bruene skulle være en to-felts veg av typen H1 med en føringsbredde på 8.5 meter. Den vil bli modellert som en fritt opplagt bjelke med et enkelt spenn på 30 meter med en flat horisontal- og vertikalkurvatur. Den vil bli dimensjonert som en bjelkeplatebru. Dette vil si at bruene har form som en T-bjelke, der steget blir behandlet som en bjelke, og flensen blir behandlet som en plate.

2.5 Materialer

Bruen består av betong, slakkarmering og spennarmering. Materialeegenskapene for hver av de ulike materialene er gitt i tabeller nedenfor. Materialfaktorene er hentet fra EK2-1-1 tabell 2.1N.

I tillegg til disse materialene vil det bli valgt rekkverk og belegning, dette blir gjort i kapittel 4.1.2.

2.5.1 Betong

Betongfasthetsklassen i bruene er valgt til å være B45. Verdiene for fasthetsklassen er hentet fra EK2-1-1 tabell 3.1 og er gjengitt i tabell 2.1.

Type	Symbol	Verdi
Elastisitetsmodul	E_{cm}	36000 MPa
Dimensjonerende sylindertykkfasthet	f_{cd}	25.5 MPa
Karakteristisk sylindertykkfasthet	f_{ck}	45 MPa
Middelverdi sylindertykkfasthet	f_{cm}	53 MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet	f_{ctk}	2.7 MPa
Middelverdi aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3.8 MPa
Bruddtøyning	ϵ_{cu1}	0.035
Tyngdetetthet betong	ρ_c	25 kN/m ³
Materialfaktor bruddgrensetilstand	γ_c	1.5

Tabell 2.1: Betongens materialeegenskaper

2.5.2 Slakkarmering

Slakkarmeringen i bruene består av kamstål av typen B500NC. Ifølge N400, kapittel 7.3.6, er B500NC ansett som den ordinære slakkarmeringen. Denne typen kamstål tilfredsstiller kravene og forutsetningene til armeringsstål i EK2. I tabell 2.2 er materialeegenskapene til slakkarmeringen gjengitt.

Type	Symbol	Verdi
Elastisitetsmodul	E_s	200000 MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{yd}	434 MPa
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500 MPa
Materialfaktor bruddgrensetilstand	γ_s	1,15
Materialfaktor bruksgrensetilstand	γ_s	1,0

Tabell 2.2: Slakkarmeringens materialeegenskaper

2.5.3 Spennarmering

Typisk stålqualität for spennstål i Norge er Y1860S7, "1860-stål" [2, s. 4]. Det har en karakteristisk strekkfasthet på 1860 MPa og en karakteristisk 0.1%-flytegrense på 1640 MPa. Etter anbefaling fra ekstern veileder Håvard Johansen, ble det valgt et spennsystem med 19

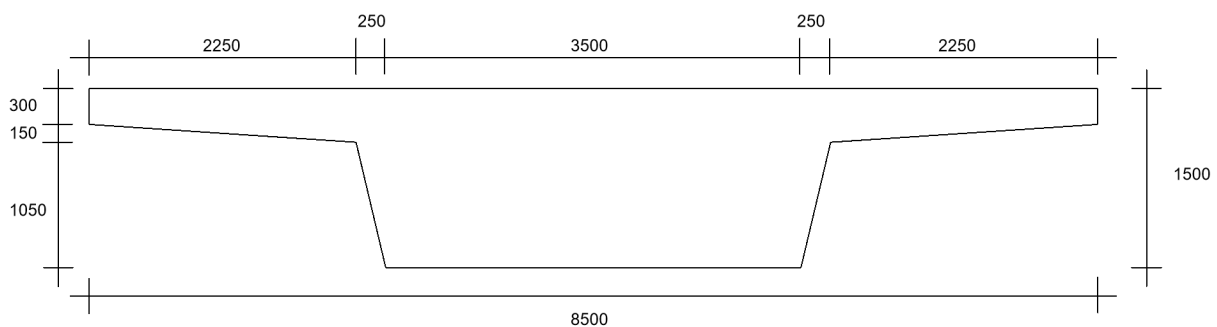
spenntau og et tverrsnittsareal på 150 mm^2 per tau. Det gir kabeltypen 6819 hos DYWIDAG. Tallet 6 angir nominell taudiameter, 0.6 tommer, og de to siste tallene er antall tau per kabel. Trekkerøret har en ytre diameter lik 100 mm. Materialegenskapene til spennarmeringen og trekkerørene er hentet fra DYWIDAG sin materialkatalog [1]. Materialegenskapene for den valgte spennarmeringen er gjengitt her i tabell 2.3.

Type	Symbol	Verdi
Tverrsnittsareal	A_p	2850 mm^2
Tverrsnittsareal per kabel	S_n	150 mm^2
Elastisitetsmodul	E_p	195 000 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{pd}	1426 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk 0,1%-strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1640 MPa
Bruddtøyning	ε_{uk}	0,035
Materialfaktor bruddgrensetilstand	$\gamma_{p,ULS}$	1,15
Materialfaktor bruksgrensetilstand	$\gamma_{p,SLS}$	1,0

Tabell 2.3: Spennarmeringens materialegenskaper

2.6 Tverrsnittsdimensjoner

Tverrsnittsdimensjonene er et særs viktig valg for bruens bæreevne. I denne oppgaven vil “platedelen” av tverrsnittet bli refereres til som en flens, mens “bjelkedelen” vil bli omtales som et steg. Flenstykkelse, stegbredde, og tverrsnittshøyde er de tre viktigste dimensjonene som må bestemmes. Flenstykkelsen ble valgt til å være 300 millimeter ytterst, og bjelkebredden ble valgt til å være 3.5 meter i bunnen. Håvard Johansen i Statens vegvesen anslo en tverrsnittshøyde på 1.8 meter for en bru på 40 meter. Bruen som skal dimensjoneres har et spenn på 30 meter og dermed ble det valgt en tverrsnittshøyde på 1.5 meter. Fra disse tre valgene og en føringsbredde på 8.5 meter ble resten av tverrsnittet tegnet, se figur 2.1. Det ble bestemt å ikke tegne tverrsnittet med overhøyde, dette ble gjort for å avgrense beregningene.



Figur 2.1: Tverrsnittsdimensjoner

3 Armering i bruene

Kapittel 3 omhandler armering i bruoverbygningen. I dette kapitlet blir bruens overdekninger valgt, etterfulgt av slakkarmeringsmengdene og spennarmeringsmengden. Beregninger tilknyttet armering er gjort i vedlegg B.

3.1 Overdekning

Betongoverdekningen er definert av EK2-1-1 i kapittel 4.4.1 som avstanden mellom betongoverflaten og den konstruktive armeringen som ligger nærmest betongoverflaten. Denne overdekningen er ment å beskytte armeringen i bruene fra korrosjon. Korrosjonsbeskyttelsen betongen gir til armeringen er avhengig av tettheten, kvaliteten og tykkelsen på betongen i overdekningen, se EK2-1-1 kapittel 4.1(4).

3.1.1 Minste overdekning av hensyn til bestandighet

Eksponeringsklasser er en klassifisering av konstruksjoner basert på miljøbelastningen de blir utsatt for. Ved å bruke eksponeringsklassen kan betongoverdekningen til konstruksjonen bestemmes.

Eksponeringsklassene er bestemt fra EK2-1-1 Tabell 4.1 og $c_{min,dur}$ er bestemt ut fra N400 Tabell 7.2. Oversiden av bruflaten vil oppleve moderat fuktighet og være utsatt for klorider, dermed har den eksponeringsklasse XD1. Undersiden av overbygningen er utvendig betong som er beskyttet mot regn, det gir eksponeringsklasse XC3. Fra eksponeringsklassene kan det leses av i EK2-1-1 i tabell 4.1 hvilken $c_{min,dur}$ hver side av bruoverbygningen skal ha, se tabell 3.1.

Sted	Klasse	$c_{min,dur}$
Overside bruflaten	XD1	60
Underside overbygning	XC3	50

Tabell 3.1: Eksponeringsklasser og minste overdekning av hensyn til bestandighet

3.1.2 Nominell overdekning

Den nominelle overdekningen til begge sidene av bruene er gitt fra formel 4.2 i EK2-1-1, se formel 3.1. For å bestemme den nominelle overdekningen til hver konstruksjonsdel er det nødvendig å bestemme minste overdekning, c_{min} . Denne er gitt fra formel 4.2 i EK2-1-1, se formel 3.2.

Minste overdekning er beregnet for slakkarmeringen til å være 60 millimeter på oversiden og 50 millimeter på undersiden. For spennarmeringen er c_{min} bestemt fra kravet i EK2-1-1 4.4.1.2(3) til å være 80 millimeter. Kravet gir en minste overdekning lik diameteren på spennkabelkanalen, opp til 80 millimeter.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.1)$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad (3.2)$$

I tillegg til minste betongoverdekning er det nødvendig å bestemme Δc_{dev} for bruene. Det angir det tillatte avviket ved legging av armeringen. I N400 8.3.2 blir det tillatte avviket bestemt til å være 15 millimeter.

Overdekningen til spennarmeringen blir bestemt av samme minimumskrav som slakkarmeringen. Minimumskravet gir en nominell overdekning for spennarmeringen på 95 millimeter. I utførelsen blir spennarmeringen lagt innenfor slakkarmeringen. Det fører til at spennarmeringens overdekning må sjekkes opp mot slakkarmeringens overdekning, pluss to armeringsdiametere. Dette blir det bestemmende minimumskravet, som fører til at overdekningen for spennarmeringen blir lik 105 millimeter. Se tabell 3.2 for de nominelle overdekningene.

Side	c_{nom} for slakkarmering	c_{nom} for spennarmering
Overside	75	-
Underside	65	105

Tabell 3.2: Nominell betongoverdekning

3.2 Slakkarmering

Slakkarmeringen i bruene beregnes i henhold til EK2-1-1. Siden bruene skal spennarmes er det besluttet at spennarmeringen skal ha kapasitet til å motvirke de opptredende lastvirkningene. Dette vil si at lengde-, torsjon- og skjærarmeringen dimensjoneres som minimumsarmering.

3.2.1 Lengdearmering

Armeringsmengdene i lengde- og tverretning blir bestemt ved hjelp av EK2-1-1 ligning NA.9.1N, se ligning 3.3. For minimumsarmeringen i underkant av steget ble det bestemt å bruke bredden i toppen av steget siden dette vil gi den største minimumsarmeringen. Bredden blir da lik fire

meter, med en effektiv høyde på 1395 millimeter blir da armeringsmengden i underkant lik 11 310 mm². På samme måte blir lengdearmeringen i overkant beregnet til å være lik 23 430 mm².

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t d \quad (3.3)$$

Videre gjøres disse mengdene om til antall armeringsjern. Det blir valgt å bruke en diameter på 20 millimeter for lengdearmeringen i underkant og en diameter på 25 millimeter i overkant. Dette gir 48 jern i overkant og 36 jern i underkant av brutverrsnittet, se vedlegg B for beregning. For lengdearmeringen i underkant av flensen blir det besluttet å armere den med lik mengde som i overkant av flensen, dette gir 14 jern med diameter 25 millimeter i hver flens. Disse armeringsmengdene blir presentert i tabell 3.3 under;

	Overkant	Underkant av steget	Underkant av flensen
Lengde	48 ϕ 25	36 ϕ 20	14 ϕ 25 hver side

Tabell 3.3: Lengdearmering

3.2.2 Armering i flens

Flensen vil bli behandlet som en utkrager fra steget, dette medfører at den må armeres i bruens tverretning. Det vil bli minimumsarmert i flensen, i likhet med resten av bruene, og deretter vil kapasiteten i flensen kontrolleres opp mot de opptredende lastene.

I henhold til Rapport 668 bestemmes det en senteravstand på 150 millimeter for armeringen i flensen [2, s. 50]. Den effektive tverrsnittshøyden, d_i avhenger av om det beregnes i over- eller underkant. I overkant er det valgt armeringsjern med diameteren ϕ 25 og i underkant ϕ 20. Beregningene av minimumsarmeringen er gjort etter formel NA.9.1N i EK2-1-1 og er beregnet som armeringsareal per meter. I formel 3.4 er dermed b_{flens} lik 1 meter per meter.

$$A_{s/m,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{flens} \cdot d_i \quad (3.4)$$

Disse beregningene gir en minimumsarmering lik 676.8 mm²/m i overkant og 701.5 mm²/m i underkant. I overkant er det valgt å benytte ϕ 25 s 150, som gir en opptredende armeringsmengde lik 3272 mm²/m. Armeringen i overkanten av flensen vil bli først over hele tverrsnittet. I underkant blir det benyttet ϕ 20 s 150 som gir en opptredende armeringsmengde i underkant lik 2094 mm²/m. Se tabell 3.3 for en oppsummering av denne armeringen.

3.2.3 Skjærarmering

Skjærarmeringen i bruene er beregnet ved hjelp av EK2-1-1 9.2.2. I denne beregningen blir det bare sett på steget i bruoverbygningen siden flensen er en plate og har dermed ikke krav til skjærarmering ifølge EK2-1-1 6.2.1(4). Skjærarmeringen må bli bestemt i både tverr- og lengderetning. Minimumsmengden for skjærarmeringen blir valgt ved å bruke formel 9.4 i EK2-1-1, se formel 3.5. I denne formelen er $\rho_{w.min}$ minimums-skjærarmeringsforholdet, b_w er konservativt valgt å være bredden øverst på steget. Dette gir en minimums skjærarmering på $5366 \text{ mm}^2/\text{m}$.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin\alpha \quad (3.5)$$

Største senteravstand for skjærarmeringen er gitt fra EK2-1-1 9.2.2(6) og EK2-1-1 9.2.2(7). Det gir en maksimal senteravstand på 804 millimeter i lengderetning og 600 millimeter i tverretning. Det blir valgt en senteravstand på 450 millimeter i tverretning. Videre blir det bestemt at skjærarmeringen skal ha en diameter på 20 millimeter. Deretter kan det beregnes hvor mange jern som er nødvendig med den valgte senteravstanden, dette antallet blir rundet opp til 9 og den nye senteravstanden blir 415 mm. Dette gir følgende armeringsareal;

$$A_{sw.tverr.9} = 2827.4 \text{ mm}^2 \quad (3.6)$$

Videre benyttes dette armeringsarealet for å bestemme nødvendig senteravstand i lengderetning ved å ta i bruk formel 3.7. Denne formelen gir en nødvendig senteravstand på 526 millimeter. På grunn av praktiske årsaker med å ha senteravstander som går opp i hverandre blir det valgt en senteravstand for skjærarmeringen i lengderetning på 450 millimeter.

$$s_{l.n\ddot{o}dvendig} = \frac{A_{sw.tverr.9}}{(A_{sw}/s)_{min}} \quad (3.7)$$

Skjærarmeringen i lengderetning kontrolleres opp mot kravet på $5355 \text{ mm}^2/\text{m}$;

$$A_{sw,\phi 20s450} = A_{w,tverr.9} \cdot \frac{1000 \text{ mm}/\text{m}}{s_l} = 6283 \text{ mm}^2/\text{m} > 5366 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{OK!} \quad (3.8)$$

3.2.4 Torsjonsarmering

IEK2-1-1 stilles det ikke et krav til minimums torsjonsarmering, men 9.2.3(2) sier at det vanligvis kan antas at tverrsnittet er godt nok torsjonsarmert dersom tverrsnittet blir skjærarmert. Dette blir sjekket nærmere i kapittel 7.5 hvor en kapasitetskontroll av tverrsnittet med hensyn på torsjon blir utført.

3.3 Spennarmering

Spennarmering er en armeringstype som er påført en forspenning i form av en strekkraft. Denne strekkraften blir overført til betongen som trykk og vil dermed motvirke strekkreftene som oppstår fra lastene [16]. Det fører til at strekkspenninger i betongen vil minske og bruens bestandighet og rissmotstand vil øke. For å maksimere spennarmeringens bidrag vil spennarmeringens geometri være en parabol som speiler det opptredende momentdiagrammet [15, s. 201]. På denne måten blir de ytre lastenes momentbidrag minsket og bruens tverrsnittdimensjoner og armeringsmengder kan reduseres.

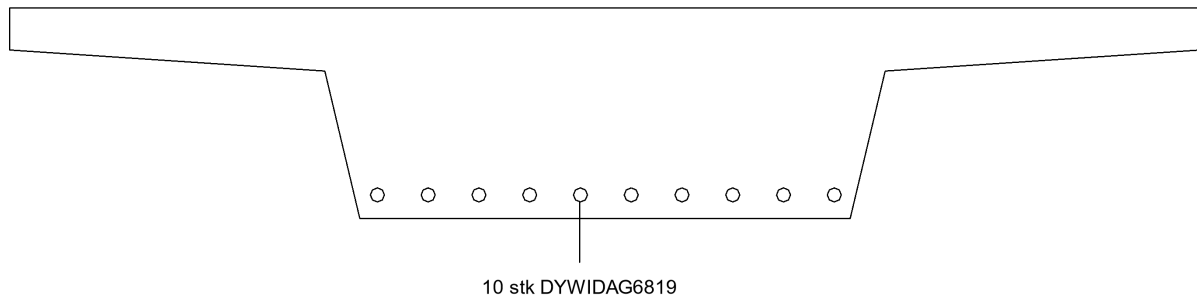
I denne dimensjoneringen ble det som nevnt i kapittel 2.5.3 besluttet å ta i bruk 6819 kablene fra DYWIDAG. Det er valgt å ikke presentere mer i dybden om forankringen og oppspenningen av spennkablene, da dette ikke vil ha noen betydning for dimensjoneringen av overbygningen. Det er også valgt å se bort i fra spennkrafttap som kommer fra oppspenningsrekkefølgen av kablene.

Avstanden fra brutverrsnittets tyngdepunkt og spennarmeringens tyngdepunkt kalles spennarmeringens eksentrisitet. For å maksimere spennarmeringens effektivitet er det ønskelig å ha så stor eksentrisitet som mulig. Her er verdien y_c lest av fra Novaframe, og er avstanden fra arealsenteret til bunnen av tverrsnittet. Den maksimale eksentrisiteten beregnes ved bruk av tverrsnittets tyngdepunkt, overdekningen fra spennarmeringen og halve diameteren til spennarmeringen. Se formel 3.9.

$$e = y_c - c_{nom,p} - \frac{\phi_p}{2} \quad (3.9)$$

Det er to metoder for å bestemme antall spennkabler i tverrsnittet. Den første metoden går ut på å utføre de statiske analysene uten spennarmeringen, deretter finner man det dimensjonerende momentet fra analysen, dette er momentet spennarmeringen skal motvirke. Videre velges antall kabler slik at det opptredende momentet blir nær null. Den andre metoden baserer seg på å

utføre et grovt overslag på hvor stor den opptredende lasten kommer til å være, for å deretter velge antall spennkabler fra dette overslaget. Det ble besluttet å ta i bruk den andre metoden. Denne metoden har en lavere arbeidsmengde siden det ikke er nødvendig å utføre de statiske analysene to ganger. Med anbefaling fra Robert Størdal i Aas-Jakobsen ble det besluttet at ti spennkabler mest sannsynlig vil være tilstrekkelig for å sikre bruens kapasitet. Se figur 3.1 for spennarmeringens plassering midt i feltet.



Figur 3.1: Spennarmeringens plassering midt i feltet

3.4 Oppsummering av armering i bruene

Under vises en oppsummering av armeringsmengdene valgt for både slakk- og spennarmering, samt et bilde av det armerte tverrsnittet i figur ???. Disse armeringsmengdene er presentert i tabell 3.4;

Armeringstype	Armeringsmengde
Lengde i overkant	48 ϕ 25
Lengde i underkant av steg	36 ϕ 20
Lengde i underkant av flens	15 ϕ 25 hver side
Tverr i overkant	ϕ 25s150
Tverr i underkant av steg	ϕ 25s150
Tverr i underkant av flens	ϕ 25s150
Skjær i lengde	ϕ 20s450
Skjær på tverr	ϕ 20s415
Spennarmering	10 stk DYWIDAG 6819

Tabell 3.4: Armeringsmengder i brutverrsnittet

4 Lastberegninger

I dette kapittelet vil alle lastberegninger bli utført og det vil bli forklart hvilke laster som vil bli neglisjert. Lastberegningene er utført i vedlegg C.

4.1 Permanente laster

Permanente laster har en konstant størrelse og varierer ikke over tid. Dette er eksempelvis vekten av rekkverkene, belegningen, og kantdragerene. Vekten av selve betongkonstruksjonen blir også antatt å være en permanent last, selv om den vil endres litt på grunn av faktorer som svinn og kryp.

4.1.1 Egenvekt

Egenlaster defineres av EK1-1-1 som permanente bundne påvirkninger. Dette vil si at egenvekten kommer av bruens vekt. I oppgaven er det valgt at egenvekt skal være klassifisert som vekten av kun den armerte betongen til brutverrsnittet, mens all annen permanent egenvekt er definert som superegenvekt.

Egenvekten av selve betongkonstruksjonen finner man ved å multiplisere tyngdetettheten til den armerte betongen med tverrsnittsarealet til bruene. Tyngdetettheten blir satt til å være 25 kN/m^3 ifølge EK1-1 tabell A.1. Tverrsnittsarealet blir beregnet til 7.425 m^2 og egenlasten blir dermed 185.625 kN/m .

4.1.2 Superegenvekt

I denne rapporten er superegenvekt definert som all egenvekt som ikke er direkte bærende. Bruen som skal dimensjoneres har tre relevante superegenvekter. Disse tre er rekkverk, kantdrager og belegning. Dimensjonerende last fra belegningen på bruene er bestemt i tabell 5.2.2-1 i N400 og er lik 3.5 kN/m^2 .

Rekkverket ble bestemt til å ha en egenvekt på 1 kN/m . Det er ansett som et konservativt overslag og ble satt etter anbefaling fra Robert Størdal hos Aas-Jakobsen. Vekten av kantdragerne beregnes ved å multiplisere tverrsnittsarealet med tyngdetettheten til betongen. Det antas at kantdragerene er et kvadrat med sider på en halv meter. Dette gir en vekt på hver kantdrager lik 6.25 kN/m . I håndberegningene blir lasten fra både kantdrager og rekkverk multiplisert med to, for å ta

hensyn til begge sider.

4.2 Variable laster

Variable laster er laster som ikke kan antas å være påført konstruksjonen til alle tider. Noen eksempel på slike laster er seismisk, vind, og termisk last. Av denne typen vil termisk, vind-, og trafikklast være relevant for denne bru.

4.2.1 Vindlaster

I N400 er alle bruer delt inn i tre vindklasser. Etter ferdigstilling er en vanlig bjelkebru i vindklasse 1. Dette innebærer at dynamisk lastvirkning fra vind er ubetydelig og åpner opp for å beregne vindlastene ved hjelp av en forenklet metode i EK1-1-4. I denne forenklete metoden blir all dynamisk respons neglisjert, som gjør det mulig å regne på vindlastene som jevnt fordelte laster. For vindberegningene er y-retning bruens lengderetning, x-retning er tverretningen til bru og z-retning er den vertikale aksen.

Selv om vinden i x-retning vil bøye bru i sideveien, vil vind i denne retningen bli neglisjert siden bru er veldig stiv mot deformasjon om denne aksen. Vind i y-retning vil også neglisjeres side den statiske modellen til bru er modellert som en fritt opplagt bjelke. Det vil si at vind i y-retning kun gir deformasjoner i lengderetning, siden vindlasten er veldig liten vil disse deformasjonene være ubetydelige. Dette betyr at vinden i z-retning er den eneste som har en reell betydning for dimensjoneringen av bru.

Vindhastigheten varierer med tid og høyde over havet. Referansevindhastigheten, $v_{b,0}$, er definert som den karakteristiske vindhastigheten og kan bli funnet i Tabell NA.4(901.1) i EK1-1-4. I Trondheim er $v_{b,0}$ lik 26 m/s. Denne referansevinden må deretter justeres for årstid, retning, høyde over havet og sannsynlighet. I dette tilfellet kan alle disse koeffisientene settes lik 1 og basisvindhastigheten blir lik referansevindhastigheten på 26 m/s, se formel 4.1.

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_{season} \cdot C_{dir} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \quad (4.1)$$

Videre kan man beregne stedsvindhastigheten, v_m , som tar hensyn til stedets topografi og ruhet. Stedsvindhastigheten er gitt i formel 4.3 i EK1-1-4. I denne formelen er terrengformfaktoren, c_o , satt lik 1, og c_r blir beregnet fra formel 4.4 i EK1-1-4 med terrengklasse 3. Se formel 4.2.

Fra dette blir stedsvindhastigheten beregnet til å være 18.8 m/s.

$$v_m = c_r \cdot c_o \cdot v_b \quad (4.2)$$

Fra stedsvindhastigheten kan man beregne vindkasthastighetstrykket, som videre inngår utregningen for eksponeringsfaktoren. Vindkasthastighetstrykket er gitt i EK1-1-4 formel NA 4.8, vist her som formel 4.3. I denne formelen er k_p satt til 3.5 og I_v blir beregnet til 0.30. Dette gir et vindkasthastighetstrykk på 690.5 Pa.

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v] \quad (4.3)$$

Fra referansevindhastigheten er det mulig å regne ut den karakteristiske vindlasten som blir påført bruen ved hjelp av formel 8.2 i EK1-1-4. I denne formelen inngår en vindlastfaktor, C , som er kraftfaktoren, $c_{f,z}$, multiplisert med eksponeringsfaktoren, c_e . For vind i z-retning er kraftfaktoren satt lik 0.9. Formelen er gjengitt her som formel 4.4. Eksponeringsfaktoren er forholdet mellom vindkasthastighetstrykket og basisvindhastighetstrykket og er gitt fra formel 4.9 EK1-1-4. Siden dimensjonerende vindkasthastighetstrykk er forskjellig for bruen med og uten trafikk må denne utregningen gjennomføres to ganger.

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} \quad (4.4)$$

Vind på bru uten trafikk

For å regne ut eksponeringsfaktoren for bruen uten trafikk regner man først ut basisvindhastighetstrykket, q_b . Denne gitt fra formel 4.10 i EK1-1-4, her vist som formel 4.5. Med en basisvindhastighet på 26 m/s blir basisvindhastighetstrykket 422.5 Pa. Det gir en eksponeringsfaktoren på 1.63. Videre kan man regne ut vindlasten på bruen uten trafikk til å være 5.9 kN/m. Siden denne lasten vil opptre uten trafikklaster vil ikke denne kombinasjonen bli dimensjonerende og kan dermed neglisjeres.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.5)$$

Vind på bru med trafikk

Ved beregning av vindlasten med trafikk på bruene blir den dimensjonerende vindhastigheten økt til 35 m/s ifølge N400 5.6.6-2. Denne vindhastigheten er den største hvor bruene fortsatt kan kjøres over av trafikk. Med denne nye vindhastigheten blir vindhastighetstrykket 765.6 Pa. Dette gir en eksponeringsfaktor under 1 og c_e blir dermed satt lik 1. Dette gir en vindlast i z-retning på 3.6 kN/m.

4.2.2 Trafikklast

EK1-2 handler om trafikkklaster på bruene. Denne Eurokoden deler trafikklast inn i 4 lastmodeller;

- LM1 : Generell trafikk fordelt over hele bruene.
- LM2 : Et enkelt akseltrykk plassert så ugunstig som mulig.
- LM3 : Spesialkjøretøy.
- LM4 : En stor ansamling av mennesker på bruene.

Disse lastmodellene kan brukes på ferdigstilte bruene som er opp til 200 meter lange. For bruene som skal dimensjoneres er det LM1 som er den relevante lastmodellen.

LM1 tar for seg to situasjoner. Den første situasjonen er stillestående kø med stor andel tunge kjøretøy på hele bruene og den andre er med flytende trafikk. Den første situasjonen er representert av jevnt fordelte laster i kjørefeltene, mens den andre situasjonen er representert av to tandem-aksellaster som blir plassert på den mest ugunstige posisjonen.

Bruene som skal dimensjoneres er fordelt inn i to kjørefelt på tre meter, og et restareal på 2.5 meter. Størrelsen på de karakteristiske lastene i de tre situasjonene kan man finne i tabell 4.2 i EK1-2. De jevnt fordelte lastene, q_{ik} , er 9 kN/m² for det første kjørefeltet og 2.5 kN/m² for det andre kjørefeltet og restarealet. For tandem-aksellastene, Q_{ik} , er lasten i det første kjørefeltet lik 300 kN, i det andre kjørefeltet er den lik 200 kN og mens i restarealet er den lik 0.

Disse lastene må multipliseres med en korreksjonsfaktor α som blir oppgitt i NA 4.3.2 i EK1-2. For bruene med to kjørefelt får man en α_{Q_i} lik 0.6 for det første kjørefeltet og lik 1 for det andre feltet og restarealet. Mens for tandem-aksellastene skal det bli benyttet en α_{Q_k} lik 1 for begge kjørefeltene. Til slutt blir de jevnt fordelte lastene multiplisert med bredden på kjørefeltet for å få de representert som en linjelast midt i kjørefeltet.

Kjørefelt	q_{ik}	Q_{ik}
1	16.2 kN/m	300 kN
2	7.5 kN/m	200 kN
Rest	6.25kN/m	0 kN

Tabell 4.1: LM1 laster

Trafikklasten inkluderer også en horisontal bremselast. Ettersom bruene er modellert statisk bestemt som en fritt opplagt bjelke, vil ikke denne kraften gi noen indre krefter eller spenninger. Denne bremselasten vil derfor bli neglisjert.

4.2.3 Termisk påvirkning

Termisk påvirkning oppstår på grunn av temperaturvariasjoner i bruens materialer. Disse temperaturvariasjonene medfører at det oppstår kontraksjoner og ekspansjoner i materialene. Avhengig av den statiske modellen til bruene kan disse temperaturvariasjonene gi tvangskrefter i bruene. Bruene i denne rapporten er modellert som en fritt opplagt bjelke og dermed vil den termiske påkjenningen ikke gi tvangskrefter. Det fører til at den termiske påkjenningen vil bli neglisjert i de statiske analysene. Derimot vil den termiske påkjenningen gi en nedbøyning på bruene som må sjekkes opp mot nedbøyningskravet $L/350$ gitt i N400 3.5-2.

Hele beregningen under er basert på beregningsveiledningen til Håvard Johansen ved Statens vegvesen[2].

Beregningene for termisk påvirkning er basert på Rapport 668 fra Statens Vegvesen [2]. Den termiske lasten blir betraktet som en jevnt fordelt temperaturandel i lengderetning. Ut fra plassering av bruene kan største og minste temperatur på 36 og -30 grader celsius hentes fra kartene i NA.A1 og NA.A2 i EK1-1-5. Videre skal verdiene justeres for høyde over havet i henhold til EK1-1-5, NA.A.1(1). Her skal største verdi reduseres med 0.65° per 100 moh. og minste verdi reduseres med 0.3° per 100 moh. Byggeplassen ligger på 120 meter over havet, som gir minimale endringer i maksimums- og minimumstemperatur. Verdier for jevnt fordelt temperaturandel fra Figur NA.6.1 i EK1-1-5 gir $T_{e,max} = 32.22^\circ$ og $T_{e,min} = -22.36^\circ$. Antatt initialtemperatur fra EK1-1-5, NA.A.1(3) settes til 10 grader celsius. Deretter kan intervall for jevnt fordelt brutemperatur bestemmes i henhold til NA.6.1.3.3 i EK1-1-5. For vertikalt lineært varierende temperaturandel bestemmes temperaturgradienten i henhold til EK1-1-5, Tabell NA.6.1. Her er faktoren k_{sur} satt til 0.7 ettersom belegningstykkelsen på bruene er 100mm.

$\Delta T_{N,exp}$	22.22°
$\Delta T_{N,con}$	-32.36°
$\Delta T_{M,heat}$	10.5°
$\Delta T_{M,cool}$	5.6°

Tabell 4.2: Temperaturgradienter

Temperaturgradientene virker i forskjellige retninger og må derfor kombineres for å ta hensyn til at de kan virke samtidig. Dette gjøres i henhold til EK1-1-5, 6.1.5, og er presentert i tabellen under.

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	1.0		0.35	
2	0.75		1.0	
3	1.0			0.35
4	0.75			1.0
5		1.0	0.35	
6		0.75	1.0	
7		1.0		0.35
8		0.75		1.0

Tabell 4.3: Kombinasjonstabell termisk last

4.3 Tap av spennkraft

I denne rapporten er det valgt å se på langtidseffektene som et tap av spennkraft i spennarmeringen. De relevante langtidseffektene vil være kryp, svinn og relaksjon.

4.3.1 Kryp

Kryp er en tidsavhengig deformasjon som kommer på grunn av en langvarig ytre belastning. Deformasjonen er satt sammen av en forsinket elastisk deformasjon og en plastisk deformasjon [6]. I dette tilfellet kommer krypdeformasjonen på grunn av egenlasten og oppspenningen.

For å beregne effektene av kryp i en konstruksjon er det nødvendig å beregne kryptallet. Dette tallet er forholdet mellom krypdeformasjon og umiddelbar deformasjon. I EK2-1-1 Tillegg B, B.1 er hele beregningsmetoden for kryp. Utrekningen for kryp er gjort i vedlegg C. I denne beregningen blir forskalingen fjernet ved tiden t_0 , for denne rapporten er t_0 antatt å være syv dager. Bruen antas videre å være ferdigstilt etter 28 dager. N400 7.3.2 angir relativ fuktighet i betongen i bruoverbygningen til å være 70 % og det antas sementklasse N. Ifølge N400 7.3.2

skal konstruksjonen kontrolleres ved åpningen, altså etter 28 dager, og ved dimensjonerende brukstid som er 100 år. Ut fra disse verdiene er de to kryptallene beregnet, se tabell 4.4.

Tid, t	Kryptall, $\varphi(t, t_0)$
28 døgner	0.49
100 år	1.66

Tabell 4.4: Kryptall for åpning og dimensjonerende brukstid

Med disse to kryptallene er det mulig å beregne kryptøyning og deretter tap av spennkraft fra kryp. Det er flere metoder å beregne kryptøyningen på. I denne rapporten er det valgt å benytte *effektiv E-modul metode* som er presentert i boken Betongkonstruksjoner [15, s.257]. Denne metoden baserer seg på å beregne en effektiv E-modul, $E_{c,eff}$, som er justert for kryptallet ved hjelp av formel 4.6. Deretter brukes denne E-modulen til å beregne tøyningene i spennarmeringen.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (4.6)$$

Det antas lineær spenningsfordeling i tverrsnittet og spenningene i spennarmeringen kan dermed finnes ved hjelp av formel 4.7.

$$\sigma_{c,t} = \frac{-N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot (e - y_t)}{I_t} \quad (4.7)$$

Disse betongspenningene brukes for å beregne tøyningdifferansen i spennarmeringen mellom lang og kort tid. Deretter blir tøyningdifferansen brukt for å finne spenningstap i spennarmeringen fra kryp, se formel 4.8.

$$\Delta\sigma_{p,kryp} = (\Delta\varepsilon_{pl} - \Delta\varepsilon_{pk}) \cdot E_p \quad (4.8)$$

I denne rapporten er det valgt å se på langtidstapene som et prosentvis tap av spennkraft. Det fører til at spenningstapet blir delt på spenningen i spennarmeringen ved oppspenning. Dette gir et spennkrafttap fra kryp på 3.94 %.

4.3.2 Svinn

Uttørking av betongen vil føre til en svinntøyning, ε_{cs} . I motsetning til kryptøyning er svinntøyningen uavhengig av last. Svinn oppstår derimot på grunn av en volumendring i

betongen. Denne volumendringen kommer av fordamping av vann og av fasthetsutvikling i betongen. Dersom betongen er armert vil denne volumendringen føre til betongspenninger [15, s.133].

I denne rapporten er det antatt at bruene blir bygget i en enkelt byggefase, det er dermed ikke nødvendig å regne ulik svinnutvikling i betongen. Dette vil si at det kun er nødvendig å beregne totalt svinn for den dimensjonerende brukstiden på 100 år. Denne svinntøyning består av to ledd, uttørkingssvinn, ε_{cd} , og autogent svinn, ε_{ca} , se formel 4.9.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.9)$$

I beregningen av denne svinntøyningen er det antatt at uttørkingen av betongen begynner ved fjerning av forskalingen som skjer ved tiden t_s . Som nevnt i kapittel 4.3.1 vil forskaling bli fjernet etter syv dager. Resultatene fra svinnberegningene er presentert nedenfor;

$$\varepsilon_{cd} = 2.07 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs} = 2.94 \cdot 10^{-4}$$

Fra denne svinntøyningen blir spenningene i spennarmeringen beregnet og det blir funnet at spennarmering får et spennkrafttap på 3.20 % fra svinn.

4.3.3 Relaksjon

Når spennarmeringen er utsatt for tøyning over lang tid vil det oppstå et spenningsfall på grunn av relaksjon [15, s.262]. For å beregne dette spennkrafttapet må det velges en relaksjonsklasse for den valgte spennarmeringen. I denne dimensjoneringen er spennarmeringen i relaksjonsklasse 2. Dette gir en ρ_{1000} lik 2.5, denne verdien representerer relaksjonstapet i prosent 1000 timer etter oppspenning. Spennkrafttapet kan beregnes ved hjelp av formel 6.19 i Betongkonstruksjoner [15, s. 263], gjengitt her som formel 4.10.

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} \quad (4.10)$$

Med en dimensjonerende beregningstid for relaksjonstap på 500 000 timer blir spenningstapet

fra relaksjon likt 67.7 MPa. Denne beregningsmetoden tar ikke hensyn til noen endring i de indre kreftene i betongtverrsnittet, dette medfører en ubalanse i indre krefter som ikke er mulig. På grunn av denne unøyakligheten er det vanlig å legge inn en faktor i spenningstapet på 0.8. Dette gir et endelig spennkrafttap fra relaksjon på 3.89 %, se formel 4.11.

$$\text{Prosentvis spenningstap} = \frac{\Delta\sigma_{pr} \cdot 0.8}{\sigma_{pi}} \quad (4.11)$$

4.3.4 Totalt spennkrafttap

Summen av spennkrafttapet fra kryp, svinn og relaksjon blir dermed 11.3 %.

4.4 Lastkombinasjoner

For lastkombinering blir Rapport 668 fra Statens Vegvesen tatt i bruk [2]. På side 17 i rapporten er det en tabell som viser til seks bruddgrenselastkombinasjoner og syv bruksgrenselastkombinasjoner. Denne tabellen viser hvilke lastfaktorer hver last skal ha og hvilke laster som skal opptre samtidig. Lastfaktorere baseres på tid og hvilke laster som skal være dominante i hver enkelt lastkombinasjon. De er hentet ut fra Tabell NA.A2.1 i EK0. Ved å benytte denne tabellen kan man sikre at de mest ugunstige lasttilfellene blir sjekket opp mot bruens kapasitet.

4.4.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand, som ofte blir kalt “ULS” for “Ultimate Limit State”, er ment å teste konstruksjonens maksimale bæreevne. Denne kontrollen blir gjort for å hindre kollaps på grunn av flyt i de forskjellige materialene.

I bruddgrensetilstand definerer beregningsveiledningen seks lastkombinasjoner, tre som er dimensjonerende i horisontal retning og tre som er dimensjonerende i vertikal retning. Det er valgt å neglisjere lastene i horisontal retning ettersom lastene i denne retningen er små i forhold til bruens bøyestivhet. Det er også valgt å se bort i fra kombinasjonene som har definert den termiske lasten til å være bestemmende. Dette blir gjort siden bruene er statisk bestemt og de termiske lastene vil dermed ikke gi indre krefter i bruene. Dette betyr at bruene vil bli sjekket opp mot to lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand, 6.10a og 6.10b. Begge disse lastkombinasjonene må sjekkes for begge de dimensjonerende tidene, ved åpning og etter 100 år. I tabell 4.5 kan

man se lastkombinasjonene.

Lastkombinasjon	Egenlast	Forspenning	Langtidseffekter	Trafikk	Vind
ULS 6.10a ved åpning	1.35	0.9	0.0	0.95	1.12
ULS 6.10a etter 100 år	1.35	0.9	1.0	0.95	1.12
ULS 6.10b ved åpning	1.20	0.9	0.0	1.35	1.12
ULS 6.10b etter 100 år	1.20	0.9	1.0	1.35	1.12

Tabell 4.5: Bruddgrenselastkombinasjoner

4.4.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden, ofte kalt “SLS” for “Servicability Limit State”, er ment å kontrollere konstruksjonens bestandighet og brukskrav i normal bruk. Bruksgrensekontrollen har også som funksjon å opprettholde konstruksjonens utseende. Denne kontrollen baserer seg på nedbøyning, rissdannelser og materialspenninger.

I bruksgrensetilstand definerer beregningsveiledningen syv lastkombinasjoner. På samme måte som i bruddgrensetilstand blir de horisontale og termisk domimerende lastkombinasjonene neglisjert. Dette betyr at bruken har tre dimensjonerende bruksgrenselastkombinasjoner, en karakteristisk, en tilnærmet permanent og en ofte forekommende. I tabell 4.6 kan man se lastkombinasjonene.

Lastkombinasjon	Egenlast	Forspenning	Langtidseffekter	Trafikk	Vind
SLS Karakteristisk	1.0	1.0	1.0	1.0	0.7
SLS Tilnærmet permanent	1.0	1.0	1.0	0.5	-
SLS Ofte Forekommende	1.0	1.0	1.0	0.7	-

Tabell 4.6: Bruksgrenselastkombinasjoner

5 NovaFrame modellering

NovaFrame er et program utviklet av Aas-Jakobsen for statiske og dynamiske analyser av tredimensjonale rammekonstruksjoner. Dette programmet baserer seg på elementmetoden som gjør det mulig å løse partielle differensialligninger numerisk. NovaFrame er godt egnet til beregning av brukonstruksjoner. Programmet har gode innebygde spennarmeringsmoduler og muligheten til å skape en bevegelig trafikklaster. Modelleringen av bruene baserer seg på opplæring fra Robert Størdal i Aas-Jakobsen og fremgangsmåten gitt i brukermanualen NF_Userguide5 [19].

5.1 Material egenskaper

I NovaFrame må hvert tverrsnitt få tildelt materialeegenskaper og designparametre for betong, slakkarmering og spennarmering. Dette blir gjort under fanen *Preprocess/Material properties*. Her blir det lagt inn karakteristiske verdier som tilsvarende de materialene som blir brukt i bruene. I dette tilfellet blir det lagt inn B45 betong, B500NC slakkarmering, og DYWIDAG 6819 spennarmering. Videre må designparametrene bli lagt inn i programmet, dette blir gjort i fanen *Preprocess/Design parameters*. I denne fanen blir alle materialfaktorene lagt inn, i tillegg til tøyningsgrenser og rissviddegrenser.

5.2 Referanselinjer

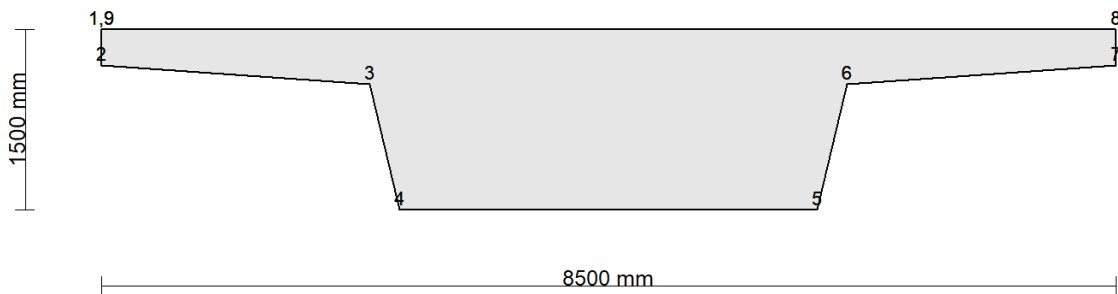
I denne modelleringen er det valgt å bruke globale koordinater siden modellen er enkel og liten nok til at det ikke blir forvirrende. I større prosjekt er det naturlig å definere modellen ut i fra referanselinjer istedenfor globale koordinater. En referanselinje er en geometrisk linje som man kan knytte forskjellig tverrsnitt langs [19, s. 22].

5.3 Veglinjens geometri

I fanen *Preprocess/Hor. Geom.* kan man justere vegens horisontal- og vertikalgeometri. Ifølge N400 3.5-2 skal alle bruer bli bygd med overhøyde i lengderetning for å motvirke nedbøyning fra langtidseffekter. For å forenkle modellen er det i denne dimensjoneringen valgt å se bort fra overhøyden. Bruen blir derfor modellert som en helt flat bru, uten overhøyde.

5.4 Tverrsnitt

Under fanen *Preprocess/sections* kan man definere bruens tverrsnitt. Her definerer man materialer, geometri og materialparametre til tverrsnittet. I denne bru er det nødvendig med to tverrsnitt, et for brukonstruksjonen og et for opplagerene. For å kunne definere brutverrsnittet blir det valgt *Massive General* som tverrsnittstype, ved bruk av denne tverrsnittstypen defineres tverrsnittet ved hjelp av koordinater under fanen *Points*. Tverrsnittet ble definert med 9 punkter. Bruen vil i teorien bli bygd med takfall i veibanen. For å forenkle tverrsnittsmodelleringen er det valgt å se bort fra takfallet. Punkt plasseringen er vist i Figur 5.1.



Figur 5.1: Brutverrsnitt

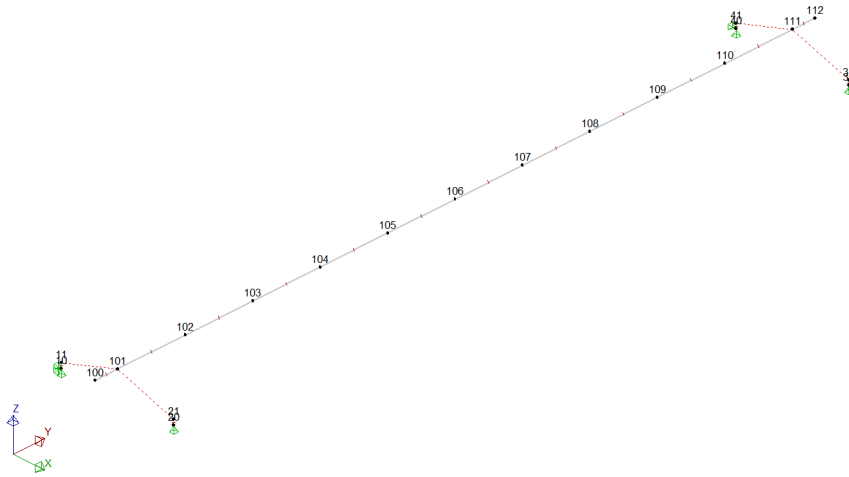
5.5 Rammegeometri

Modellens rammegeometri består av bruoverbygningen og opplagerene. I NovaFrame blir disse modellert som noder og elementer, i tillegg til randbetingelser. Fremgangsmåten for modelleringen vil bli forklart i dette kapittelet.

5.5.1 Noder og elementer

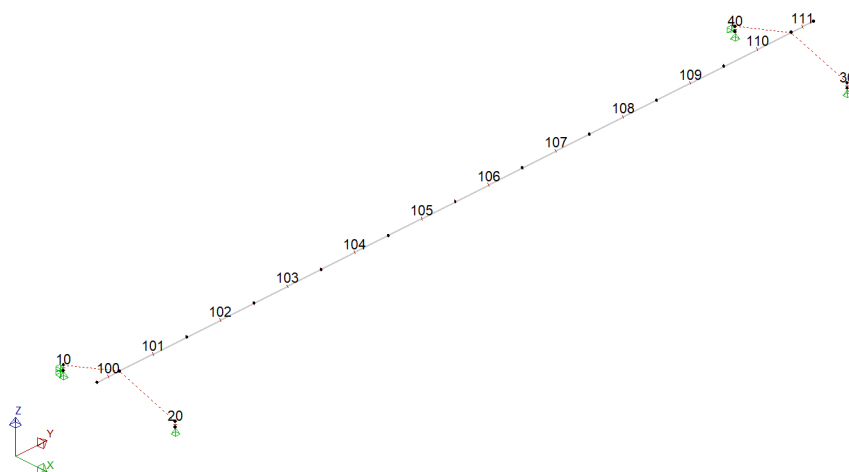
For å definere rammekonstruksjonens oppbygning må man plassere noder. Plasseringen og antallet av disse er viktig for å kunne representere alle effekter på bruens så nøyaktig som nødvendig. Disse punktene blir plassert i fanen *Preprocess/Build model geometry*. Ved større prosjekt kan dette være tidkrevende og det kan være helt nødvendig med gode referanselinjer for å plassere nodene. For denne modelleringen er antallet noder lavt nok til at det er tilstrekkelig å plassere de ut med globale koordinater. Nodene for overbygningen ble numerert som node 100

til 112, mens nodene for opplagerene ble nummerert som node 10 til 41. Denne nummereringen kan du se i Figur 5.2.



Figur 5.2: NovaFrame nodenummerering

Mellom disse nodene ble det deretter plassert elementer. Dette er rette linjer som kobler sammen nodene. I modellen defineres element 100 til 111 mellom nodene 100 til 112, disse elementene representerer bruoverbygningen. Element 10 til 40 defineres til å være mellom node 10 til 41 og representerer opplagerene. På Figur 5.3 ser du elementnummereringen.



Figur 5.3: NovaFrame elementnummerering

5.5.2 Randbetingelser

For å simulere bruene som en fritt opplagt bjelke må randbetingelser bestemmes. Dette kan bli gjort under fanen *Build model geometry/Boundaries*. I denne fanen velger man om en node skal ha deformasjon eller rotasjon i visse retninger. For denne modellen er det nødvendig å låse av node 10, 20, 30 og 40 for å simulere en fritt opplagt bjelke. Node 10 og 20 får randbetingelser slik at de oppfører seg som boltlager. Dette blir gjort ved å sette alle deformasjoner i node 10 lik null, mens i node 20 blir deformasjoner i z-retning satt lik null. På samme måten blir node 30 og 40 gitt randbetingelser slik at de simulerer et rullelager. Da er det nødvendig at deformasjonene i x- og z-retning blir satt lik null i node 40, mens i node 30 blir deformasjoner i z-retning satt lik null.

Videre må det bli modellert stive koblinger mellom bruoverbygningen og lagerene. Det er for å overføre kreftene fra bruoverbygningen til opplagerene. Dette blir gjort ved hjelp av *slave/master* funksjonen. Denne funksjonen gjør at alle deformasjoner og rotasjoner blir overført til opplagerene. Lagernodene 11 og 21 blir satt som slave og blir koblet til node 100 som er master. På samme vis blir lagernodene 31 og 41 satt som slave og blir koblet til node 111 som er master.

5.5.3 Snitt

De indre kreftene i rammen kan kun bli hentet ut der det blir definert et *snitt*. Disse snittene blir definert under fanen *Design sect.*. I denne fanen kan man bestemme hvilke element som skal ha snitt, i tillegg til hvor mange snitt hvert element skal bli delt inn i. NovaFrame er forhåndsinnstilt på tre snitt per element, som tilsvarer et snitt i hver ende av elementet i tillegg til et snitt i midten av elementet. Tre snitt per element er som regel mer enn nok for å representere kreftene i bruene nøyaktig og blir derfor brukt i denne modellen.

5.6 Laster

Lastene som skal påføres bruene defineres i fanen *Preprocess/Load data*. I denne fanen definerer man lasttype, lastnummer, retning og størrelse. Lastene som blir påført NovaFrame er hentet fra kapittel 4.

5.6.1 Egenlast og superegenvekt

Egenlasten blir lagt inn under *Loads* fanen som *Dead weight*. Denne lasttypen regner selv ut hva egenlasten er ut i fra arealet på tverrsnittet til elementene. Betongens densitet er satt lik 25 kN/m³. Superegenvekten blir lagt inn i modellen som en jevnt fordelt last lik 44.25 kN/m med retning nedover. Siden alle lastene er like på hver side av bruene blir denne lasten lagt inn uten eksentrisitet og vil ligge i senter av bruene. Begge lastene blir påført element 101 til 110.

5.6.2 Trafikklast

For å legge inn trafikklast er det nødvendig å definere hvor trafikken kommer til å kjøre over bruene, dette blir lagt inn under fanen *Traffic line*. Denne linjen blir definert til å gå gjennom midten av bruene. Dette blir gjort siden trafikken kommer til å bli lagt inn i NovaFrame med en eksentrisitet som representerer hvor midten av kjørefeltene er. Trafikklasten blir lagt inn i modellen under samme fanen som egenvekten, men her blir trafikktypen valgt til å være *Traffic load*. Under denne last typen har man muligheten til å definere lastsituasjonen selv eller bruke en av de forhåndsbestemte lastmodellene i NovaFrame. Siden LM1 er den eneste relevante lastmodellen for denne bruene, blir lastsituasjonen *HIGHWAY VI* valgt, da den er lik LM1. Under samme fanen blir trafikken eksentrisiteter valgt. Her blir eksentrisiteten med to kjørefelt og 2.5m restareal lik $\frac{8.5}{2} - 1.5 = 2.75m$.

5.6.3 Vindlast

Vindlasten blir lagt inn på lik måte som superegenvekten. Under fanen *Preprocess/Load data* blir vindlasten lagt inn i NovaFrame som en jevnt fordelt last lik 3.61 kN/m rettet nedover. Siden vindlasten ikke vil fungere midt på bruoverbygningen er det nødvendig å legge inn en eksentrisitet slik at vinden også vil skape torsjon i bruene. Dette blir gjort ved å skrive inn ønsket eksentrisitet under samme fanen som man velger lasttype. I dette tilfellet blir eksentrisiteten satt til føringsbredden delt på fire.

5.6.4 Spennarmering

Spennarmering i NovaFrame blir lagt inn som en last på bruoverbygningen, men først må all inndata for den valgte typen spennarmering bli lagt inn. Dette blir gjort under fanen *Preprocess/Tendons*. I denne fanen blir type spennkabel, areal per kabel og spennstålets karakteristiske verdier lagt inn. Videre under fanen *Tendons/Geom. Type* blir spennarmeringens

geometri valgt. Dette vil si hvilken type bue de har, samt hva de vil bli plassert relativt til. Etter dette blir kablens felt- og endeeksentrisitet bestemt under fanen *Tendons/Geometry*. Til slutt under *Tendons* fanen må tapsparametrene til spennkablene velges, i denne rapporten ble det bestemt å beregne spennkrafttapet for hånd istedenfor å la NovaFrame gjøre beregningene. Dette ble valgt fordi det var en del usikkerhet rundt hvilken beregningsmetode NovaFrame tok i bruk for å beregne disse langtidstapene. Derfor blir alle tapsparametre utenom friksjon og låsetap satt lik 0 for å deretter legge tapene inn i lastfaktoren senere i lastkombineringen.

Til slutt kan spennarmeringen defineres som en last under fanen *Preprocess/Load data*. Her blir spennarmeringen lagt inn som en last som virker på element 101 til 110. Siden tapsparameterne til spennarmeringen er regnet ut for hånd er det valgt å gi den en tilsvarende lastfaktor for å ta hensyn til tapene. Dette blir gjort under fanen *Loadcombinations/Ordinary load comb*. der den får en faktor på 0.887.

5.7 Lastkombinering

Etter alle lastene er lagt inn i modellen må det bestemmes hvilke som er interessante å se på sammen og hvilke lastfaktorer hver last skal få i den kombinasjonen. Dette blir gjort under fanen *Postprocess/Loadcombinations*. Her kan man kombinere enkeltlaste og allerede kombinerte laste. Denne fanen ble brukt for å gruppere laste som alltid vil virke sammen. Egenlasten ble definert som en kombinasjon av egenvekten og superegenvekten og oppspenningen ble definert som en kombinasjon av alle oppspenningskrefter. Alle laste i lastkombinasjonene som ble definert under denne fanen fikk lastfaktor lik 1.

Videre ble de faktiske lastkombinasjonene definert under fanen *Loadcombinations/Sort Combination*. Under denne fanen finnes det fem ulike kombineringsmetoder; *Add all*, *Only the worst*, *Only the worst (+-)*, *Add if unfavourable* og *Add if unfavourable (+-)*. Kun de to førstnevnte ble brukt i de lastkombinasjonene som ble benyttet i modellen. Under denne fanen blir alle relevante lastkombinasjoner for ULS og SLS fra tabellen på side 17 i beregningsveiledningen definert [2, s. 17].

Videre blir disse lastkombinasjonene sortert inn i en *Sorted combination line*. Dette gjør det mulig å sortere ut den mest ugunstige lastkombinasjonen når man ser på resultatene. Det blir opprettet fire kombinasjoner for bruddgrensetilstand og tre kombinasjoner for bruksgrensetilstand.

6 Verifikasjon av NovaFrame modell

Ved bruk av FEM-analyseprogram er det nødvendig å sikre at programmet tolker den statiske modellen og lastkombinasjonene korrekt. Håndberegning er nødvendig for å kunne kontrollere resultatene fra analyseprogrammet. Disse beregningene vil bli utført i dette kapittelet. I vedlegg D er disse beregningene gjengitt.

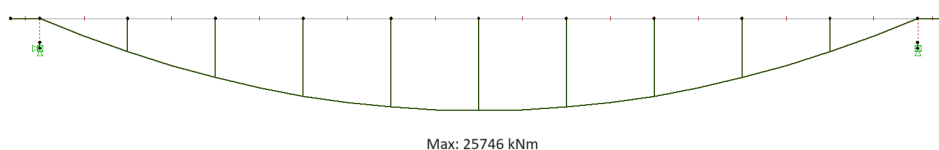
6.1 Verifikasjon av egenlast

I dette kapittelet vil lastvirkningene fra egenlasten bli sjekket opp mot håndberegninger.

6.1.1 Opptredende moment fra egenlast

Siden bruene er modellert som en fritt opplagt statisk bestemt bjelke er det uproblematisk å beregne det opptredende momentet. Det dimensjonerende momentet fra egenlasten er gitt fra formelen 6.1, hvor L er hele spennet til bruene og q_{Ed} er den dimensjonerende egenlasten.

Med en karakteristisk egenlast på 229.9 kN/m og en spennlengde på 30 meter, blir det dimensjonerende momentet 25 861 kNm. Det opptredende momentet leses av momentdiagrammet i NovaFrame og er 25 746 kNm., se figur 6.1. Dette tilsvarer et avvik fra håndberegning på 0.4 %. Dette er et akseptabelt avvik og man kan dermed anta at NovaFrame har tolket tverrsnittet og den statiske modellen korrekt.



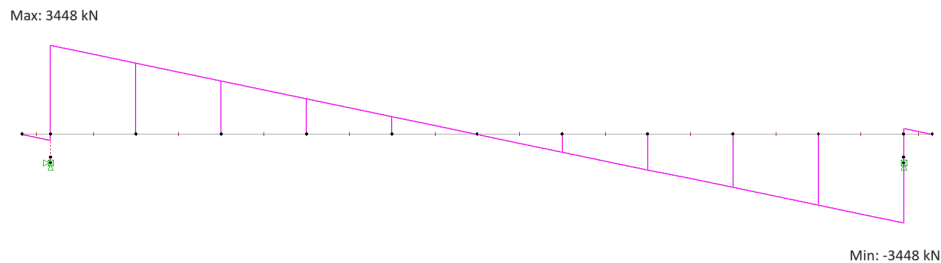
Figur 6.1: Momentdiagram med kun egenlast

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} \quad (6.1)$$

6.1.2 Opptredende opplagerkrefter

I NovaFrame leses opplagerkreftene av fra skjærgrammet. Fra figur 6.2 leses opplagerkreftene av til å være 3448 kN. Formelen for opplagerkrefter i en fritt opplagt bjelke er gitt fra formel

6.2, dette gir opplagerkrefter på 3448.1 kN. Avviket mellom opplagerkreftene i NovaFrame og de håndberegnete opplagerkreftene er tilnærmet lik 0 %. Dermed kan man være sikker på at egenlasten blir tolket korrekt i NovaFrame.

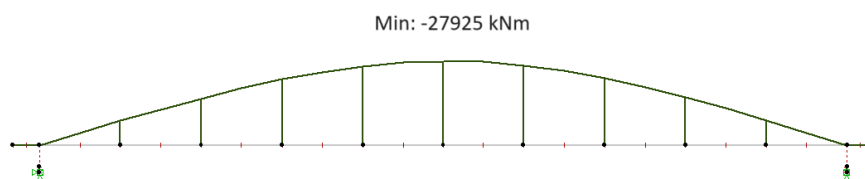


Figur 6.2: Skjæringsdiagram med kun egenlast

$$A_z = B_z = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} \quad (6.2)$$

6.2 Verifikasjon av moment fra forspenning

I NovaFrame er spennarmeringen lagt inn som en last. Denne lasten gir aksialkraft og fra aksialkraften oppstår primærmomentet til spennarmeringen. Denne lasten blir i NovaFrame definert ved type kabel, areal av kablene, antall kabler og eksentrisiteter. Primærmomentet i NovaFrame blir lest av fra figur 6.3 til å være 27 925 kNm.



Figur 6.3: Primærmoment fra spennarmering

Primærmomentet kan bli beregnet for hånd ved hjelp av formel 6.3. Der er $e - y_t$, eksentrisiteten til kablene i feltet, justert for det transformerte tverrsnittet, n er antall kabler og P_{max} er største forspenningskraft per kabel. Eksentrisitet er på 0.74 meter, det er 10 kabler og en største forspenningskraft per kabel på 3973 kN. Det gir et primærmoment på 27 969 kNm. Ved å sammenligne primærmomentet i NovaFrame mot det håndberegnete, ser man et avvik på 0.2%.

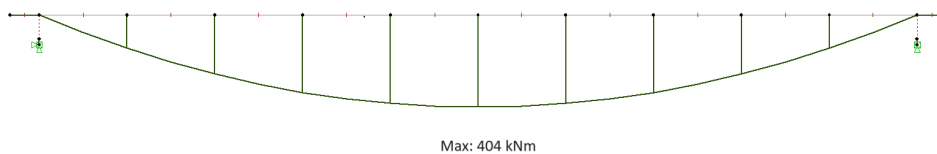
$$M_p = P_{max} \cdot n \cdot (e - y_t) \quad (6.3)$$

6.3 Verifikasjon av vindlast

I dette kapittelet blir vindlasten i NovaFrame kontrollert mot håndberegninger for å sikre at den er tolket korrekt av NovaFrame.

6.3.1 Opptredende moment fra vindlast

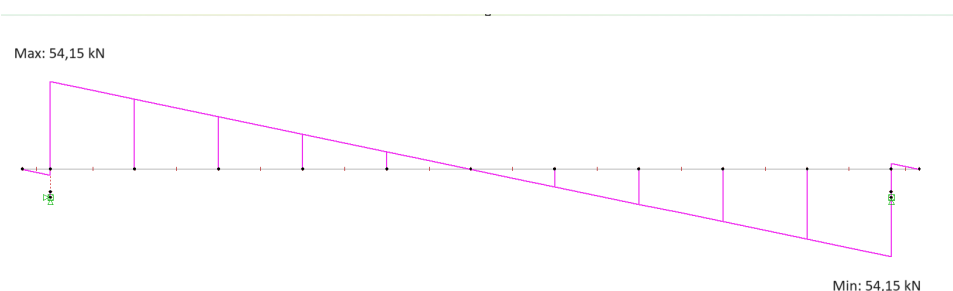
Vindlasten blir kontrollert på samme måte som egenlasten. Momentet blir beregnet for hånd fra formel 6.1. Med en vindlast på trafikkert vei på 3.61 kN/m gir denne håndberegningen et moment i midten av feltet på 406.1 kNm. Figur 6.4 viser momentdiagrammet fra vindlasten i NovaFrame, fra dette diagrammet ser man et midtfeltsmoment på 404 kNm. Dette gir et avvik fra håndberegningen på 0.5 %.



Figur 6.4: Momentdiagram med kun vindlast

6.3.2 Opptredende opplagerkrefter fra vindlast

Opplagerkreftene blir funnet ved hjelp av formel 6.2, med vindlasten på 3.61 kN/m blir opplagerkreftene lik 54.15 kN. Opplagerkreftene fra NovaFrame blir funnet fra skjæringsdiagrammet, se figur 6.5. Opplagerkreftene fra skjæringsdiagrammet i NovaFrame har en verdi på 54.15 kN, dette tilsvarer et avvik fra håndberegningene på 0 %.



Figur 6.5: Skjæringsdiagram med kun vindlast

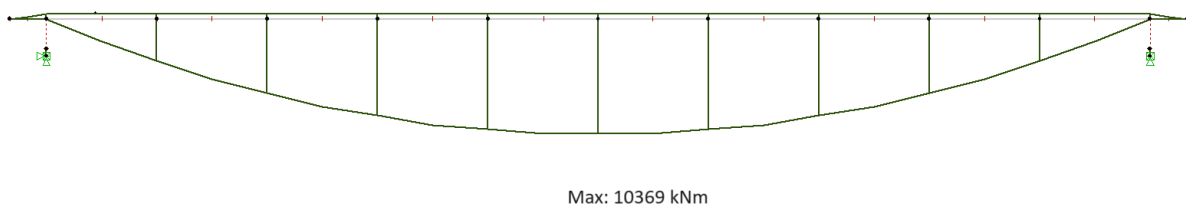
6.4 Verifikasjon av trafikklast

Den viktigste verifikasjonen vil være kontrollen av trafikklasten. Trafikklasten er lagt inn i NovaFrame som et lasttilfelle med tre linjelaster og to boggilaster, dette er den mest omfattende lasten i NovaFrame modellen. Siden trafikklasten er den største lasten etter egenlasten er det viktig at denne blir tolket rett av NovaFrame. Når bruene kun er et enkelt spenn er det bare nødvendig å se på ett lasttilfelle. Dersom bruene hadde hatt flere spenn måtte man funnet den ugunstigste lastplasseringen for å finne de dimensjonerende kreftene. På denne bruene er det lett å skjønne at den mest ugunstige plasseringen av boggilastene vil være i midten av feltet.

6.4.1 Opptredende moment fra trafikklast

Det største opptredende momentet fra trafikklasten får man når boggilastene er plassert i midten av spennet, i NovaFrame gir denne plasseringen et moment på 10 369 kNm, se figur 6.6. For å beregne momentet for hånd blir formel 6.4 tatt i bruk. Denne håndberegningen gir et opptredende moment på 10 369 kNm. Dette tilsvarer et avvik på 0 %.

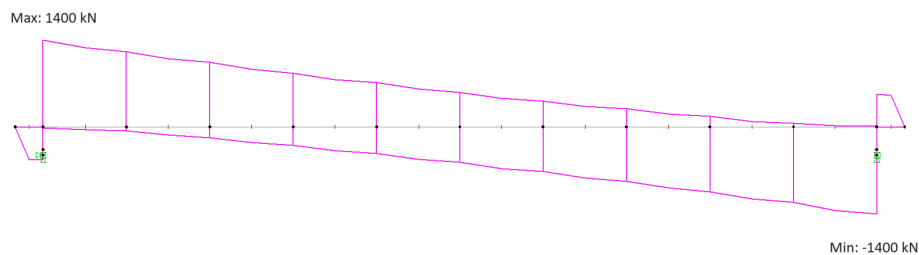
$$M_{Ed} = \frac{Pab}{L} \quad (6.4)$$



Figur 6.6: Momentdiagram med kun vindlast

6.4.2 Opptredende opplagerkrefter fra trafikklast

I NovaFrame blir opplagerkreftene fra trafikklasten lest av fra skjæringsdiagrammet, se figur 6.7. I NovaFrame er opplagerkraftene lik 1400 kN.



Figur 6.7: Skjæringsdiagram med kun trafikklast

Håndberegningen blir utført ved hjelp av formel 6.2 og en antagelse om at boggilastene blir plassert rett over et av opplagerene slik at alle kreftene fra boggilastene går rett i kun et opplager. Fra håndberegningen blir opplagerkreftene lik 1449.3 kN. Sammenlignet med opplagerkreftene fra NovaFrame tilsvarer dette et avvik på 3.4 %.

6.5 Oppsummering av verifikasjon

I tabell 6.1 er alle momenter og opplagerkrefter fra hver enkelt last sammenlignet med den håndberegnete verdien.

Last	Moment [kNm]			Opplagerkrefter [kN]		
	NovaFrame	Håndberegning	Avvik	NovaFrame	Håndberegning	Avvik
Egenlast	25 746	25 861	0.4 %	3448.0	3448.1	0.0 %
Forspenning	27 925	27 969	0.2 %	-	-	-
Vindlast	404	406.1	0.5 %	54.15	54.15	0.0 %
Trafikklast	10 369	10 369	0.0 %	1400	1449.3	3.4 %

Tabell 6.1: Oppsummering av verifikasjon av NovaFrame laster

7 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand sjekkes konstruksjonens kapasitet mot brudd. Denne kapasiteten blir beregnet ved hjelp av materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter [15, s.5]. De opptredende lastvirkningene ble beregnet i NovaFrame med lastfaktorer i henhold til EK0. I dette kapitlet sjekkes moment-, skjær- og torsjonskapasitet. Se vedlegg E for beregninger.

7.1 Effektiv flensbredde

For T-bjelker avhenger den effektive flensbredden på momentnullpunktene i bjelken, avstanden mellom disse momentnullpunktene defineres som l_0 . For en fritt opplagt bjelke vil momentnullpunktene være over opplagerene og l_0 vil dermed være lik L. Fra denne lengden er det mulig å beregne den effektive flensbredden ved hjelp av formel 7.1 og 7.2;

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b_{tot} \quad (7.1)$$

$$b_{eff,i} = 0.2b + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \quad (7.2)$$

Fra disse to formlene blir den effektive flensbredden beregnet til å være 12.9 meter. Det er større enn den faktiske bredden på bruene. Dermed vil den effektive flensbredden være lik den faktiske bredden på bruene, altså 8.5 meter.

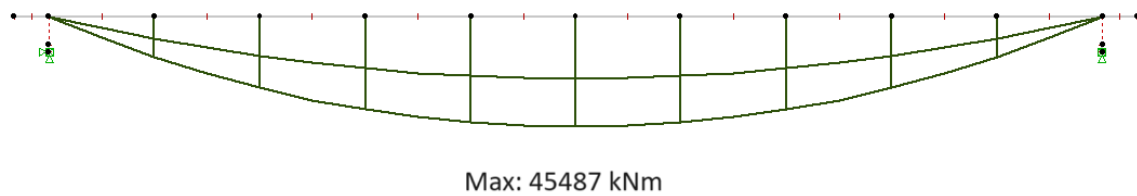
7.2 Lastvirkningsdiagrammer

De opptredende lastene som virker i bruddgrensetilstanden er vist i diagrammene nedenfor. Lastene er hentet fra den statiske analysen i NovaFrame og viser maksimal- og minimumsverdi for det aktuelle diagrammet. Diagrammene er for aksialkraft, skjærkraft, moment og torsjon. De ulike kreftene presenteres uten oppspenning og ved full oppspenning.

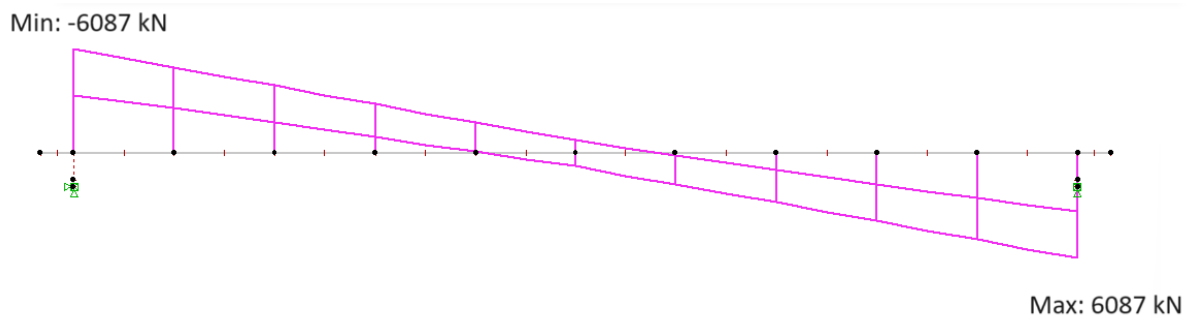
7.2.1 Bruddgrensetilstand, uten oppspenning

Diagrammene nedenfor er hentet fra analysen gjennomført uten spennarmering. Det er illustrert kreftene fra moment og skjærkraft. Kreftene fra aksial- og torsjonsdiagrammet er ikke med, dette er fordi torsjonskreftene ikke er påvirket av oppspenningen og aksialkraften er lik null uten oppspenning. Diagrammene vises uten spennarmering for å illustrere det største opptredende

momentet i bruen som følge av ytre belastning. Se figur 7.1 og 7.2.



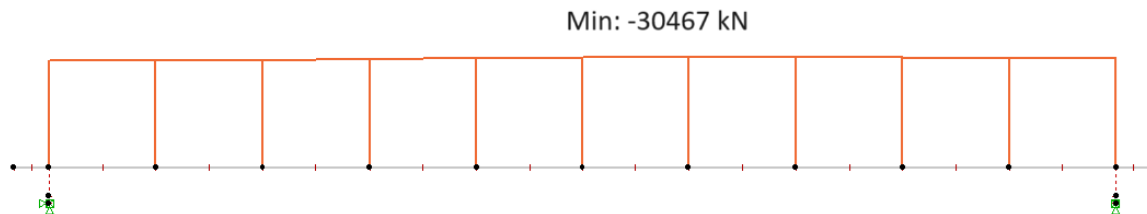
Figur 7.1: Moment ULS uten spennarmering



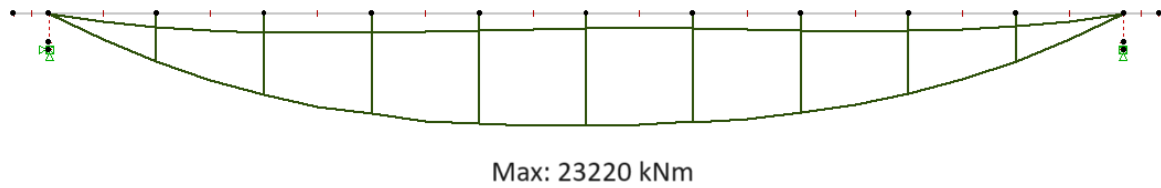
Figur 7.2: Skjærkraft ULS uten spennarmering

7.2.2 Bruddgrensetilstand, full oppspenning

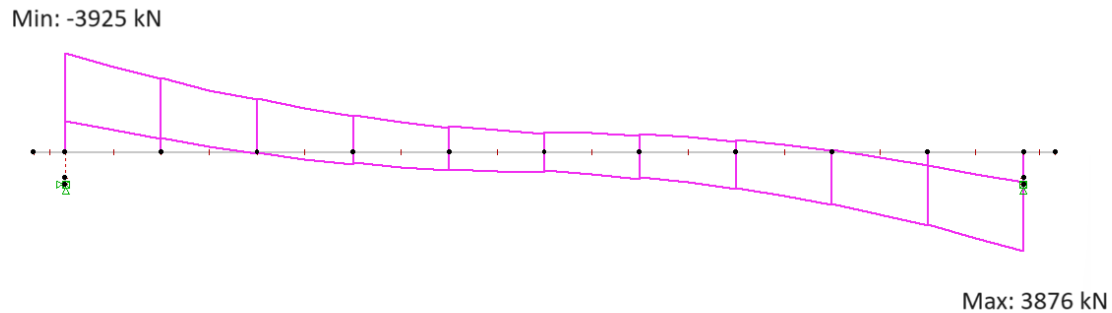
Analysen for diagrammene nedenfor er gjennomført med full oppspenning. De viser aksialkraft, skjærkraft, moment og torsjon. Ettersom analysen er gjennomført med full oppspenning motvirker momentet fra forspenningen de ytre kreftene som virker på brukonstruksjonen. Se figur 7.3 til 7.6.



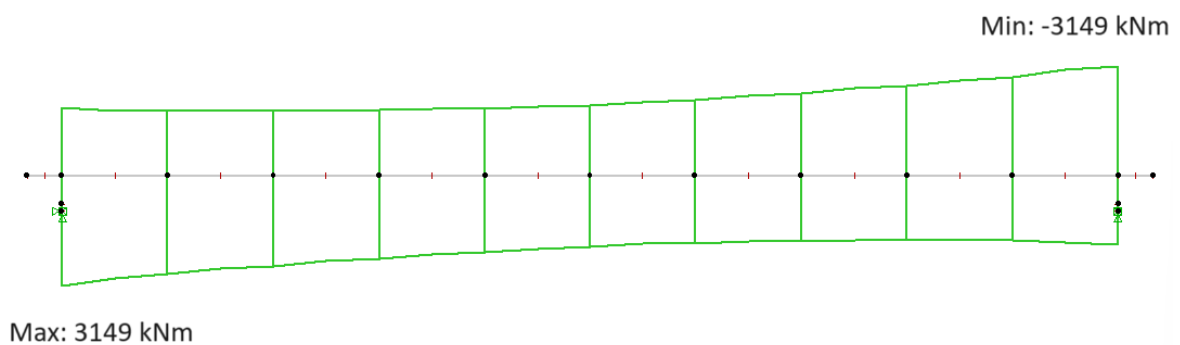
Figur 7.3: Aksialkraft ULS med spennarmering



Figur 7.4: Moment ULS med spennarmering



Figur 7.5: Skjærkraft ULS med spennarmering



Figur 7.6: Torsjonsmoment ULS med spennarmering

7.3 Skjærkraft

Skjærstrekkapsitet

Kapasiteten for skjærkraft er utført i henhold til EK2-1-1 kapittel 6.2.2. Største opptredende skjærkraft V_{Ed} blir lest av fra figur 7.5 til å være 3925 kN. Siden konstruksjonen ikke vil bli påvirket av skjærkreftene rett over opplagerene blir denne verdien redusert. Den reduserte verdien vil representere skjærkraften som er en avstand d_{middel} fra opplageret. Dette gir en $V_{Ed,red}$ på 3745 kN. Denne skjærkraften skal kontrolleres mot kapasiteten. Dersom $V_{Ed,red}$ er

mindre eller lik $V_{Rd,c}$ er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering. $V_{Rd,c}$ bestemmes av formel 6.2.a med minste verdi 6.2.b i EK2-1-1, se formel 7.3 og 7.4. Det gir en skjærkapasitet uten skjærarmering på 6284 kN. Dette er større enn opptredende skjærkraft $V_{Ed,red} = 3745$ kN. Konstruksjonen har dermed ikke behov for skjærarmering, og kun minimumsarmering er benyttet.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d_{middel} \quad (7.3)$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_{middel} \quad (7.4)$$

Med innlagt skjærarmering er kapasiteten 7652 kN. Se formel 7.5 og 7.6.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (7.5)$$

Skjærtrykkkapasitet

Skjærtrykkkapasiteten skal kontrolleres opp mot opptredende skjærkraft V_{Ed} . Her er $\cot\theta$ satt lik 2 i henhold til NA.6.2.3 i EK2-1-1. Dette gir en skjærtrykkkapasitet $V_{Rd,max} = 31829$ kN.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (7.6)$$

7.3.1 Skjærkapasitet mellom steg og flens

I overgangen mellom steget og flensen oppstår det skjærkrefter. Etter EK2-1-1 kapittel 6.2.4 “Skjærkrefter mellom steg og flenser” skal dette kontrolleres. Skjærkraftkapasiteten til flensene skal beregnes ved å anse flensen som et system bestående av trykkstaver, i kombinasjon med strekkstaver i form av strekkarmering. I samråd med intern veileder Jan Arve Øverli er det valgt å ikke beregne skjærarmeringen i flensen. Det antas at tverrsnittet allerede har god nok kapasitet mellom flens og steg, da den er godt armert i overgangen.

7.4 Momentkapasitet

For å sikre at bruene vil tåle momentet påført under bruddgrensetilstand, må momentkapasiteten beregnes og sammenlignes med det største opptredende moment i bruddgrensetilstand. Fra

kapittel 7.2 kan man se at det dimensjonerende momentet vil være 23 220 kNm.

Beregningsmetoden som er benyttet for å finne momentkapasiteten i dette tverrsnittet er funnet i Betongkonstruksjoner [15, s. 275]. Først må det bestemmes om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette blir gjort ved å første beregne en balansert α , se formel 7.7. Denne α -verdien blir beregnet med en antagelse om at betongen når brudd når betongtøyningen er lik bruddtøyningen på 3.5 ‰. ε'_{p0} blir beregnet til å være 0.636 ‰. Dette gir en α_b på 0.79.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} + \varepsilon'_{p0}\right)} \quad (7.7)$$

Den balanserte spennarmeringsmengden beregnes fra formel 7.8. Denne blir beregnet til å være 52 014 mm². Med ti spennkabler blir det innlagte spennarmeringsarealet 28 500 mm². Dette vil si at tverrsnittet har mindre armering enn den balanserte armeringen og tverrsnittet vil beregnes videre som underarmert. For underarmerte tverrsnitt kan α -verdien beregnes fra formel 7.9. Den blir beregnet til å være 0.187.

$$A_{pb} = \alpha_b \cdot b_w \cdot d_{middel} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \quad (7.8)$$

$$\alpha = \frac{f_{pd} \cdot A_{p,tot} + f_{yd} \cdot A_s}{0,8 f_{cd} \cdot b_w \cdot d_{middel}} \quad (7.9)$$

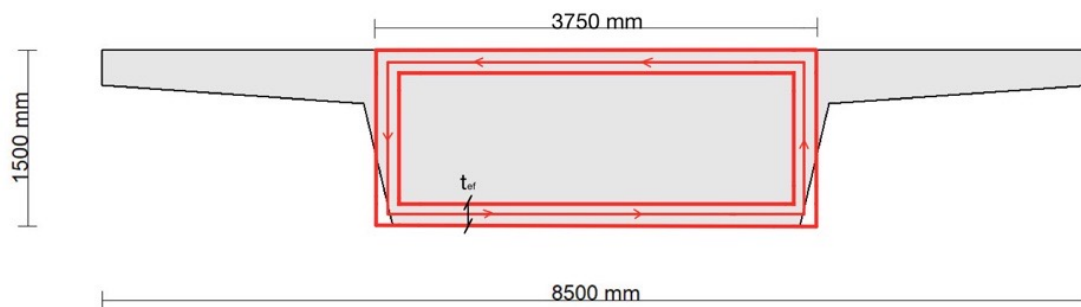
Fra denne α -verdien kan momentkapasiteten beregnes ved hjelp av formel 7.10. Med en stegbredde på 3.5 meter og en effektiv høyde på 1375 millimeter, blir momentkapasiteten til tverrsnittet 24 387 kNm. Denne kapasiteten er større enn det opptredende momentet i bruddgrensetilstand og tverrsnittet har dermed god nok momentkapasitet.

$$M_{Rd} = 0.8\alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_{middel}^2 \quad (7.10)$$

7.5 Torsjon

Kapasitetskontrollen for torsjonsmomentet er utført i henhold til EK2-1-1 kapittel 6.3. Det beregnes ved å bruke det største opptredende torsjonsmomentet i konstruksjonen. Se figur 7.6. I denne oppgaven ligger det høyeste torsjonsmomentet ved opplagerene og er på 3149 kNm. I følge EK2-1-1 kan torsjonskapasiteten for et massivt tverrsnitt beregnes som et antatt lukket

hulltverrsnitt [15, s. 79]. Den ytre begrensningen er tverrsnittets omkrets, med unntak av flensene som neglisjeres. Bredden av tverrsnittet er satt lik gjennomsnittet av stegbredden oppe og nede. Den effektive veggtykkelsen, t_{ef} , torsjonsarealet og torsjonsforløpet som er brukt i beregningene er vist på figur 7.7.



Figur 7.7: Torsjonsareal og torsjonsforløp

7.5.1 Kapasitetsberegning trykkbrudd

Ifølge EK2-1-1 6.3.2(4) er den største kapasiteten til en konstruksjonsdel som er utsatt for torsjon og skjærkraft begrenset av betongtrykkstavens kapasitet. Da måles trykkbruddkapasiteten etter interaksjonsformelen, formel 6.29 i EK2-1-1, se formel 7.11.

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1.0 \quad (7.11)$$

Den dimensjonerende kapasiteten for torsjon, $T_{Rd,max}$, kommer av formelen 6.30 i EK2-1-1. ν er en konstant bestemt av formel 6.6N. α_{cw} beregnes til bli tilnærmet lik 1.16. Det gir en $T_{Rd,max}$ lik 19 347 kNm. Interaksjonsformelen gir en faktor lik 0.28. Det er innenfor kravet og trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig.

7.5.2 Kapasitetsberegning strekkbrudd

Tverrsnittets kapasitet for riss-torsjonsmoment, også kalt strekkbrudd, må også kontrolleres. For å beregne strekkbruddet brukes formel 6.26 i EK2-1-1. Når det er ren torsjon vil skjærspenningen bli lik hovedstrekkspenningen, $\tau = \sigma_1$. Strekkfastheten settes lik f_{ctd} . Beregninger gir en $T_{Rd,c}$ lik 5081 kNm, se formel 7.12. Ettersom T_{Ed} er lik 3149 kNm, er det ikke behov for torsjonsarmering.

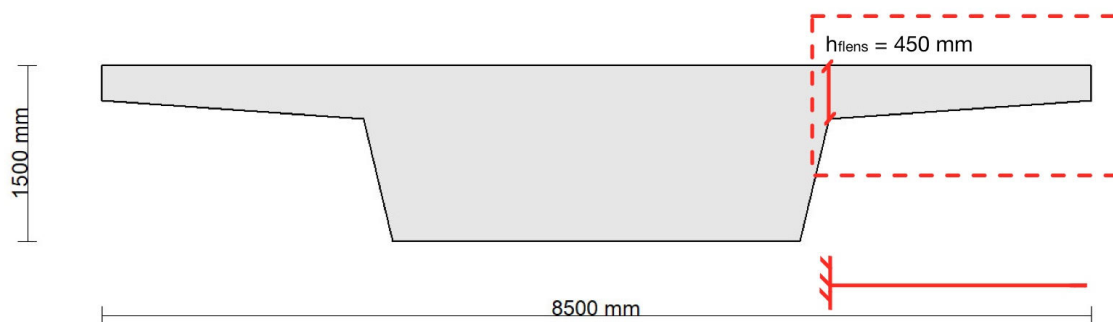
$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \quad (7.12)$$

7.5.3 Oppsummering torsjonskapasitet

Det er ikke beregningsmessig behov for mer torsjonsarmering. Torsjonskapasiteten er stor nok for de opptrædende torsjonsmomentene, men av praktiske årsaker er det en fordel med en armeringsbøyle rundt resten av armeringen. Dette blir gjort slik at resten av armeringen har noe å festes til før tverrsnittet blir støpt. Ettersom den ikke er nødvendig for å opprettholde kapasiteten vil det ikke detaljberegnes. Den bestemmes til å være $\phi 16s150$.

7.6 Kapasitetskontroll tverretning

Kapasiteten i tverretningen kontrolleres ved å sjekke tverrarmeringen i flensen. Bruens tverrsnitt har vinger og lastvirkningene gir strekk i overkant ved vingens innspenning. I henhold til Rapport 668, kapittel 4.3.1, gir denne situasjonen behov for tverrarmering i overkant av bruplatten. Armeringen skal kontrolleres for både moment og skjærkraft. Det er antatt en bredde på en meter per meter. For å beregne tverrarmeringen anses flensen som en fast innspent utkrager. Se figur 7.8.



Figur 7.8: Statisk system for flensen

7.6.1 Opptrædende moment i tverretning

Lastberegningene for tverrarmeringen består av egenvekt, superegenvekt, vind og trafikklast. Vind i denne beregningen vil bli veldig liten og vil derfor ikke tas hensyn til i disse beregningene.

Egenvekten består av betongens vekt, mens superegenvekten inkluderer belegning, kantdrager og rekkverk. Disse ganges med en lastfaktor $\gamma_g = 1.2$. Lastdetaljene for trafikklast er hentet fra EK1-2 figur 4.2a. Det blir kun beregnet på LM1. Trafikklasten tar utgangspunkt i $Q_{1k} = 150\text{kN}$. I teorien skal trafikklasten som punktlast beregnes ved bruk av influensfelt. I samråd med internveileder Jan Arve Øverli skal punktlasten fordeles ved å anta at denne punktlasten fordeler seg inn mot stegen jevnt med en vinkel på 45 grader. Dette gir en ny fordelt punktlast som er lik 42.8 kN. Den jevnt fordelte trafikklasten blir $q_{1k} = 5.4\text{ kN/m}^2$. Begge trafikklastene ganges med en lastfaktor $\gamma_{tr} = 1.35$. Det samlede opptredende momentet i overgangen mellom flens og steg blir da lik $M_{sum} = 184.1\text{ kNm}$.

7.6.2 Momentkapasitet i tverretning

Ettersom momentet er størst i overgangen mellom flensen og steg, er h_{flens} valgt til tykkelsen i overgangen. Diameteren på armeringsjernene er tidligere beregnet til $\phi 25\text{s}150$. Det gir en A_s lik 3272 mm^2 . M_{Rd} blir beregnet ved bruk av formelen for momentkapasitet i formelsamlingen fra TKT4220, [5, s. 8]. M_{Rd} formelen er gjengitt her som formel 7.13. Trykksonefaktoren α sin formel er hentet fra formelsamlingen i TKT4175 [4].

$$M_{Rd} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_{flens} \cdot d_{flens}^2 \quad (7.13)$$

Beregninger gir en M_{Rd} lik 447.6 kNm. Ettersom $M_{Rd} > M_{sum}$, er det ikke nødvendig å armere mer enn minimumsarmering.

7.6.3 Opptredende skjærstrekk i tverretning

I likhet med beregningene for opptredende moment, består den opptredende skjærstrekk av egenvekt, superegenvekt, vind og trafikklast. Lastene beregnes her som punktlaster på flensen. I faktorene for egenvekt og trafikklast benyttes de samme som for moment. Det gir en opptredende skjærstrekk, V_{Ed} , lik 122.7 kN.

7.6.4 Skjærstrekkkapasitet

Skjærkapasiteten V_{Rd} skal kontrolleres mot den opptredende skjærkraften i flensen. Den opptredende skjærkraften regnes ved innspenningen. Den dimensjonerende kapasiteten for skjærkraft blir beregnet fra formel 6.2a i EK2-1-1, se formel 7.14.

$$V_{Rd.c.tverr} = [C_{Rd.c} \cdot k_{tverr} \cdot (\rho_{1.skjær} 100 \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr} \quad (7.14)$$

Dette gir en skjærstrekkkapasitet på 219.6 kN. Dette vil si at skjærkapasiteten er større enn den opptredende skjærkraften og det er dermed ikke nødvendig med ekstra armering.

7.6.5 Skjærtrykkkapasitet

Skjærtrykkkapasiteten blir sjekket i flensen på samme måte som i steget, det vil si at formel 7.6 blir brukt. Med en indre momentarm lik 247.5 millimeter og ingen aksialkraft blir skjærtrykkkapasiteten lik 2524.5 kN. Dette er større enn den opptredende skjærkraften og kapasiteten i flensen er dermed som tilstrekkelig.

8 Bruksgrensetilstand

En bruksgrensekontroll må foretas for å sikre at konstruksjonen, for sin brukstid, tilfredstiller bruks-, formåls- og bestandighetskrav [15]. Bruksgrensekontrollen gjennomføres i henhold til EK2-1-1 kapittel 7. I dette kapitlet blir det satt krav til rissvidder, deformasjoner og spenninger. Se vedlegg F for beregninger.

8.1 Bruksgrensekrav

Kravene som er satt for betong- og armeringsspenninger, rissviddestørrelser og nedbøyning er presentert nedenfor.

8.1.1 Spenningsbegrensning i lengderetning

For å unngå riss i lengderetning, mikroriss, eller store krypdeformasjoner settes det krav til både maksimum strekk- og trykkspenning i betongen. Disse kravene blir gitt i EK2-1-1 7.2. Kravet for strekkspenning i betongen er satt til å være lik betongens maksimale strekkspenning, f_{ctm} , som er lik 3.8 MPa for B45 betong. Kravene for trykkspenninger varierer for de ulike bruksgrensetilstandene.

Kravet for trykkspenning under den karakteristiske lastkombinasjonen er gitt i EK2-1-1 7.2(2), se formel 8.1. I denne formelen er k_1 satt lik 0.6 i henhold til nasjonalt tillegg og maksimal trykkspenning i karakteristisk lastkombinasjon blir dermed 27 MPa.

$$\sigma_{c.kar} \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0.6 f_{ck} \quad (8.1)$$

For lastkombinasjonen *tilnærmet permanent* kan det antas en lineær kryptøyning kun dersom spenningen i betongen ikke overstiger kravet gitt i EK2-1-1 7.2(3). Dette punktet gir formelen 8.2. I denne formelen er k_2 gitt til å være 0.45 fra nasjonalt tillegg og gir en maksimal trykkspenning på 20.25 MPa.

$$\sigma_{c.perm} \leq k_2 \cdot f_{ck} = 0.45 f_{ck} \quad (8.2)$$

For strekkspenningene i slakkarmeringen er kravet gitt i EK2-1-1 7.2(5). Her blir kravet satt til å være $k_3 \cdot f_{yk}$, hvor k_3 blir satt til å være lik 0.8, se formel 8.3. Dette gir en maksimal spenning i slakkarmeringen på 400 MPa i bruksgrensetilstand. Videre i samme punkt blir det oppgitt at

dersom disse spenningene oppstår på grunn av en påført deformasjon, skal strekkspenningene ikke overstige $k_4 f_{yk}$. Nasjonalt tillegg setter k_4 til å være lik 1, se formel 8.4.

$$\sigma_{s.arm} \leq k_3 \cdot f_{yk} = 0.8 f_{yk} \quad (8.3)$$

$$\sigma_{s.påført deformasjon} \leq k_4 \cdot f_{yk} = f_{yk} \quad (8.4)$$

I EK2-1-1 7.2(5) blir også spenningskravet for spennkablene oppgitt. Dette kravet sier at middelverdien av spenning i spennkabler ikke skal overstige $k_5 f_{yk}$, hvor k_5 er satt lik 0.75. Se formel 8.5. Dette gir en maksimal spenning i spennkablene på 1395 MPa.

$$\sigma_{s.spennkabler} \leq k_5 \cdot f_{pk} = 0.75 f_{pk} \quad (8.5)$$

8.1.2 Rissviddebegrensninger

I EK2-1-1 7.3 blir alle krav for rissvidder oppgitt. Opprissing må begrenses for at konstruksjonens funksjon eller bestandighet ikke skades, i tillegg til at konstruksjonen ikke skal få et uakseptabelt utseende. Riss er vanlig i armerte konstruksjoner og oppstår vanligvis som et resultat av belastningen på konstruksjonen. Tabell 7.1N i EK2-1-1 oppgir de største tillatte rissviddene for hver eksponeringsklasse. Tabellen er gjengitt i tabell 8.1. I kapittel 3 blir eksponeringsklasse XC3 valgt på undersiden og XD3 på oversiden av bruoverbygningen. Dette medfører et krav om trykkavlastning på spennarmeringen.

De største tillatte rissviddene blir i tabell 7.1N oppgitt med en koeffisient k_c . Denne koeffisienten er gitt fra formel NA901 i EK2-1-1, se formel 8.6, og er en funksjon av overdekningen til konstruksjonen. Med en overdekning i underkant på 65 millimeter og en $c_{min,dur}$ på 50 blir k_c lik 1.3. Det samme gjelder for k_c i overkant. Dette gir en maksimal rissvidde på 0.26 millimeter.

Eksponeeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ^{c)}	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ^{a)}	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 ^{b)}
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k_c	Ofte forekommende	Trykkavlastning ^{b)}
XSA	Vurderes særskilt ^{d)}		Vurderes særskilt ^{d)}	

Tabell 8.1: EK2-1-1 Tabell 7.1N

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min.dur}} \leq 1,3 \quad (8.6)$$

8.1.3 Nedbøyningsbegrensninger

Varige nedbøyninger på en konstruksjon skal ifølge EK2-1-1 7.4.1 ikke være slik at den påvirker tiltenkt funksjon eller utseende på en ugunstig måte. I EK2-1-1 er kravet til nedbøyning fra 7.4.1 (4) satt til å være $L/250$, der L er spennvidden til bruene. I N400 er det derimot bestemt et strengere krav på $L/350$. Siden kravet i N400 er mer konservativt vil dette være dimensjonerende. Dette kravet gir en maksimal nedbøyning på 85,7 millimeter. I EK2-1-1 7.4.2 er det også oppgitt at dersom forholdet mellom spennvidden og høyden på bruene er mindre enn verdien gitt fra formel 7.16a/b, kan nedbøyningen til konstruksjonen antas å være innenfor kravene gitt og beregning er ikke nødvendig. Disse formlene er gjengitt i formel 8.7 og 8.8.

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \quad \text{hvis } \rho \leq \rho_0 \quad (8.7)$$

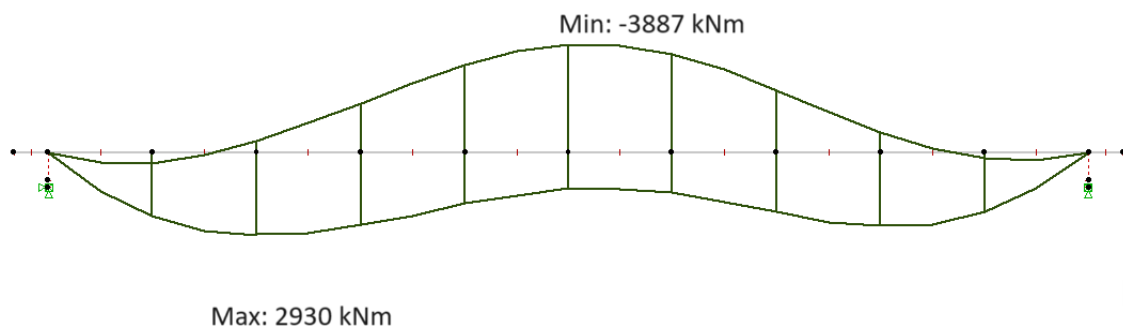
$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \left(\sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right) \right], \quad \text{hvis } \rho > \rho_0 \quad (8.8)$$

8.2 Bruksgrensedigrammer

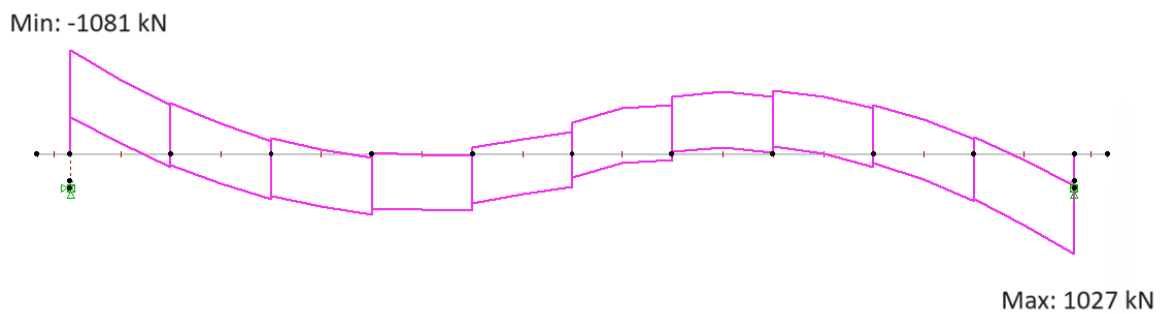
Nedenfor vises de opptredende moment-, skjær-, og aksialkreftene for bruksgrensetilstand. De er illustrert i diagrammer og vist for tre ulike lastkombinasjoner.

8.2.1 Tilnærmet permanent lastkombinasjon

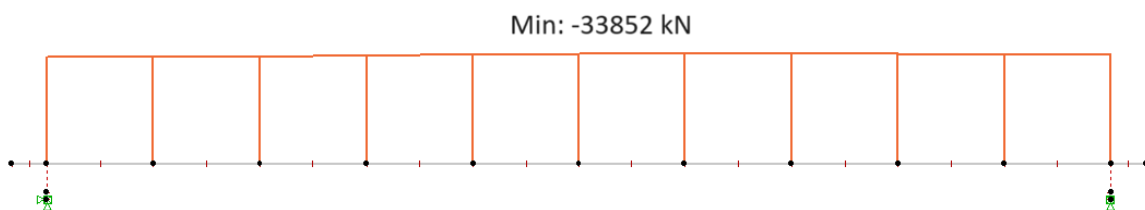
I figur 8.1, 8.2 og 8.3 ser man de opptredende lastvirkningene i lastkombinasjonen *tilnærmet permanent*.



Figur 8.1: Momentdiagram SLS Tilnærmet permanent



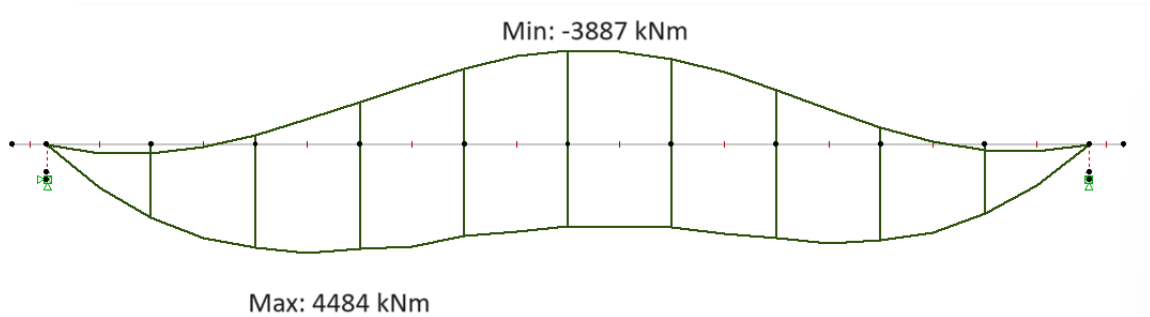
Figur 8.2: Skjærkraftdiagram SLS Tilnærmet permanent



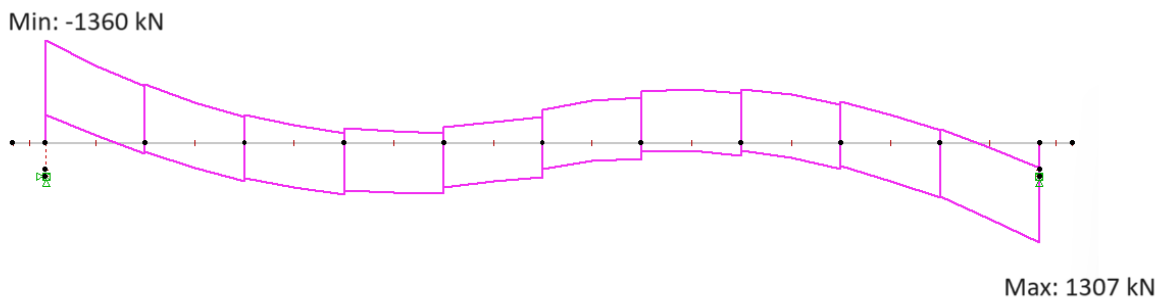
Figur 8.3: Aksialkraftdiagram SLS

8.2.2 Ofte forekommende lastkombinasjon

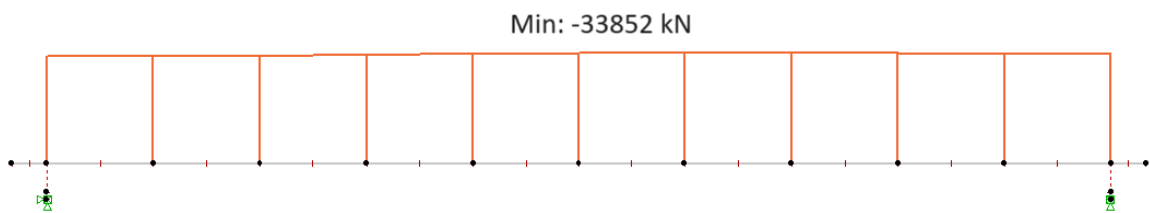
I figur 8.4, 8.5 og 8.6 ser man de opptrerende lastvirkningene i lastkombinasjonen *ofte forekommende*.



Figur 8.4: Momentdiagram SLS Ofte forekommende



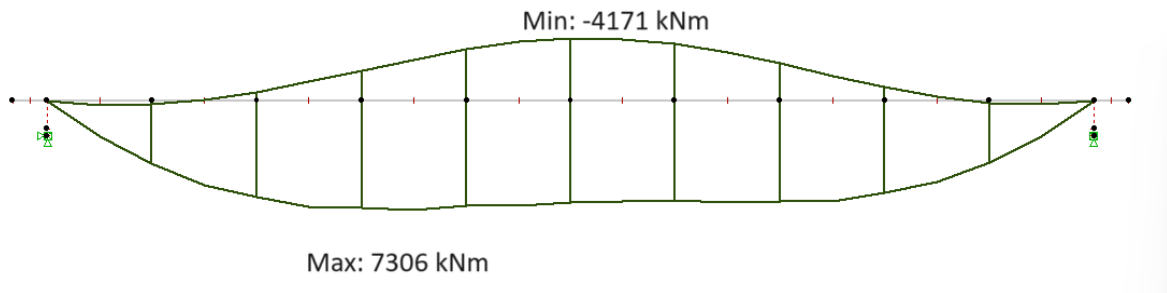
Figur 8.5: Skjærkraftdiagram SLS Ofte forekommende



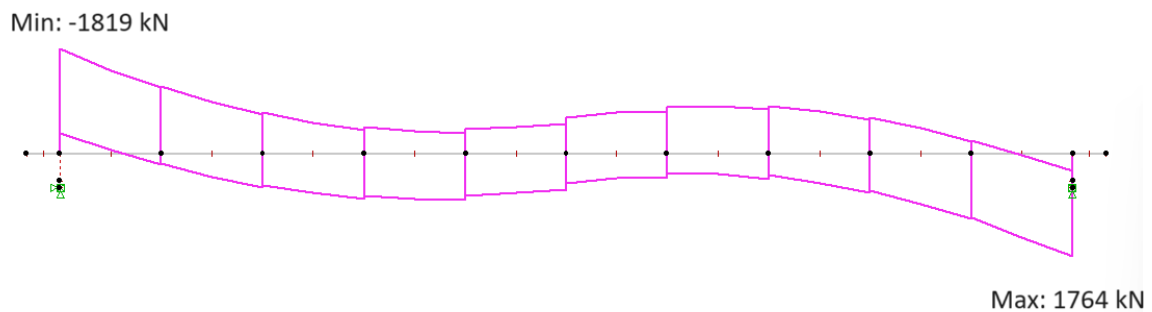
Figur 8.6: Aksialkraftdiagram SLS Ofte forekommende

8.2.3 Karakteristisk lastkombinasjon

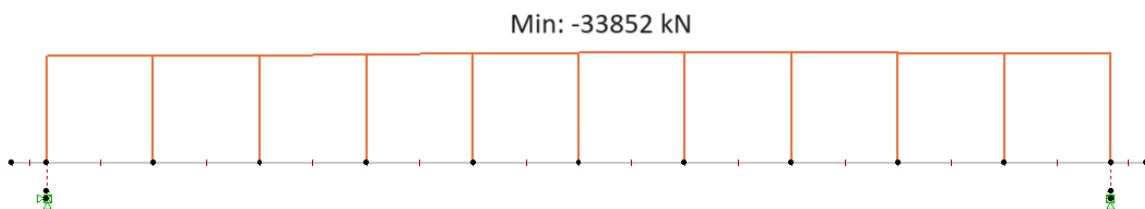
I figur 8.7, 8.8 og 8.9 ser man de opptrepende lastvirkningene i lastkombinasjonen *karakteristisk*.



Figur 8.7: Momentdiagram SLS Karakteristisk



Figur 8.8: Skjærkraftdiagram SLS Karakteristisk



Figur 8.9: Aksialkraftdiagram SLS Karakteristisk

8.3 SLS dimensjonering

I dette kapittelet blir bruoverbygningen kontrollert opp mot bruksgrensekravene presentert i kapittel 8.1. Flensen blir også kontrollert i tverretning mot de samme kravene.

8.3.1 Spenningsbegrensning

I stadium I blir det antatt at tverrsnittet ikke er opprisset og at betongen tar spenningene i strekksonen. Siden EK2-1-1 7.2 ikke stiller krav til spenningsbegrensning i lastkombinasjonen

ofte forekommende, antas det at denne lastkombinasjonen ikke blir bestemmende. Spenningene i tverrsnittet blir derfor kontrollert i lastkombinasjonene *tilnærmet permanent* og *karakteristisk*. Spenningene blir beregnet ved hjelp av formel 6.11 i Betongkonstruksjoner, vist i formel 8.9 [15, s. 253].

$$\sigma_i = \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot z \quad (8.9)$$

I denne formelen er A_t og I_t det transformerte arealet og treghetsmomentet etter at armeringen er lagt inn. M og N er de opptredende kreftene på tverrsnittet, og z er posisjonen i tverrsnittet man regner ut spenningene. I tabell 8.2 og 8.3 ser man de opptredende spenningene sjekket opp mot kravene som ble gitt i kapittel 8.1. Etersom bjelken er modellert som en fritt opplagt bjelke det være tilstrekkelig å sjekke spenningene i midten av feltet siden aksialspenningen er konstant og det opptredende momentet er størst midt i feltet.

	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Rd} \geq \sigma_{c,Ed}$
Karakteristisk	27.00 MPa	7.17 MPa	OK
Tilnærmet permanent	20.25 MPa	6.34 MPa	OK
Ofte forekommende	Ingen krav	6.08 MPa	OK

Tabell 8.2: Sjekk av største opptredende spenninger

	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Rd} \geq \sigma_{c,Ed}$
Karakteristisk	-3.80 MPa	0.57 MPa	OK
Tilnærmet permanent	-3.80 MPa	2.82 MPa	OK
Ofte forekommende	-3.80 MPa	2.03 MPa	OK

Tabell 8.3: Sjekk av minste opptredende spenninger

I tabellene kan man se at tverrsnittet overholder kravene til trykk og strekk gjennom hele spennet, i tillegg kan man se at det er i trykk gjennom hele spennet. Fra disse resultatene kan man anta at tverrsnitt er uopprikket og dermed i stadium I.

8.3.2 Spenningsbegrensning i tverretning

Kontroll av spenninger i tverretning vil bli gjort i rissviddebegrensningen. Siden det ikke er ønskelig med riss i tverretning vil denne rissviddebegrensningen kontrollere at tverrsnittet er uopprikket og at spenningene i betongen dermed er innenfor bruksgrensekravene.

8.3.3 Rissviddebegrensning

Rissviddebegrensning blir utført i lengde og tverretning.

Lengderetning

I kapittel 8.1.2 ble rissviddekravene bestemt til å være 0.26 mm og trykkavlastning for spennarmeringen. Fra resultatene i spenningsbegrensningen ble det funnet at tverrsnittet ikke kommer til å risse opp. Rissviddekravet på 0.26 mm er dermed oppfylt.

Siden tverrsnittet er spennarmert er det et tilleggskrav om at spennarmeringen skal bli trykkavlastet. Ifølge EK2-1-1 7.3.1(5) er kravet om trykkavlasting tilfredsstilt dersom alle deler av spennkablene ligger minst 25 millimeter innenfor betongtrykksonen. I kapittel 8.3.1 ble det funnet at hele tverrsnittet er i trykk fra opplager til opplager. Dette vil si at betongtrykksonen utgjør høyden på hele tverrsnittet og kravet om trykkavlasting er dermed tilfredsstilt.

Tverretning

For å sjekke om rissviddekravene er tilfredsstilt i flensen er det besluttet å sjekke det opptredende momentet opp mot et rissmoment. Dette rissmomentet er hvor stort moment som må bli påført utkrageren for at den skal risse opp.

Beregningene for det opptredende momentet i bruksgrensen har samme beregningsmetode som i bruddgrensen, foruten at de har ulike lastfaktorer for egenvekt og trafikk. For å beregne det opptredende momentet skal det brukes to lastkombinasjoner, karakteristisk og tilnærmet permanent. I den karakteristiske lastkombinasjonen er lastfaktorene $\gamma_g = 1.0$ og $\gamma_{tr} = 1.0$. I lastkombinasjonen med tilnærmet permanente laster blir lastfaktorene $\gamma_g = 1.0$ og $\gamma_{tr} = 0.5$. Fra disse lastfaktorene er det lett å se at den karakteristiske lastkombinasjonen vil være den dimensjonerende av de to, og dermed vil rissviddebegrensningen kun ta for seg denne lastkombinasjonen.

Den karakteristiske lastkombinasjonen gir et opptredende moment på $M_{opptredende} = 142.3kNm$. Det opptredende momentet skal kontrolleres opp mot rissmomentet for å avgjøre om tverrsnittet risser eller ikke. Rissmomentet beregnes ved bruk av formel 8.10 [15, s. 125].

$$M_{cr} = \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{sl}}{h - \alpha \cdot d} \cdot f_{ctm} \quad (8.10)$$

Rissmomentet M_{cr} er beregnet til å være 145.3 kNm. Rissmomentet er altså større enn det opptredende momentet og tverrsnittet forblir uopprisset. Se vedlegg F for beregninger. I praksis ville det blitt beregnet rissvidder likevel, ettersom tverrsnittet antageligvis ville risset opp. Det blir videre i oppgaven antatt at tverrsnittet ikke risser opp, ettersom rissmomentet ikke er oversteget.

8.3.4 Nedbøyningsbegrensning

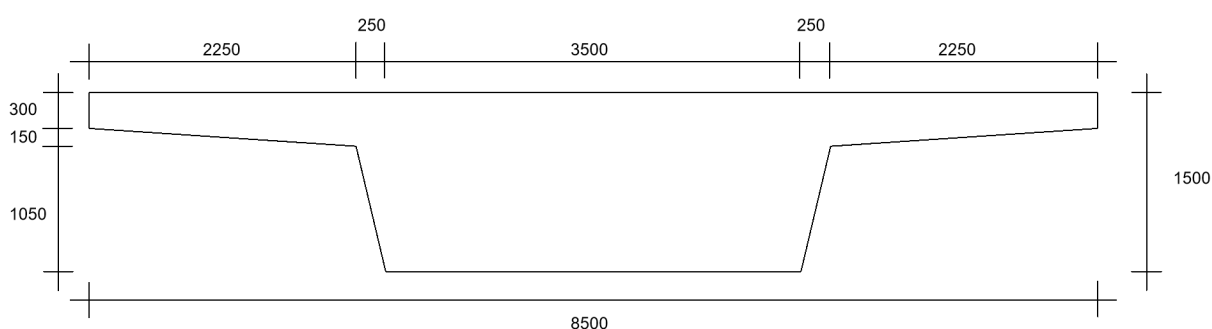
For å kunne anta at nedbøyningskravene er tilfredsstilt må forholdet mellom spennet til bruene og høyden på bruoverbygningen sjekkes opp mot formel 7.16 i EK2-1-1. Med en effektiv bruhøyde på 1375 og et spenn på 30 meter blir forholdet 21.8. Med en armeringsandel større enn referansearmeringsforholdet blir formel 7.16b tatt i bruk med en K lik 1 i henhold til tabell 7.4N. Denne formelen gir en grenseverdi på 22.1 og nedbøyningskravet kan antas å være tilfredsstilt.

9 Resultat og refleksjon

I dette kapittelet vil resultatene av dimensjoneringen bli presentert. Det inkluderer tverrsnittsdimensjoner, armeringsmengder, kapasiteter og utnyttelsesgrader. I tillegg vil det bli reflektert rundt de resultatene som er oppnådd, med tanke på de valgene som er tatt i dimensjoneringen.

9.1 Tverrsnittsdimensjoner

Dimensjonene til tverrsnittet kan leses av i figur 9.1.



Figur 9.1: Tverrsnittsdimensjoner

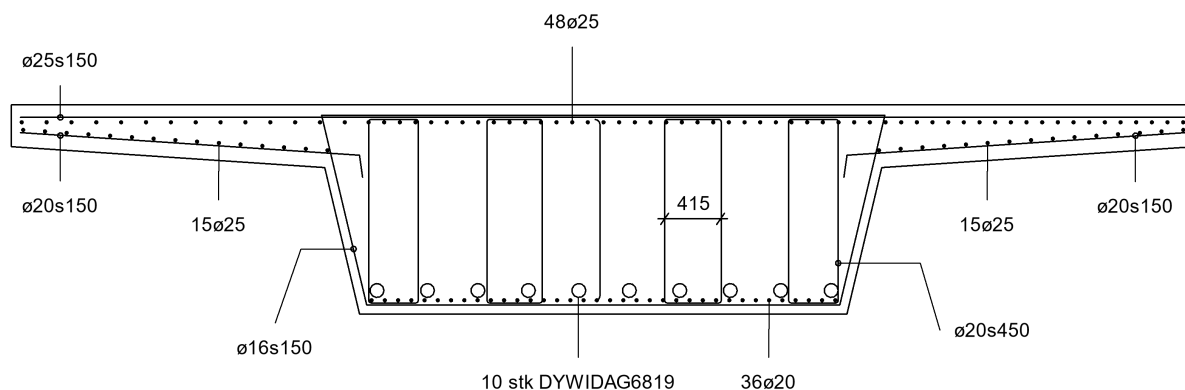
9.1.1 Armeringsmengder

Alle armeringsmengdene i tverrsnittet finnes i tabell 9.1.

	Armeringsmengde
Lengde OK	48 ϕ 25
Lengde UK Flens	15 ϕ 25 hver side
Lengde UK steg	36 ϕ 20
Skjær på tverr	ϕ 20s415
Skjær i lengde	ϕ 20s450
Torsjonsbøyle	ϕ 16s150
Tverrarmering i flens OK	ϕ 25s150
Tverrarmering i flens UK	ϕ 25s150
Spennarmering	10 kabler med 19 tau à 150 mm ²

Tabell 9.1: Armeringsmengder

All armeringen er illustrert i figur 9.2.



Figur 9.2: Armert tverrsnitt

9.1.2 Kapasitetskontroll og utnyttelsesgrad

Tverrsnittet har stor nok kapasitet for å tåle alle opptredende krefter, se tabell 9.2.

	Kapasitet	Opptredende	Utnyttelsesgrad
Moment	24 387 kNm	23 220 kNm	0.95
Skjærtrykk	31 829 kN	3924 kN	0.12
Skjærstrekk	7652 kN	3745 kN	0.49
Torsjon trykkbrudd	19 347 kNm	3149 kNm	0.16
Riss-Torsjonsmoment	5081 kNm	3149 kNm	0.62

Tabell 9.2: Kapasiteter og utnyttelsesgrad av bruoverbygning

9.2 Opptredende spenninger i bruksgrense

Tverrsnittet er i trykk gjennom hele spennet og tilfredsstillende dermed kravet for trykkavlastning og rissvidder.

	$\sigma_{c,Ed,max}$	$\sigma_{c,Ed,min}$
Karakteristisk	7.17 MPa	0.57 MPa
Tilnærmet permanent	6.34 MPa	2.82 MPa
Ofte forekommende	6.08 MPa	2.03 MPa

Tabell 9.3: Opptredende spenninger i bruksgrensetilstand

9.3 Refleksjon

I utførelsen av oppgaven har det blitt gjort både antagelser og valg, i dette kapittelet vil disse antagelsene og valgene bli reflektert over. Det vil bli tatt opp konsekvenser av antagelsene, i tillegg til alternativer som kunne gitt andre resultater.

Lengdearmeringen i underkant av tverrsnittet er beregnet med en bredde lik toppen av steget for å gi en konservativ armeringsmengde. Dette medfører et høyt armeringsareal i underkant av steget noe som betyr at armeringsjernene ligger med en svært liten senteravstand. Noen av disse lengdearmeringsjernene skulle helst bli flyttet opp i veggen av steget, både for å øke senteravstanden mellom jernene og for å mer nøyaktig representere torsjonstrykkarmeringen. Det burde også blitt vurdert om det hadde vært fornuftig å bruke en større diameter på armeringsjernene for å redusere antall jern.

I dimensjoneringen av spennarmeringen ble det valgt å “tippe” hvor mange spennkabler som var nødvendig for å ta de opptredende kreftene. Med andre ord ble spennarmeringsmengden bestemt før de statiske analysene ble gjennomført. Antall kabler ble bestemt med hjelp fra Robert Størdal. Han har mye erfaring rundt dimensjonering av spennarmerte bruer og anbefalte gruppen å bruke denne beregningsmetoden. Anslaget på ti spennkabler viste seg å være et godt anslag. Denne fremgangsmåten ble valgt for å unngå å gjennomføre de statiske analysene to ganger, likevel førte dette til usikkerhet rundt bestandigheten til bruene. Det var vanskelig å anslå om bruene kom til å ha god nok kapasitet før helt i enden av brudd- og bruksgrensekontrollen. For læringsutbyttet sin del ville det antageligvis vært bedre å utføre de statiske analysene først uten spennarmering, for å deretter bestemme antall spennkabler fra disse resultatene. Til slutt ville det blitt gjennomført en ny statistisk analyse med spennarmeringen lagt inn i tverrsnittet. Dersom spennarmeringen hadde blitt dimensjonert på denne måten ville det ikke blitt like mye usikkerhet rundt kapasiteten til bruene.

I bruene ble spennkablene lagt med en senteravstand på 330 millimeter. Kravet til senteravstanden mellom kabelkalene skal være to ganger diameteren på kabelkanalen, i henhold til EK2-1-1 figur 8.15. Diameteren på kabelkanalen er 100 millimeter og senteravstanden er dermed godt innenfor kravet. Produsenten av kablene, DYWIDAG, anbefaler likevel en minste senteravstand lik 435 millimeter for denne kabeltypen. Dersom anbefalingen fra produsenten skal tilfredsstillende måtte spennkablene blitt lagt i to lag vertikalt. Dette ville redusert eksentrisiteten til spennkablene og dermed momentkapasiteten til bruene. Utnyttelsesgraden av momentkapasiteten er allerede på 95%,

og det er usikkert om bruene ville hatt tilstrekkelig kapasitet med denne reduserte eksentrisiteten.

I vindlastberegningen blir de fleste vindlastene neglisjert, utenom vind i vertikalretning. Vind i lengderetningen til bruene vil ikke ha en bemerkelsesverdig påvirkning på bruene, siden bruene er modellert som en fritt opplagt bjelke. Krefter i lengderetning vil dermed kun føre til forlengelser eller forkortelser av bruene. Vind som treffer siden av bruene ble også valgt å se bort i fra. Dette ble gjort ettersom bruene er over ti ganger stivere mot bøyning i sideretning enn bøyning i vertikal retning. Siden vindlastene allerede var veldig små ble det derfor antatt at denne sidebøyningen ikke kom til å bli av stor betydning. Denne neglisjeringen antas fortsatt å være et godt valg.

I oppgaven ble det bestemt å ikke inkludere temperaturpåvirkningen i de statiske analysene, siden bruene er modellert som en fritt opplagt bjelke. Temperaturpåvirkningene ble likevel beregnet, da det ble antatt at de kom til å bli brukt i nedbøyningsberegningen. Det viste senere seg at nedbøyningen ikke hadde behov for å bli beregnet. Dette fører dermed til at temperaturpåvirkningen som ble beregnet i kapittel 4.2.3 aldri blir tatt i bruk. Det hadde vært ønskelig å bruke denne oppgaven til å gi gruppen et innblikk i beregningsmetoden for temperaturpåvirkninger, men dette ble desverre ikke tilfellet. Likevel fikk gruppen utført beregningen av de dimensjonerende temperaturpåvirkningene og ser på dette som en positiv erfaring.

Modelleringen av den statiske modellen og lastene i NovaFrame har vært en svært lærerik del av oppgaven. Gruppen fikk en god innføring i hvordan et FEM-analyseprogram fungerer og hva som burde være i fokus under modelleringen. Fra verifikasjonen av lastvirkningene kan det antas at den statiske modellen i NovaFrame er en god tilnærming til en fritt opplagt bjelke. I beregningen av langtidseffektene oppsto det uklarheter, både fra beregningsmetoden i NovaFrame og fra hvilke verdier NovaFrame benyttet. Dermed ble det tatt en beslutning om at langtidseffektene måtte bli tatt hensyn til i form av en lastfaktor på oppspenningen. Dette sikret et korrekt resultat fra NovaFrame-analysen. Dersom gruppen hadde hatt bedre tid, ville det blitt forsøkt å sette seg inn i NovaFrame sin beregningsmetode, slik at langtidseffektene kunne bli beregnet direkte i programmet.

I kapasitetskontrollene for både brudd- og bruksgrensetilstand ble verdier fra analysene i NovaFrame brukt. Kontrollene viste at det var tilstrekkelig kapasitet mot alle lastvirkninger. Det er derfor ikke behov for mer slakkarmering enn minimumsarmering for hverken moment, skjær eller torsjon. Ved kontrollen av skjærkapasiteten mellom steg og flens ble det oppdaget

at beregningen var omstendelig. Etter samtale med intern veileder Jan Arve Øverli ble det valgt å ikke beregne denne kapasiteten ettersom man kan anta at tverrsnittet allerede er godt nok armert i overgangen mellom steg og flens. Torsjonsberegningene gir som sagt ikke behov for ytterligere armering, men det er likevel valgt å legge inn bøylearmering for praktiske årsaker. I en reell situasjon vil armeringen alltid være omsluttet av en slik bøylearmering. Dette er gjort fordi lengde- og skjærarmeringen trenger noe å festes til før bruens støpes. Dette anses derfor som et godt valg.

I spenningsbegrensningen i bruksgrensetilstand ble det funnet at den minste trykkspenningen som vil oppstå i tverrsnittet er 0.57 MPa. Ifølge EK2-1-1 tabell 7.1N må tverrsnittet ligge i trykk i hele bruens trykkavlaste spennkablene. Siden den opptredende trykkspenningen er såpass lav, tilsier dette at denne trykkspenningen kan være dimensjonerende for hele bruens. For å sikre at denne spenningen forblir i trykk ville det kanskje vært nødvendig å enten øke antall spennkabler eller øke slakkarmeringsmengden. Med de lastene og det tverrsnittet som er brukt i oppgaven vil dette ikke være beregningmessig nødvendig.

I oppgaven er det valgt å bruke formel 7.16 i EK2-1-1 for å anta at nedbøyningskravene er overholdt. Fra denne formelen ble grenseverdien beregnet til å være 22.1 og den opptredende verdien ble beregnet til å være 21.8. Dette tilsier at det ikke er beregningmessig behov for å beregne nedbøyningen på bruens. For læringsutbyttet sin del hadde det nok vært nyttig å beregne nedbøyningen tross dette. Dersom det hadde vært mer tid tilgjengelig, ville gruppen kunne jobbet videre med det.

For kapasitetskontrollen i tverretning blir tverrarmeringen i flensen kontrollert. I kontrollen blir de opptredende kreftene sjekket opp mot kapasiteten. For å beregne de opptredende lastvirkningene må hjul-lasten bli transformert til en punktlast på flensen. For å transformere denne hjul-lasten skal det egentlig bli tatt i bruk et influensfelt som beskriver lastens spredning. Det ble istedenfor bestemt, i samråd med intern veileder Jan Arve Øverli, å beregne denne ved bruk av en konservativ tilnærming. Denne tilnærmingen baserer seg på å spre lasten ut i en 45 graders vinkel inn mot steget. Det antas at denne metoden gir et lignende resultat som et influensfelt ville gjort. I tillegg synes det av beregningene at momentkapasiteten i tverretning er 447.6 kNm, mens det opptredende momentet ble beregnet til å være 184.1 kNm. Kapasiteten er dermed langt større enn de opptredende momentkreftene. Det samme gjelder for skjærtrykk- og skjærstrekkkapasitetene.

Rissviddebegrensningen i tverretning ble utført ved å beregne momentet som trengs for å risse opp tverrsnittet. Dette momentet ble beregnet til å være 145.3 kNm. Det opptredende momentet i bruksgrensetilstand ble beregnet på lik måte som i bruddgrensetilstand, men med lastfaktorer lik 1. Denne beregningen gir et opptredende moment på 142.3 kNm. Siden det opptredende momentet er såpass nærme rissmomentet, kan det ikke antas at tilnærmingen for hjul-lasttransformeringen er nøyaktig nok. Det ville dermed vært beregningsmessig behov for å beregne rissviddene i tverretning. Dette ble funnet ut etter et møte med intern veileder. Gruppen hadde på dette tidspunktet ikke tilstrekkelig tid til å beregne disse rissviddene. Dersom det hadde vært mer tid tilgjengelig, ville gruppen kontrollert rissviddene..

I refleksjonen kommer det tydelig frem at det har vært usikkerheter underveis. Dersom man hadde hatt bedre tid ville det vært mulig å undersøke mer før det ble tatt avgjørelser. Mange av valgene i dimensjoneringen er gjort for å være konservativ, som forsterker tverrsnittet, men i praksis ville det økt kostnadene for brukonstruksjonen. Ved å ha bedre tid kunne dette bestemmes i nærmere detalj og det ville ikke vært nødvendig å ta så mange konservative valg som det ble gjort.

10 Konklusjon

Målet med oppgaven var å tilegne seg kunnskap om brudimensjonering og forbedre forståelsen rundt spennarmering, i tillegg ønsket gruppen en innføring i FEM-analyse. Dette skulle bli gjort ved å analysere og dimensjonere en ett-spenns spennarmert bru. Bruen skulle dimensjoneres etter relevant teori og tilfredstille kravene gitt fra relevante standarder og håndbøker. Det skulle utføres statiske analyser i et FEM-designprogram og til slutt presentere en ferdig prosjektert bruoverbygning. Samtlige av disse målene er blitt utført og er presentert i bacheloroppgaven.

Den dimensjonerte bruen tilfredsstiller relevante krav fra Eurokodene, i tillegg til krav fra Statens vegvesens håndbøker. Dette innebærer at lastvirkningene på bruene ikke overstiger bruens kapasiteter og at bruene tilfredsstiller krav til rissvidder og nedbøyning.

I etterkant av utførelsen av oppgaven sitter gruppen igjen med en bedre forståelse for betongkonstruksjoner, brukonstruksjoner og spennarmering. Oppgaven har gitt en mulighet til å få en bedre forståelse for allerede kjent fagstoff, samt en mulighet til å utdype seg i nytt fagstoff. Arbeidet med bacheloroppgaven har vært en lærerik erfaring, både med tanke på beregning og modellering av brukonstruksjonen, men også med tanke på planleggingen og prosjektarbeidet bak. Etter ferdigstilling av oppgaven sitter gruppen igjen med et godt læringsutbytte og er stolte over resultatet.

11 Referanser

- [1] DYWIDAG. *Bonded Post-tensioning System Using Strand*. 2024. URL: <https://dywidag.com/products/dywidag.com/products/bonded-post-tensioning-system-using-strand>.
- [2] Håvard Johansen. *Rapport 668 Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. Tekn. rapp. Trondheim, okt. 2017.
- [3] Robert Mortensen. *BYGT2900 - Bacheloroppgave bygg informasjon*. Aug. 2023. URL: www.ntnu.no/studier/emner/BYGT2900#tab=omEmnet.
- [4] Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU. *Formelsamling TKT4175 Betongkonstruksjoner 1*. 2022.
- [5] NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk. *Formula list TKT4220 Concrete Structures 2*. 2023.
- [6] Runald Walter Meyer. *Kryp*. Aug. 2023. URL: https://snl.no/kryp_-_konstruksjonsteknikk.
- [7] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA : Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), mai 2016.
- [8] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), jan. 2019.
- [9] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA: Eurokode 1 Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), sep. 2009.
- [10] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-5:2003+NA: Eurokode 1 Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster Termiske påvirkninger*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), feb. 2008.
- [11] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-7: Allmenne laster Ulykkeslaster*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), mai 2008.

- [12] Standard Norge. *NS-EN 1991-2:2003+NA: Eurokode 1 Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), apr. 2010.
- [13] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA: Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), jun. 2021.
- [14] Standard Norge. *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 2: Bruer*. Tekn. rapp. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), feb. 2010.
- [15] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. 2. utgave. Fagbokforlaget, 2013.
- [16] Jan Vincent Thue. *Armert betong*. 2022. URL: snl.no/armert_betong.
- [17] Statens vegvesen. *Håndbok N100 - Veg- og gateutforming*. Tekn. rapp. Oslo: Vegdirektoratet, okt. 2023.
- [18] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering*. Tekn. rapp. Oslo: Vegdirektoratet, jan. 2024.
- [19] Aas-Jakobsen AS. *NovaDesign User's Guide Version 5*. Jan. 2011.

Vedlegg

I de følgende kapitlene presenteres vedleggene.

A Dimensjoneringsgrunnlag	ii
A.1 Materialeegenskaper	ii
A.2 Generelle forutsetninger	iii
B Armering	iv
B.1 Minimum skjærarmoring	iv
B.2 Minimum lengdearmoring	vi
B.3 Minimum lengdearmoring i flens	vii
C Lastberegninger	ix
C.1 Egenlast	ix
C.2 Vindlast	x
C.3 Trafikklast	xii
C.4 Termisk last	xiii
C.5 Kryp	xv
C.6 Svinn	xix
C.7 Relaksjon	xxi
D Verifikasjon av NovaFrame modell	xxii
E Bruddgrensetilstand	xxiii
E.1 Momentkapasitet	xxiii
E.2 Skjærkapasitet	xxv
E.3 Torsjonskapasitet	xxviii
E.4 Tverrarmoring kapasitet	xxx
F Bruksgrensetilstand	xxxiv
F.1 Lengderetning	xxxiv
F.2 Spenningsbegrensning i tverretning	xxxvi

A Dimensjoneringsgrunnlag

A.1 Materialegenskaper

A.1.1 Betong

Type	Symbol	Verdi
Elastisitetsmodul	E_{cm}	36000 MPa
Dimensjonerende sylindertykkfasthet	f_{cd}	25.5 MPa
Karakteristisk sylindertykkfasthet	f_{ck}	45 MPa
Middelverdi sylindertykkfasthet	f_{cm}	53 MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet	f_{ctk}	2.7 MPa
Middelverdi aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3.8 MPa
Bruddtøyning	ε_{cu}	0.035
Tyngdetetthet betong	ρ_c	25 kN/m ³
Materialfaktor bruddgrensetilstand	γ_c	1.5

A.1.2 Slakkarmering

Type	Symbol	Verdi
Elastisitetsmodul	E_s	200000 MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{yd}	434 MPa
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500 MPa
Materialfaktor bruddgrensetilstand	γ_s	1.15
Materialfaktor bruksgrensetilstand	γ_s	1.0

A.1.3 Spennarmering

Type	Symbol	Verdi
Tverrsnittsareal	A_p	2850 mm ²
Tverrsnittsareal per kabel	S_n	150 mm ²
Elastisitetsmodul	E_p	195000 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{pd}	1426 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk 0.1%-strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1640 MPa
Bruddtøyning	ϵ_{uk}	0.035
Materialfaktor bruddgrensetilstand	$\gamma_{p,ULS}$	1.15
Materialfaktor bruksgrensetilstand	$\gamma_{p,SLS}$	1.0

A.2 Generelle forutsetninger

Type	Symbol	Verdi
Spennlengde	L	30 m
Føringsbredde	b	8.5 m
Tverrsnittshøyde	h	1500 mm
Stegets bredde i bunnen	b_w	3500 mm
Stegets bredde i toppen	$b_{w,ok}$	4000 mm
Flenstykkelse ytterst	$h_{flens,yt}$	300 mm
Flenstykkelse innerst	h_{flens}	450 mm
Tverrsnittsareal		

B Armering

B.1 Minimum skjærarmering

Inndata

$$b_{w,ok} = 4000mm$$

$$c_{nom,uk} = 65mm$$

$$b_w = 3500mm$$

$$\phi_l = 20mm$$

$$c_{nom,ok} = 75mm$$

$$\phi_s = 20mm$$

$$\phi_p = 100mm$$

$$h = 1500mm$$

$$c_{nom,p} = 105mm$$

Beregning

$$d = h - c_{nom,uk} - \phi_s - 0.5\phi_l = 1405mm$$

$$d_p = h - c_{nom,p} - 0.5\phi_p = 1345mm$$

$$d' = h - c_{nom,uk} - \phi_s - 0.5\phi_l = 1395mm$$

$$d_{middel} = \frac{d + d_p}{2} = 1375mm$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0.1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1.34 \cdot 10^{-3} \quad \text{EK2-1-1 lign. 9.5N}$$

Minimum skjærarmoring per meter i lengderetning

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{w,min} \cdot b_{ok} \cdot \sin \alpha = 5367 \text{mm}^2/\text{m} \quad \text{EK2-1-1 lign. 9.4}$$

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{mm} \Rightarrow s_{t,max} = 600 \text{mm} \quad \text{EK2-1-1 lign. 9.6N}$$

Velger senteravstand i tverrretning lik 450 mm

$$n_{sw,tverr} = \frac{b_w - 2 \cdot c_{nom,uk}}{s_t} + 1 = 8.5 \Rightarrow \text{Runder opp til 9 stk.}$$

$$\text{Ny senteravstand, } s_t = \frac{b_w - 2 \cdot c_{nom,uk}}{n_{sw,tverr} - 1} \approx 415 \text{mm}$$

$$A_{sw,tverr,8} = n_{jern} \cdot A_{\phi 20} = 2513.3 \text{mm}^3 \quad \text{En stripe skjærarmoring i tverrretning}$$

$$s_{l,n\ddot{o}dvendig} = A_{sw,tverr,8} \cdot \frac{A_{sw,tverr,8}}{(A_{sw}/s)_{min}} = 0.468 \text{m} \Rightarrow \text{Velger senteravstand i lengderetning lik 450 mm}$$

$$A_{sw,\phi 20s450} = A_{sw,tverr,8} \cdot \frac{1000 \text{mm}/\text{m}}{s_l} = 5585 \text{mm}^2/\text{m}$$

$$5585 \text{mm}^2/\text{m} > \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} \Rightarrow \text{OK!} \quad \text{Kontroll mot minimumskrav}$$

B.2 Minimum lengdearming

Inndata

$$d = 1405mm$$

$$d' = 1395mm$$

$$b_{w,ok} = 4000mm$$

$$b = 8500mm$$

$$f_{ctm} = 3.8MPa$$

Beregning

Minimum lengdearming i topp og bunn

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{w,ok} \cdot d = 11105mm^2 \quad \text{EK2-1-1, 9.2.1.1(1)}$$

$$A'_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d' = 23430mm^2 \quad \text{EK2-1-1, 9.2.1.1(1)}$$

Velger jern med diameter 25mm i overkant, og 20mm i underkant;

$$\frac{A_{s,min}}{A_{\phi 20}} = 35.3 \Rightarrow \text{Runder opp til 36 jern.}$$

$$\frac{A'_{s,min}}{A_{\phi 25}} = 47.7 \Rightarrow \text{Runder opp til 48 jern.}$$

B.3 Minimum lengdearmering i flens

Minimum armeringsmengde er bestemt etter formel NA.9.1N i EK2-1-1. I henhold til Rapport 668 [2, s. 50] er senteravstanden mellom armeringsjernene satt til 150 mm.

Inndata

$$b_{flens} = 1000\text{mm}/m$$

$$c_{nom,uk} = 65\text{mm}$$

$$c_{nom,ok} = 75\text{mm}$$

$$h_{flens} = 450\text{mm}$$

$$\phi_l = 20\text{mm}$$

$$\phi_{l,flens}$$

$$\phi_s$$

Beregning

$$d'_{flens} = h_{flens} - c_{nom,ok} - \phi_s - 0.5\phi_{l,flens} = 342.5\text{mm}$$

Effektiv høyde overkant

$$d_{flens} = h_{flens} - c_{nom,uk} - \phi_s - 0.5\phi_l = 355\text{mm}$$

Effektiv høyde underkant

B.3.1 Lengdearmering i overkant av flensen i tverretning

Minimumsarmering per lengdemeter

$$A'_{s,min/m,flens} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{flens} \cdot d'_{flens} = 676.8\text{mm}^2/m$$

EK2-1-1 lign. (9.1N)

Velger $\phi 25s150$

$$A'_{s/m,flens} = \frac{\pi}{4} \cdot 25^2 mm \cdot \frac{1000mm}{150mm} = 3272mm^2/m \quad \text{Armeringsmengde per meter}$$

$$A'_{s/m,flens} > A'_{s,min/m,flens} \implies OK! \quad \text{Kontroll av minimumsarmering}$$

B.3.2 Lengdearmering i underkant av flensen i tverretning

Minimumsarmering per lengdemeter

$$A_{s,min/m,flens} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{flens} \cdot d_{flens} = 701.5mm^2/m \quad \text{EK2-1-1 lign. (9.1N)}$$

Velger $\phi 20s150$

$$A_{s/m,flens} = \frac{\pi}{4} \cdot 20^2 mm \cdot \frac{b_{flens}}{150mm} = 2094mm^2/m \quad \text{Armeringsmengde per meter}$$

$$A_{s/m,flens} > A_{s,min/m,flens} \implies OK! \quad \text{Kontroll av minimumsarmering}$$

C Lastberegninger

C.1 Egenlast

C.1.1 Egenvekt

Bruoverbygning

$$A_c = 7.425m^2$$

$$\rho_c = 25kN/m^3$$

$$g = A \cdot \rho_c = 185.625kN/m$$

C.1.2 Superegenvekt

Belegning

$$Belegningsvekt = 3.5kN/m^2$$

$$q_1 = 3.5kN/m^2 \cdot b = 29.75kN/m$$

Kantdragere

$$A_{kantdrager} = 0.25m^2$$

$$q_2 = A_{kantdrager} \cdot 2 \cdot \rho_c = 12.5kN/m$$

Rekkverk

$$\text{Egenvekt rekkverk} = 1kN/m$$

$$q_3 = 2 \cdot 1kN/m = 2kN/m$$

C.1.3 Total egenlast

$$G = g + q_1 + q_2 + q_3 = 229.875kN/m$$

C.2 Vindlast

Inndata

$$\text{Velger Sør-Trøndelag} \quad z = 6 \quad k_l = 1$$

$$\text{Velger Terrenkategorii III} \quad c_{alt} = 1 \quad k_p = 3,5$$

$$H_0 = 900m \quad c_{season} = 1 \quad k_r = 0,22$$

$$H = 120m \quad c_{dir} = 1 \quad \rho = 1,25kg/m^3$$

$$z_0 = 0,3m \quad c_{prob} = 1 \quad v_{b,0} = 26m/s$$

$$z_{min} = 8m \quad c_o = 1$$

Beregning

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} = 26m/s \quad \text{Basisvindhastighet, EK1-1-4 lign. (4.1)}$$

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.722 \quad \text{Ruhetsfaktor, EK1-1-4 lign. (4.4)}$$

$$v_m = c_r \cdot c_o \cdot v_b = 18,781m/s \quad \text{Stedsvindhastigheten, EK1-1-4 lign. (4.3)}$$

$$I_v = \frac{k_l}{c_o \cdot \ln(z/z_0)} = 0.305 \quad \text{Turbulensintensiteten, EK1-1-4 lign. (4.7)}$$

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v] = 690Pa \quad \text{Vindkasthastighetstrykk, EK1-1-4 lign. (4.8)}$$

Bru med trafikk

Inndata

$$b_{tot} = 9.5m$$

$$c_{f,z} = 0.9$$

$$A_{ref,z} = b_{tot} \cdot L = 9.5m^2/m$$

$$v_p = 35m/s$$

Beregning

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho v_m^2$$

Basisvindhastighetstrykk, EK1-1-4 lign. (4.10)

$$c_e = q_p/q_b = 0.9 < 1 \rightarrow c_e = 1$$

Eksponeringsfaktor EK1-1-4 lign. (4.9)

$$C_z = c_e \cdot c_{f,z} = 0.9$$

Kraffaktor, EK1-1-4 8.3.1(1)

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} = 3.61kN/m$$

Vindlast i z-retning, EK1-1-4 lign. (8.2)

$$e_{vind} = \frac{b_{tot}}{4} = 2.375m$$

Eksentrisitet, EK1-1-4 8.3.3 (5)

C.3 Trafikklast

Inndata

$$b = 8.5m$$

$$\text{Feltbredde} = 3m$$

$$\text{Antall felt} = 2$$

$$\text{Restareal} = 8.5m - 2 \cdot 3m = 2.5m$$

Beregning

LM1

Felt	Bredde	Boggilast	Jevnt fordelt last
1	3 m	300 kN	5.4 kN/m ²
2	3 m	200 kN	2.5 kN/m ²
Restareal	2.5 m	0	2.5 kN/m ²

Tabell C.1: LM1 laster

Gjør om de jevnt fordelte lastene til linjelaster;

$$q_{1k} = 5.4kN/m^2 \cdot 3m = 16.2kN/m$$

$$q_{2k} = 2.5kN/m^2 \cdot 3m = 7.5kN/m$$

$$q_{rest,k} = 2.5kN/m^2 \cdot 2.5m = 6.25kN/m$$

C.4 Termisk last

Inndata

$$T_{max} = 36^{\circ} \quad \text{EK1-1-5, Figur NA.A1}$$

$$T_{min} = -30^{\circ} \quad \text{EK1-1-5, Figur NA.A2}$$

$$T_0 = 10^{\circ} \quad \text{EK1-1-5, NA.A.1(3)}$$

$$k_{sur} = 0.7 \quad \text{EK1-1-5, Tabell NA.6.2}$$

Beregning

Justerer for høyde over havet ved byggested (120moh.) i henhold til EK1-1-5, NA.A.1(1)

$$T_{min,justert} = T_{min} - \frac{120}{100} \cdot 0.3^{\circ} = -30.36^{\circ}$$

$$T_{max,justert} = T_{max} - \frac{120}{100} \cdot 0.65^{\circ} = 35.22^{\circ}$$

$$T_{e,min} = T_{min,justert} + 8 = -22.36^{\circ} \quad \text{EK1-1-5, Figur NA.6.1}$$

$$T_{e,max} = T_{max,justert} - 3 = 32.22^{\circ} \quad \text{EK1-1-5, Figur NA.6.1}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 22.22^{\circ} \quad \text{EK1-1-5, NA.6.1.3.3}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -32.36^{\circ} \quad \text{EK1-1-5, NA.6.1.3.3}$$

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \cdot k_{sur} = 10.5^\circ$$

EK1-1-5, Tabell NA.6.1

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \cdot k_{sur} = 5.6^\circ$$

EK1-1-5, Tabell NA.6.1

Faktorer og kombinasjonstabell til temperaturlaster i henhold til EK1-1-5, 6.1.5(1)

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	1.0		0.35	
2	0.75		1.0	
3	1.0			0.35
4	0.75			1.0
5		1.0	0.35	
6		0.75	1.0	
7		1.0		0.35
8		0.75		1.0

Tabell C.2: Kombinasjonstabell termisk last

C.5 Kryp

Inndata

$$y_c = 891.6mm$$

$$RH = 70\%$$

$$I_y = 1.469 \cdot 10^{12}mm^4$$

$$u = 19268.7mm$$

$$t_0 = 7d\text{d\o g n}$$

$$E_{cm} = 36000MPa$$

$$n_p = 10stk$$

$$A_p = 2850mm^2$$

$$f_{cm} = 53MPa$$

$$\sigma_{p,max} = 1476MPa$$

$$E_p = 195000MPa$$

Beregning

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} = 0.75$$

EK2-1-1 B(B.8c)

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} = 0.92$$

EK2-1-1 B(B.8c)

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} = 0.81$$

EK2-1-1 B(B.8c)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 770.7mm$$

Effektiv tverrsnittstykkelse, EK2-1-1 B(B.6)

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1.15$$

RH-faktor, EK2-1-1 B(B.3b)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

Betongfasthetsfaktor, EK2-1-1 B(B.4)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.63 \quad \text{Betongalderfaktor, EK2-1-1 B(B.5)}$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.68 \quad \text{Det normerte kryptallet, EK2-1-1 B(B.2)}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 = 1409.42 \quad \text{EK2-1-1 B(B.8b)}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} \quad \text{Kryptutviklingsfaktor, EK2-1-1 B(B.7)}$$

$$\longrightarrow \beta_c(36525 \text{ d\o{g}n}, t_0) = 0.99$$

$$\longrightarrow \beta_c(28 \text{ d\o{g}n}, t_0) = 0.28$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{Kryptall for tid t, EK2-1-1 B(B.1)}$$

$$\longrightarrow \varphi(36525 \text{ d\o{g}n}, t_0) = 1.66$$

$$\longrightarrow \varphi(28 \text{ d\o{g}n}, t_0) = 0.49$$

$$E_{c,eff,100\text{\u00c5}r} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(100 \text{ \u00c5}r, t_0)} = 13540 \text{ MPa}$$

$$\eta_{100\text{ \u00c5}r} = \frac{E_p}{E_{c,eff,100\text{ \u00c5}r}} = 14.5$$

$$A_{t,100\text{ \u00c5}r} = A_c + (\eta_{100\text{ \u00c5}r} - 1) \cdot A_p = 7.81 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad \text{Transformert tverrsnittsareal, [15] lign. 6.6}$$

$$y_{t,100 \text{ \u00c5}r} = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e}{A_t} = 36.2 \text{ mm} \quad \text{Forflytning av tyngdepunkt, [15] lign. 6.7}$$

$$I_{t,100\text{år}} = I_y + A_c \cdot y_{t,100\text{år}}^2 + (\eta_{100\text{år}} - 1)A_p \cdot (e - y_{t,100\text{år}})^2$$

$$I_{t,100\text{år}} = 1.66 \cdot 10^{12} \text{mm}^4 \quad \text{Transformert arealtrehetsmoment, [15] lign. 6.8}$$

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0,1k} = 1476 \text{MPa})$$

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p = 4206.6 \text{kN}$$

$$N = -P_{max} \cdot n_p = -42066 \text{kN} \quad [15] \text{ lign. 6.9}$$

$$M_{t,100\text{år}} = N \cdot (e - y_{t,100\text{år}}) + M_g = -3744 \text{kNm} \quad \text{Moment fra oppspenningen, [15] lign. 6.10b}$$

$$\eta_{28\text{døgn}} = 5.4 \quad [15] \text{ lign. 6.6}$$

$$A_{t,28\text{døgn}} = 7550875 \text{mm}^2 \quad [15] \text{ lign. 6.6}$$

$$y_{t,28\text{døgn}} = 12.3 \text{mm} \quad [15] \text{ lign. 6.7}$$

$$I_{t,28\text{døgn}} = 1.53 \cdot 10^{12} \quad [15] \text{ lign. 6.8}$$

$$M_{t,28\text{døgn}} = -4748 \text{kNm} \quad [15] \text{ lign. 6.10b}$$

$$\sigma_{c,t,lang} = \frac{N}{A_{t,100\text{år}}} + \frac{M_{t,100\text{år}} \cdot (e - y_{t,100\text{år}})}{I_{t,100\text{år}}} = -6.97 \text{MPa} \quad \text{Spenning i kabel etter kryp}$$

$$\sigma_{c,t,kort} = \frac{N}{A_{t,28\text{døgn}}} + \frac{M_{t,28\text{døgn}} \cdot (e - y_{t,28\text{døgn}})}{I_{t,28\text{døgn}}} = -7.83 \text{MPa} \quad \text{Spenning i kabel før kryp}$$

$$\Delta\varepsilon_{pl} = \frac{\sigma_{c,t,lang}}{E_{c,eff}} = 5.18 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i spennarmering etter kryp

$$\Delta\varepsilon_{pk} = \frac{\sigma_{c,t,kort}}{E_{cm}} = 2.18 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i spennarmering før kryp

$$\Delta\sigma_{p,kryp} = (\Delta\varepsilon_{pl} - \Delta\varepsilon_{pk}) \cdot E_p = -58.6\text{MPa}$$

Spenningsdifferanse gitt fra kryp

$$\frac{\Delta\sigma_{p,kryp}}{\sigma_{p,max}} = 3.97\%$$

Spennkrafttap fra kryp

C.6 Svinn

Inndata

$$RH = 70\%$$

$$t_s = 7\text{døgn}$$

$$RH_0 = 100\%$$

$$t = 36525\text{døgn}$$

$$k_h = 0.7$$

$$\alpha_{ds1} = 4$$

$$f_{cmo} = 10\text{MPa}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.12$$

Beregning

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.02 \quad \text{EK2-1-1 B(B.12)}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 3.02 \cdot 10^{-4}$$

Nom. svinntøyning ved uttørking, EK2-1-1 B(B.11)

$$\beta_{ds} = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.977 \quad \text{EK2-1-1 lign. (3.10)}$$

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.07 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyning pga. uttørking, EK2-1-1 lign. (3.9)

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 1.0$$

EK2-1-1 lign. (3.13)

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0.0000875 \quad \text{EK2-1-1 lign. (3.12)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty) \cdot \beta_{as}(t) = 8.75 \cdot 10^{-5} \quad \text{Autogen svinntøyning, EK2-1-1 lign. (3.11)}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -2.94 \cdot 10^{-4} \quad \text{Total svinntøyning, EK2-1-1 lign. (3.8)}$$

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 1635.9 \text{ kN} \quad \text{Fiktiv kraft fra svinntøyningen, [15, s. 260]}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c,eff} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e - y_t)}{E_{c,eff} \cdot I_t}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = -2.43 \cdot 10^{-4} \quad \text{Svinntøyning i armering, [15, s. 260]}$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = -47.29 \text{ MPa} \quad \text{Spenningsendring i spennarmering pga. svinn, [15, s. 261]}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{p,svinn}}{\sigma_{p,max}} = 3.20\% \quad \text{Prosentvis spennkrafttap pga svinn}$$

C.7 Relaksjon

Inndata

$t = 500000$ timer

Antar relaksjonsklasse 2 $\rightarrow \rho_{1000} = 2.5$

Beregning

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0} = \min \left[0.75 f_{pk}; 0.85 f_{p0.1k} \right] = 1394 \text{MPa} \quad \text{Initiell forspenning, [15, s.264]}$$

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

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 67.7 \text{MPa} \quad \text{Absoluttverdi av relaksjonstapet, [15, s.263]}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr} \cdot 0.8}{\sigma_{m0}} = 3.88\% \quad \text{Prosentvis spennkrafttap pga. relaksjon justert for forenklet beregning.}$$

D Verifikasjon av NovaFrame modell

Inndata

$$q_{egenlast} = 229.9kN/m$$

$$q_{vind} = 3.6kN/m$$

$$q_{trafikk,tot} = 30.0kN/m$$

$$Q_{trafikk,tot} = 500kN$$

Beregning

Egenlast

$$M = \frac{q_{egenlast} \cdot L^2}{8} = 25861kNm$$

$$A_z = B_z = \frac{q_{egenlast} \cdot L}{2} = 3448kN$$

Forspenning

$$M_p = P_{max} \cdot (e - y_t) = 27969kNm$$

Vindlast

$$M = \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} = 406.1kNm$$

$$A_z = B_z = \frac{q_{vind} \cdot L}{2} = 54,2kN$$

Trafikklast

$$M_{JFL} = \frac{q_{trafikk,tot} \cdot L^2}{8} = 3369.4kNm$$

$$M_{PL,justertformidtpenn} = \frac{P \cdot a \cdot b}{L} - 1 \cdot \frac{P \cdot a \cdot b}{b} = 3500kNm$$

$$M = M_{JFL} + M_{PL,justertformidtpenn} \cdot 2 = 10369kNm$$

$$A_z = B_z = P + \frac{q_{trafikk,tot} \cdot L}{2} = 1449.3kN$$

E Bruddgrensetilstand

E.1 Momentkapasitet

Inndata

$$\varepsilon_{cu} = 3.5\%$$

$$c_{nom,p} = 105mm$$

$$b = 8500mm$$

$$\varepsilon_{tap} = 11.3\%$$

$$c_{nom,uk} = 65mm$$

$$b_w = 3500mm$$

$$A_s = 11310mm^2$$

$$A_{p,tot} = 28500mm^2$$

$$M_{Ed} = 23220kNm$$

$$d_p = 1345mm$$

$$d_{middel} = 1375mm$$

$$d_p = 1345mm$$

Beregning

Effektive tverrsnittshøyder

Spenningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning;

$$\sigma_{pm0} = \min[0.75f_{pk}, 0.85f_{p0.1k}] = 1394MPa$$

EK2-1-1, 5.10(2)

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 0.715\%$$

$$\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0} \cdot (1 - \varepsilon_{tap}) = 6.36\%$$

Effektiv tøyingsdifferanse

Nødvendig armeringsareal for balansert armeringsmengde;

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} + \varepsilon'_{p0}\right)} = 0.786 \quad [5]$$

$$A_{pb} = \alpha_b \cdot b_w \cdot d_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} = 52014 \text{mm}^2 \geq A_{p,tot} \quad [5]$$

Momentkapasitet for underarmert tverrsnitt med innlagt spenn- og slakkarmering;

$$\alpha = \frac{f_{pd} \cdot A_{p,tot} + f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d_{middel}} = 0.187 \quad [5]$$

$$M_{Rd} = \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_{middel}^2 = 24387 \text{kNm} \quad [5]$$

$M_{Rd} > M_{Ed} \implies$ Kapasitet OK!

E.2 Skjærkapasitet

Inndata

$$N_{Ed} = 30467kN$$

$$c_{nom,ok} = 75mm$$

$$c_{nom,uk} = 65mm$$

$$d_{middel} = 1375mm$$

$$A_s = 11105mm^2$$

$$A_{p,tot} = 28500mm^2$$

$$b_w = 3500mm$$

$$A_c = 7.425 \cdot 10^6mm^2$$

$$L = 30000mm$$

E.2.1 Skjærstrekkkapasitet

Beregning

Skjærkapasitet for konstruksjoner uten behov skjærarmering i henhold til EK2-1-1, 6.2.2;

$$C_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{middel}}} = 1.38 \leq 2.0$$

Totalt lengdearmeringsareal i strekksonen;

$$A_{sl,tot} = A_{p,tot} + A_s = 39810mm^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl,tot}}{b_w \cdot d_{middel}} \leq 0,02 = 8.27 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 4.10MPa$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d_{middel} = 5626kN$$

Med minste verdi;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.381$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_{middel} = 4797kN$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} \cdot \frac{L - d_{middel}}{L} = 3745kN$$

$V_{Rd,c} > V_{Ed,red} \implies$ Ikke beregningsmessig behov for skjærarmering

E.2.2 Skjærstrekkkapasitet med innlagt skjærarmering

Skjærkapasitet med innlagt skjærarmering i henhold til EK2-1-1. 6.2.3

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.16$$

$$z = d' - h + d = 1300mm$$

Verdien $\cot \theta$ antas lik 2 i henhold til EK2-1-1, NA.6.2.3(2).

$$\cot \theta = 2 \implies \theta = 0.464rad \qquad \implies \tan \theta = 0.5$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 7772kN$$

$V_{Rd,s} > V_{Ed,red} \implies$ Kapasitet OK

E.2.3 Skjærtrykkkapasitet

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 32327 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed} \implies$ Kapasitet OK

E.3 Torsjonskapasitet

Inndata

$$b_{middel} = 3750\text{mm}$$

$$V_{Ed} = 3925\text{kN}$$

$$N_{Ed} = 30467\text{kN}$$

$$\theta = 0.464\text{rad}$$

$$V_{Rd,max} = 32327\text{kN}$$

$$T_{Ed} = 3149\text{kN}$$

$$\nu_1 = 0.6$$

$$f_{ctd} = 3.8\text{MPa}$$

$$h = 1500\text{mm}$$

Beregning strekkapasitet

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.16$$

Koeffisient for spenningstilstand, EK2-1-1 formel (6.11.aN)

$$t_{ef} = \frac{b_{middel} \cdot h}{2 \cdot (b_{middel} + h)} = 535.7\text{mm}$$

Effektiv tykkelse, EK2-1-1 kap 6.3

$$u_k = 2 \cdot (b_{middel} + h) = 10500\text{mm}$$

Ytre omkretsen av tverrsnittet, EK2-1-1 kap 6.3

$$A_k = (b_{middel} - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 3.1 \cdot 10^6\text{mm}^2$$

EK2-1-1 kap 6.3

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 5081\text{kNm}$$

Torsjonsmomentet, EK2-1-1 kap 6.3

$$T_{Rd,c} > T_{Ed} \implies \text{Ingen behov for torsjonsarmering}$$

Beregning trykkapasitet

Trykkbruddkapasiteten er kontrollert etter EK2-1-1 kapittel 6.3.2.

$$T_{Rd,max} = 2v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 19347kNm$$

Samlet kapasitetskontroll av skjær og torsjon

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} < 1.0 = 0.28$$

Kapasitetskontroll, EK2-1-1 formel 6.29

Beregningene gir en interaksjonsfaktor på 0.27. Dermed er trykkbruddkapasiteten i tverrsnittet tilstrekkelig.

E.4 Tverrarmering kapasitet

Inndata

$$\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3 \qquad g_{\text{rekkverk}} = 1 \text{ kN} \qquad b_{\text{flens}} = 1000 \text{ mm/m}$$

$$\gamma_c = 1.5 \qquad g_{\text{kantdrager}} = 6.25 \text{ kN} \qquad c_{\text{nom,ok}} = 75 \text{ mm}$$

$$\gamma_g = 1.2 \qquad g_{\text{belegning}} = 3.5 \text{ kN/m} \qquad h_{\text{flens}} = 450 \text{ mm}$$

$$\gamma_{tr} = 1.35 \qquad A'_{s/m,flens} = 3272 \text{ mm}^2/\text{m} \qquad L_{\text{flens}} = 2.25 \text{ m}$$

$$A'_{s/m,flens} = 3272 \text{ mm}^2/\text{m} \qquad k_2 = 0.18 \qquad d'_{\text{flens}} = 342.5 \text{ mm}$$

Beregning opp tredende moment

$$g_{\text{flens}} = \rho_c \cdot h_{\text{flens}} \cdot b_{\text{flens}} = 11.25 \text{ kN/m} \qquad \text{Egenvekten flens}$$

$$M_{g,jfl} = \gamma_g \cdot \frac{(11.25 \text{ kN/m} + 3.5 \text{ kN/m}) \cdot 2.25^2}{2} = 44.8 \text{ kNm} \qquad \text{Moment egenlast fra jfl.}$$

$$M_{g,pl} = \gamma_g \cdot (1 \text{ kN} + 6.25 \text{ kN}) \cdot 2.25 \text{ m} = 19.6 \text{ kNm} \qquad \text{Moment egenlast fra pl.}$$

$$M_g = 64.4 \text{ kNm} \qquad \text{Moment egenlast}$$

$$g_{tr,jfl} = 5.4 \text{ kN/m} \qquad \text{Jfl. trafikk (EK1-2 fig. 4.2a)}$$

$$g_{tr.pl} = \frac{150kN}{3.5m} = 42.9kN$$

Punktlast trafikk fordelt, EK1-2 fig. 4.2a

$$M_{tr.jfl} = \gamma_{tr} \cdot \frac{5.4kN/m \cdot (2.25m)^2}{2} = 18.5kNm$$

Moment trafikklast fra jfl.

$$M_{tr.pl} = \gamma_{tr} \cdot 42.9kN \cdot (2.25m - 0.5m) = 101.3kNm$$

Moment trafikklast fra pl.

$$M_{tr} = 119.7kNm$$

Moment trafikklast

$$M_{sum} = 184.1kNm$$

Opptredende moment

Momentkapasitet i tverretning

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A'_{s/m,flens}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{flens} \cdot d'_{flens}} = 0.205 \quad [5, s. 34]$$

$$M_{Rd} = 0.8\alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_{flens} \cdot d'^2_{flens} = 447.6kNm \quad [15, s. 31]$$

$$M_{Rd} > M_{sum} \implies \text{Kapasitet OK}$$

Beregning opptredende skjærkraft

Bruker samme krefter som for opptredende momentkapasitet, men beregnet som punktlaster.

$$V_{g.jfl} = \gamma_g \cdot (11.25kN/m + 3.5kN/m) \cdot 2.25m = 39.8kN$$

Skjærkraft egenlast fra jfl.

$$V_{g.pl} = \gamma_g \cdot (1kN + 6.25kN) = 8.7kN$$

Skjærkraft egenlast fra pl.

$$V_g = 48.5kN$$

Skjærkraft egenlast

$$V_{tr.jfl} = \gamma_{tr} \cdot 5.4kN/m \cdot 2.25m = 16.4kN$$

Skjærkraft trafikklaster fra jfl.

$$V_{tr.pl} = \gamma_{tr} \cdot \frac{150kN}{3.5m} = 57.9kN$$

Skjærkraft trafikklaster fra pl.

$$V_{tr} = 74.3kN$$

Skjærkraft trafikklaster

$$V_{sum} = 122.8kN$$

Opptredende skjærstrekk

Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet i tverretning

$$C_{Rd.c} = k_2/\gamma_c = 0.12$$

EK2-1-1, 6.2.2(1)

$$k_{tverr} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'_{flens}}} = 1.76$$

EK2-1-1, 6.2.2(1)

$$\rho_{1,tverr} = \frac{A'_{s/m,flens}}{b_{flens} \cdot d'_{flens}} = 9.55 \cdot 10^{-3}$$

EK2-1-1, 6.2.2(1)

$$V_{Rd.c} = [C_{Rd.c} \cdot k_{tverr} \cdot (100 \cdot \rho_{1,tverr} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot b_{flens} \cdot d'_{flens} = 254kN$$

EK2-1-1, 6.2.2(1)

$$V_{Rd.c} > V_{sum} \implies \text{Kapasitet OK}$$

Dimensjonerende skjærtrykkkapasitet i tverretning

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.0$$

$$z_{flens} = d_{flens} - h_{flens} + d'_{flens} = 247.5mm$$

$$\cot \theta = 2 \implies \tan \theta = 0.5$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{flens} \cdot z_{flens} \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 2524.5kN \quad \text{EK2-1-1, 6.2.3(3)}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \implies \text{Kapasitet OK}$$

F Bruksgrensetilstand

F.1 Lengderetning

F.1.1 Spenningsbegrensning

Inndata

$$M_{Ed,KAR} = 7306kNm \quad N_{Ed,KAR} = 33852kN \quad \sigma_{c,Rd,KAR} = 27MPa$$

$$M_{Ed,PERM} = -3887kNm \quad N_{Ed,PERM} = 33852kN \quad \sigma_{c,Rd,PERM} = 20.25MPa$$

$$M_{Ed,OFTE} = 4484kNm \quad N_{Ed,OFTE} = 33852kN \quad \sigma_{s,Rd} = 400MPa$$

$$e = 740mm \quad I_t = 1.66 \cdot 10^{12}mm^4 \quad \sigma_{p,Rd} = 1395MPa$$

$$y_t = 36.5mm \quad A_t = 7.81m^2$$

Beregning

$$\sigma_{c.uk} = \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed} \cdot (e - y_t)}{I_t} \quad \text{Spenning i betongen i underkant}$$

$$\sigma_{c.ok} = \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed} \cdot (e - h - y_t)}{I_t} \quad \text{Spenning i betongen i overkant}$$

Beregninger gjort for hvert lasttilfelle og satt inn i tabellen under og sjekket mot kapasitet;

	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Rd} \geq \sigma_{c,Ed}$	f_{ctm}	$f_{c,Ed}$	$f_{ctm} \geq f_{c,Ed}$
SLS-PERM	27,00 MPa	7,18 MPa	OK	-3,8 MPa	0,57 MPa	OK
SLS-OFTE	20,25 MPa	6,34 MPa	OK	-3,8 MPa	2,83 MPa	OK
SLS-KAR	Ingen krav	6,08 MPa	OK	-3,8 MPa	2,02 MPa	OK

Tabell F.1: Sjekk av opptredende spenninger

F.1.2 Nedbøyningskontroll**Inndata**

$$K = 1$$

$$b_w = 3500\text{mm}$$

$$A_s = 11309\text{mm}^2$$

$$d = 1405\text{mm}$$

$$A'_s = 23561.9\text{mm}^2$$

$$b = 8500\text{mm}$$

$$A_{p,tot} = 28500\text{mm}^2$$

$$d' = 1395\text{mm}$$

Beregning

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 6.71 \cdot 10^{-3}$$

Referansearmeringsforholdet, EK2-1-1 7.4.2(1)

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = 2.30 \cdot 10^{-3}$$

Strekkarmeringsforhold, EK2-1-1 7.4.2(1)

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d'} = 4.79 \cdot 10^{-3}$$

Trykkkarmeringsforhold, EK2-1-1 7.4.2(1)

 $\rho > \rho_0 \Rightarrow$ Bruker lign. 7.16b

$$\frac{L}{d} = 21.8$$

Opptredende lengde/høyde forhold

Grenseverdi for lengde/høyde forhold, EK2-1-1 lign. (7.16b)

$$K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] = 22.4$$

 $21.8 < 22.4 \Rightarrow$ Ikke nødvendig med nedbøyningsberegning!

F.2 Spenningsbegrensning i tverretning

Inndata

$$\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3 \quad A'_{s/m,flens} = 3272.5 \text{ mm}^2/\text{m} \quad c_{nom,ok} = 75 \text{ mm}$$

$$\gamma_g = 1.0 \quad E_{c,eff} = 13444.8 \text{ MPa} \quad b_{flens} = 1000 \text{ mm}$$

$$\gamma_{tr} = 1.0 \quad d'_{flens} = 342.5 \text{ mm}$$

F.2.1 Beregninger opptredende moment

Beregninger for opptredende moment i SLS følger samme metode som i ULS. Se vedlegg E for inndata.

$$g_{flens} = \rho_c \cdot h_{flens} \cdot b_{flens} = 11.25 \text{ kN/m} \quad \text{Egenvekten flens}$$

$$M_{g,jfl} = \gamma_g \cdot \frac{(11.25 \text{ kN/m} + 3.5 \text{ kN/m}) \cdot (2.25 \text{ m})^2}{2} = 37.3 \text{ kNm} \quad \text{Moment egenlast fra jfl.}$$

$$M_{g,pl} = \gamma_g \cdot (1 \text{ kN} + 6.25 \text{ kN}) \cdot 2.25 \text{ m} = 16.6 \text{ kNm} \quad \text{Moment egenlast fra pl.}$$

$$M_g = 53.6 \text{ kNm} \quad \text{Moment egenlast}$$

$$g_{tr,jfl} = 5.4 \text{ kN/m} \quad \text{Jfl. trafikk (EK1-2 fig. 4.2a)}$$

$$g_{tr,pl} = 150 \text{ kN} \quad \text{Punktlast trafikk (EK1-2 fig. 4.2a)}$$

$$M_{tr,jfl} = \gamma_{tr} \cdot \frac{5.4 \text{ kN/m} \cdot (2.25 \text{ m})^2}{2} = 13.7 \text{ kNm} \quad \text{Moment trafikklast fra jfl.}$$

$$M_{tr.pl} = \gamma_{tr} \cdot \frac{150kN \cdot (2.25m - 0.5m)}{2 \cdot (2.25m - 0.5m)} = 75kNm \quad \text{Moment trafikklast fra pl.}$$

$$M_{tr} = 88.7kNm \quad \text{Moment trafikklast}$$

$$M_{opptredende} = 142.3kNm \quad \text{Opptredende moment}$$

F.2.2 Beregninger rissmoment

$$A_{c,flens} = b_{flens} \cdot h_{flens} = 450000mm^2$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 14.9$$

$$\alpha d = \frac{A_{c,flens} \cdot 0.5h + \eta \cdot A'_s \cdot d'_{flens}}{A_{c,flens} + \eta \cdot A'_s} = 236.2mm \quad [4, s. 3]$$

$$I_{cl} = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot (\alpha d - h/2)^2$$

$$I_{cl} = 7.65 \cdot 10^9 mm^4 \quad \text{Betongbidrag til arealtrehetsmoment, [4, s. 3]}$$

$$I_{sl} = A_s \cdot (d - \alpha d)^2 = 3.52 \cdot 10^7 mm^4 \quad \text{Armeringsbidrag til arealtrehetsmoment, [4, s. 3]}$$

$$EI = E_{cm} \cdot I_{cl} + E_s \cdot I_{sl} = 1.1 \cdot 10^{14} Nmm^2 \quad \text{Bøystivhet, [4]}$$

$$M_{cr} = \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{sl}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 145.3kNm \quad \text{Rissmoment}$$

Beregninger gir $M_{cr} > M_{opptredende} \rightarrow$ Tverrsnittet vil ikke risse opp!