

Dimensjonering av spennarmert betongbru

Design of prestressed concrete bridge

Trondheim Mai 2022

Andrea Helene Enger
Birgitte Farestveit

Intern veileder:

Arne Mathias Selberg

Prosjektnr:

2022 -27

Ekstern veileder:

Ivar Melby ved Afry

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Prosjektbeskrivelse

Problemstillingen som ligger til grunn for denne bacheloroppgaven er dimensjonering av spennarmert betongbru. Den skal være tilstrekkelig armert i forhold til opptredende laster og gjeldende krav.

Det tas utgangspunkt i Storslett Bru, som er en ett-spenns platebru i betong. Som grunnlag for dimensjoneringen benyttes forutbestemte spesifikasjoner slik som dimensjonene på tverrsnittet, lengde og materialer. Rapporten dreier seg i hovedsak om å dimensjonere bruas overbygning. Den vil dermed ikke tilsvare en fullstendig prosjektering av brua. Dimensjoneringen vil omfatte både analyse ved programvaren FEM-design og beregninger for hånd. Avslutningsvis vil resultater fra studentenes dimensjonering sammenlignes med resultater fra prosjekteringen utført av eksternt bedrift, Afry.

Prosjektets mål er å gi studentene innsikt i arbeidsmetodikk og beregninger som er aktuelle ved prosjektering i arbeidslivet. Både arbeidet med dimensjoneringen og sammenligningen med et rådgivende firma som Afry, vil gi en dypere forståelse og kompetanse innen brufaget.

Resultatmål

- Beregne oppspenningskraften som vil motvirke lastvirkninger som påføres brua.
- Finne armeringsmengde som tilfredsstillt krav til brudd- og bruksgrensetilstand.
- Drøfte årsaker til eventuelle forskjeller mellom resultatene.

Stikkord

Betongbru
Spennarmering
FEM-design
Bruddgrensetilstand
Bruksgrensetilstand

Keywords

Concrete bridge
Prestressing
FEM-design
Ultimate limit state
Serviceability limit state

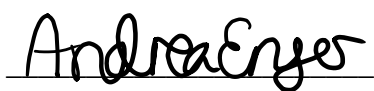
Forord

Denne oppgaven utgjør to studenters siste verk ved studieprogrammet *bachelor i ingeniørfag, bygg*, ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er skrevet av studentene Andrea Helene Enger og Birgitte Farestveit ved Institutt for konstruksjonsteknikk, og er gjennomført våren 2022. Arbeidet er utført over en periode på 20 uker, og tilsvarer 20 studiepoeng.

Bacheloroppgaven tar for seg en forenklet dimensjonering av Storslett bru. Storslett bru er en spennarmert platebru av betong som inngår i et omfattende prosjekt for ekstern bedrift Afry. Gjennom dette arbeidet har sivilingeniør Arne Mathias Selberg stilt som intern veileder på vegne av institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. Videre har sivilingeniør Ivar Melby stilt som ekstern veileder på vegne av bru- og konstruksjonsavdelingen hos det rådgivende firmaet Afry. Oppgaven ble valgt på grunnlag av studentenes ønske om økt kunnskap innen brufaget og særlig interesse for betongkonstruksjoner. Denne oppgaven har gitt oss økt kompetanse innen dimensjonering, og i tillegg gitt oss muligheten til å få et innblikk i en typisk prosjektprosess innen fagområdet.

Vi ønsker å rette en stor takk til intern veileder Arne Mathias Selberg. Videre ønsker vi også å utrette en stor takk til ekstern veileder Ivar Melby. Med deres veiledning og kompetanse har vi nå produsert en oppgave vi har lært mye av, og som vi også er veldig stolte av.

Trondheim, mai 2022



Andrea Helene Enger



Birgitte Farestveit

Sammendrag

Oppgaven tar for seg en 26 meter lang betongbru og er i regi av det rådgivende firmaet Afry. Brua dimensjoneres for brudd- og bruksgrensetilstand innenfor krav fra Eurokoder og vegvesenets håndbøker. Omfanget måtte begrenses slik at arbeidsmengden tilsvarer en bacheloroppgave, og dette vil derfor ikke være en fullstendig prosjektering. Hovedfokuset i denne oppgaven er at dimensjoneringen og beregningen gjenspeiler det studentene ville fordype seg i. Problemstillingen vil dermed være å dimensjonere en betongbru med bruk av spennarmering.

Tidlig i rapporten presenteres forenklinger og antagelser som er gjort for å begrense oppgavens arbeidsomfang. En stor begrensning er utelatelsen av dimensjonering som omhandler armeringen over opplagrene. Geoteknikk blir også utelatt fra denne oppgaven, og det forenkles videre ved lineær kurvatur og begrensning av lastkombinasjoner. Lastmodell 1 (LM1) er benyttet for opptredende trafikklaster, og blir benyttet i håndberegningene og FEM-design modellen.

Resultatene fra dimensjoneringen viser at 16 spennkabler er tilstrekkelig for å oppta alle bruas lastvirkninger. Videre viser resultater fra håndberegning at denne armeringsmengden vil gi trykk i både under- og overkant av brua, slik at det ikke vil oppstå riss.

Nedbøyningskravet blir også opprettholdt slik at brua er godt innenfor bruksgrensekravene. Derimot er begrensningene som ligger til grunn såpass innsnevrende, at resultatet fra denne oppgaven ikke kan betraktes som et gyldig beregningsgrunnlag for faktisk prosjektering av brua.

Avsluttende prosess i denne rapporten innebærer en sammenligning mellom Afry sine resultater og resultatene fra denne oppgaven. På denne måten vil studentene få et innblikk i hvordan prosjekteringen ville blitt utført av en rådgivende bedrift. Siden det finns flere måter å dimensjonere på, finns det ingen eksakt fasit. Men en sammenligning vil bidra til økt forståelse, ved at studentene får innspill på alternative fremgangsmåter og beregninger.

Abstract

This bachelor thesis concerns a 26 meters long concrete bridge with guidance from the advisory engineering company Afry. The bridge will be designed for both serviceability- and ultimate limit state, by regulations of Eurocodes and handbooks from the Norwegian Vegvesenet. The scope had to be limited to correspond to the workload and level of knowledge of a bachelor's thesis, therefore will this thesis not reflect a complete design. The students wanted a more in-depth understanding of the design process, and it is therefore the focus of this thesis. The essence Design of prestressed concrete bridge will be presented as the main essence of the thesis, where subjects as stresses and deflection is included. The calculations will include both analysis by the software FEM-design and calculations by hand.

Any simplifications and assumptions will be presented in the beginning of the report, and the reason is to narrow the extent of the thesis. A major simplification is the avoidance of calculations above the supports. Calculations of the foundation is also avoided, as well as any curvature of the bridge. Load model 1 (LM1) is used to determine the traffic loads on the bridge and will be included in both the FEM-design model and in the calculations by hand.

The results of the calculations show that 16 prestressing cables are sufficient to counteract all the forces on the bridge. Because of the amount of prestress, there will be a strain in the bridge causing it to avoid cracks. The deflection requirement is also upheld, making the bridge well-constructed according to serviceability limit state. On the contrary, the limitations of this thesis make the results deceptive, and the results presented is therefore not valid for actual construction.

The final process of the thesis will include a comparison between the results from Afry's design and the results presented in this thesis. This will extend the students' knowledge of both bridge design and the process of it. It will also create an extensive reflection on how the results could be in a complete design.

Innholdsfortegnelse

Prosjektbeskrivelse	I
Resultatmål	I
Forord.....	II
Sammendrag	III
Abstract.....	IV
Figurliste	X
Tabelliste.....	XI
Indeksliste	XII
1. Innledning	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Hensikt	1
1.3 Oppbygning.....	2
1.4 Metode	2
2 Prosjekteringsgrunnlag	4
2.1 Materialer.....	5
2.1.1 Betong	5
2.1.2 Spennkabler.....	6
2.1.3 Slakkarmering	6
2.2 Forutsetninger	7
2.2.1 Utforming og geometri	7
2.2.2 Statisk system.....	8

2.2.3 Oppspenning av spennarmering.....	8
2.2.4 Analyseprogrammet FEM-design.....	9
2.2.5 Mathcad.....	10
2.2.6 ArchiCAD.....	10
2.2.7 Laster.....	11
2.3 Overdekning.....	11
2.3.1 Overside.....	11
2.3.2 Underside.....	12
3 Laster.....	13
3.1 Permanente laster.....	13
3.1.1 Egenlast.....	13
3.1.2 Landkarvinger.....	13
3.1.3 Belegning.....	14
3.1.4 Rekkverk.....	14
3.1.5 Kantdrager.....	14
3.2 Variable laster.....	15
3.2.1 Trafikklast.....	15
3.2.2 Vind.....	16
3.2.3 Termisk last.....	18
3.3 Last- og kombinasjonsfaktorer.....	19
3.4 Lastkombinasjoner.....	19

4	Opptredende krefter	21
4.1	Bjulkemodell og platemodell i FEM-design	21
4.1.1	Laster i FEM-design	21
4.1.2	Lastkombinasjoner med lastfaktorer	22
4.1.3	Resultater fra FEM for bjulkemodellen	22
4.2	Håndberegninger	23
4.2.1	Kvalitetssjekk av FEM-design resultatene	23
4.2.2	Karakteristiske laster på bjulken	24
4.2.3	Lasttilfelle for bjulken	25
4.2.4	Karakteristiske laster på utkrager	26
4.2.5	Lasttilfelle for utkrager	27
5	Spennkraft	29
5.1	Spennarmering	29
5.1.1	Dimensjoner	29
5.1.2	Armeringsmengde	29
5.1.3	Sjekk mot balansert armeringsmengde	29
5.1.4	Eksentrisiteter	30
5.2	Tap av spennkraft	31
5.2.1	Tap av tøyingsdifferanse	31
5.2.2	Tidsavhengige tap	34
6	Bruddgrensetilstand	35

6.1 Tverrsnittskapasiteter	35
6.1.1 Momentkapasitet.....	35
6.1.2 Skjærkapasitet	36
7 Bruksgrense.....	38
7.1 Spenningsbegrensning	38
7.2 Langtidseffekter	40
7.2.1 Kryp	40
7.2.2 Svinn	41
7.2.3 Relaksasjon	41
7.3 Spenningsendringer over tid	42
7.4 Nedbøyning.....	43
7.4.1 Bøyestivhet for uopprikket tverrsnitt.....	43
7.4.2 Langtidsnedbøyning pga. permanente laster.....	44
7.4.3 Nedbøyning pga. svinn	44
7.4.4 Oppbøyning fra spennarmeringen.....	44
7.4.5 Total defleksjon av brua.....	45
7.5 Risskontroll.....	45
8 Tverrsnitt.....	46
8.1 Lengdearmoring i underkant	47
8.2 Tverrarmering i underkant	48
8.3 Tverrarmering i overkant	48

8.4 Lengdearmringing i overkant	50
8.5 Skjærarmringing	51
8.6 Spennarmringing	51
8.7 Armert tverrsnitt.....	52
9 Sammenligning og refleksjon	54
9.1 Sammenligning med Afry sine beregninger	54
9.2 Metode 1	57
9.3 Feilsøking for tverrsnittskapasiteter.....	59
9.4 Lastbalansering	60
9.5 Bruendene	61
9.6 Neglisjerte laster	62
10 Konklusjon.....	64
Referanser	65

Figurliste

Figur 1 - Bilde av eksisterende bru. Utklippet er hentet fra (Google Maps, 2022)	4
Figur 2 - Oppriss av Storslett Bru. Utarbeidet av Afry AS.....	7
Figur 3 - Tverrsnitt av Storslett Bru.....	7
Figur 4 - Utklipp av modellen fra FEM-design	8
Figur 5 - Egenskapene til fastholdt lager og egenskapene til glidelager	10
Figur 6 - Maksimalt moment	23
Figur 7 - Maksimalt skjær.....	23
Figur 8 - Inndeling av bjelken.....	24
Figur 9 - Laster på bjelken	25
Figur 10 - Forenklet skisse av utkrager.....	26
Figur 11 - Laster på utkrager	27
Figur 12 - Spennarmeringsprofil.....	31
Figur 13 - Spenningsfordeling midt i felt	39
Figur 14 - Betongtverrsnitt fra Afry.....	46
Figur 15 - Målsatt skisse lengdearmring i underkant.....	47
Figur 16 - Skisse tverrarmring m/omsluttende bøylor	48
Figur 17 - Målsatt skisse lengdearmring i overkant.....	50
Figur 18 - Målsatt skisse spennarmering	52
Figur 19 - Skisse av armert tverrsnitt midt i felt.....	52
Figur 20 - Snitt 1 meter.....	53

Figur 21 - Opptredende moment fra jevnt fordelt trafikklast på platemodellen57

Figur 22 - Opptredende moment fra jevnt fordelt trafikklast på bjelkemodell.....58

Tabelliste

Tabell 1 - Betongkvaliteter for B455

Tabell 2 - Spennarmeringskvaliteter for Y1860S76

Tabell 3 - Egenskaper for B500NC6

Tabell 4 - Permanente laster 15

Tabell 5 - Trafikklast 16

Tabell 6 - Vindlast 17

Tabell 7 - Termisk påført last..... 18

Tabell 8 - Lastfaktorer ved bruddgrensetilstand 19

Tabell 9 - Lasttilfeller for maksimalt skjær og moment20

Tabell 10 - Antatt stort moment om x-aksen20

Tabell 11 - Lastkombinasjoner22

Tabell 12 - Karakteristiske laster på bjelken.....25

Tabell 13 - Resulterende moment i bjelke26

Tabell 14 - Karakteristiske laster på utkrager27

Tabell 15 - Resulterende moment på utkrager28

Indeksliste

$\Delta P_{\mu}(x)$	Spennkrafttap pga. friksjon
$\beta_c(t, t_0)$	Faktor for kryputvikling
ΔC_{dev}	Avvik (overdekning)
$\Delta C_{dur,add}$	Reduksjon av minste overdekning ved bruk av tilleggsbeskyttelse
$\Delta C_{dur,st}$	Reduksjon av minste overdekning ved bruk av rustfritt stål
$\Delta C_{dur,y}$	Tillegg for sikkerhet
$\Delta P_{L\ddot{a}s}$	Spennkrafttap pga. låsing
$\Delta T_{N,con}$	Største temperaturekspansjonsintervall for jevnt fordelt brutemperaturandel
$\Delta T_{N,exp}$	Største temperaturkontraksjonsintervall for jevnt fordelt brutemperaturandel
$\Delta \epsilon_{L\ddot{a}s}$	Relativ forkortelse ved låsing
$\Delta \sigma$	Spenningsendring
μ	Koeffisient
A_c	Tverrsnittsareal av betong
A_p	Tverrsnittsareal av spennarmeringsenhet
$A_{ref,x}$	Referanseareal
$A_{s,min}$	Tverrsnittsareal av minimumsarmering
A_{sw}	Tverrsnittsareal av skjærarmering
A_t	Tverrsnittsareal transformert tverrsnitt (etter 28 døgn)
b	Bredde tverrsnitt
C	Vindlastfaktor for bruer
C_{dir}	Retningsfaktor
C_e	Eksponeringsfaktor
$C_{f,x}$	Kraftfaktoren uten fri omstrømning ved endene
$C_{f,z}$	Kraftfaktor for vindlast i vertikal retning, z-retning
C_{min}	Minste overdekning
$C_{min,b}$	Minste overdekning som følge av kravene til heft
$C_{min,dur}$	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger
C_{nom}	Nominell overdekning
$C_{Rd,c}$	Faktor som tar hensyn til tilslagsstørrelse og materialfaktor
C_{season}	Årstidsfaktor
d	Diameter
	Avstand fra armeringens tyngdepunktslinje til trykkrand
d_g	Største nominelle øvre tilslagsstørrelse
e	Eksentrisitet
$E_{cl}(t_0)$	Effektiv «langtids» elastisitetsmodul for belastningstidspunkt t_0
E_{cm}	Elastisitetsmodul for betong
EI	Bøvestivhet

E_{middel}	Midlere elastisitetsmodul
E_p	Dimensjonerende verdi for spennstålets elastisitetsmodul
E_s	Dimensjonerende verdi for armeringsstålets elastisitetsmodul
f_{cd}	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske sylindrefasthet etter 28 døgn
f_{cm}	Middelverdi av betongens sylindetrykkfasthet
f_{ctd}	Dimensjonerende betongtrekkfasthet
f_{ctm}	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Spennstålets karakteristiske 0,1 %- strekkgrense
f_{pd}	Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet
f_{pk}	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
F_w	Resultantkraft fra vind
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense
h	Høyde
h_0	Effektiv tverrsnittstykkelse av en konstruksjonsdel
I_c	Betongtverrsnittets arealtrehetsmoment
I_y	Annet arealtrehetsmoment om y-akse
k	Faktor/ koeffisient
K	Krumning
L	Bruas totale lengde
M	Bøyemoment
N	Aksialkraft
N_{Ed}	Dimensjonerende verdi for aksialkraft
P	Forspenningskraft
P_{m0}	Initiell kraft i den aktive enden av spennarmeringen umiddelbart etter oppspenning
P_{max}	Kraft i aktiv ende under oppspenning
P_{p0}	Spennkraft etter låsing
RH	Relativ fuktighet
SLS	Bruksgrensetilstand
S_y	Statisk arealmoment om y-akse
t	Tykkelse, tid
T_0	Initialtemperatur på det aktuelle tidspunktet konstruksjonsdelen blir fastholdt
t_0	Betongens alder på belastningstidspunktet
$T_{e,\text{max}}$	Høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel
$T_{e,\text{min}}$	Laveste jevnt fordelte brutemperaturandel
t_p	Armert tverrsnitts tyngdepunktsakse
u	Omkrets av et betongtverrsnitt
ULS	Bruddgrensetilstand

V	Skjærkraft
V_b	Basisvindhastighet for området
$V_{b,0}$	Referansevindhastigheten for kommuner
z	Tverrsnittets indre momentarm
α	Vinkel/ forholdstall
β	Vinkel/ forholdstall/ koeffisient
γ_c	Partialfaktor for betong
γ_s	Partialfaktor for armeringsstål og spennstål
ε'_{p0}	Effektiv tøyningdifferanse
ε_c	Tøyning i betongen
ε_{ca}	Autogen svinntøyning
ε_{cd}	Svinntøyning ved uttørking
ε_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betongen
$\varepsilon_{p,jekk}$	Oppspenningstøyning av spennstålet
ε_{p0}	Tøyning etter låsetap
η	Faktor for materialstivhetsforhold
θ	Vinkel
ρ	Lufttetthet
ρ_{1000}	Verdi for relaksasjonstap (i prosent) ved 1000 timer etter oppspenning og ved en middeltemperatur på 20°C
ρ_c	Tyngdetetthet for armert betong
ρ_l	Armeringsforhold for lengdearmering
ρ_w	Armeringsforhold for skjærarmering
σ_c	Betongspenning
σ_{cp}	Betongspenning over tyngdepunktsaksen fra aksial belastning eller forspenning
σ_{pm0}	Spenningen i kabelen umiddelbart etter oppspenning
ϕ	Diameter for armeringsstang eller kabelkanal
$\varphi(t, t_0)$	Kryptall som definerer kryp mellom tidspunktene t og t_0 i forhold til elastisk deformasjon etter 28 døgn
φ_{t0}	Normert kryptall
ψ	Faktorer som definerer representative verdier av variable påvirkninger
α_{cc}	Faktor for dimensjonerende trykkfasthet
α_{ct}	Faktor for dimensjonerende betongtrekkfasthet
δ	Nedbøyning
$\sigma_{p, \max}$	Største spenning påført spennkabelen

1. Innledning

Dette kapitlet introduserer leseren til hvordan oppgaven ble utformet. Deretter vil oppgavens problemstilling og hensikt bli presentert. Videre vil strukturen og oppbygningen bli forklart, slik at man lettere kan manøvrere seg gjennom rapporten. Siden det finnes flere ulike metoder for dimensjoneringen, vil to av disse bli presentert i metodekapitlet. Den ene metoden er den som benyttes i beregningene videre i oppgaven, mens den andre presenteres for å bli gjennomgått senere i refleksjonskapittel 9.

1.1 Bakgrunn

Gjennom økt infrastruktur opplever mennesker økt tilgjengelighet og frihet. For Norge som er et land med mange øyer og fjorder, spiller bruer en sentral rolle for tilgjengelighet. Det kan med trygghet sies at en etablert infrastruktur er en forutsetning for et velfungerende samfunn. Infrastrukturens viktighet understrekes gjennom et av FNs bærekraftsmål: «Infrastrukturen skal økes både regionalt og på tvers av grenser» (FN, 2022). Et eksempel på nåtidens ønske om økt tilgjengelighet er stortingets langsiktige mål om å skape en ferjefri E39 fra Kristiansand til Trondheim (Statens Vegvesen, 2022).

Det var et mål fra studentene å ta for seg en brukonstruksjon i bacheloroppgaven for å ta del i den kommende bølgen for økt infrastruktur. Bruer har kompleks statikk samtidig som de kan gjøres visuelt fine. Det er derfor viktig at fremtidens ingeniører opparbeider seg god erfaring gjennom utdanning og arbeid, slik at de kan utføre beregninger og analyser som er nødvendige for å kunne prosjektere slike konstruksjoner.

1.2 Hensikt

Som nevnt i prosjektbeskrivelsen går oppgavens problemstilling ut på å dimensjonere en spennarmert betongbru, som vil være tilstrekkelig armert i forhold til opptredende laster og gjeldende krav.

Hensikten med oppgaven er å introdusere studentene for beregninger og metodikk rettet mot brudimensjonering. Oppgaven ble valgt i samarbeid med Afry, og det ble bestemt å dimensjonere Storslett Bru. Dimensjoneringen skulle innebære beregninger og analyse som i hovedsak er utført selvstendig. På denne måten ville resultater som følge av dimensjonering utført i denne oppgaven, kunne benyttes til sammenligning med resultater fra dimensjoneringen til ekstern bedrift.

1.3 Oppbygning

Oppgaven er delt inn slik at de viktigste formlene og verdiene står direkte i rapporten, mens utregningene er presentert i vedleggslisten. Vedleggene har samme nummerering som kapittelet det utfyller. Videre er rapporten strukturert slik at de foregående kapitlene legger til grunn for beregningene gjort videre i rapporten. På denne måten skapes det en rød tråd gjennom oppgaven slik at det er tydelig for leseren hvilke verdier som benyttes videre i beregningene.

En leser med kompetanse innenfor konstruksjonsteknikk vil ha størst utbytte av oppgaven, ettersom kompetansen er nødvendig for å kunne forstå anvendt fagterminologi.

1.4 Metode

Det er flere metoder å dimensjonere en bru på, men denne rapporten vil kun ta for seg to av dem. Den ene viste seg etter hvert å være mer anvendelig og vil derfor være den metoden som danner grunnlaget for dimensjoneringen. Den første metoden som ble vurdert, innebar å lage to modeller; en bjelkemodell og en platemodell. Med denne tilnærmingen ville det bli tatt hensyn til at lastene står eksentrisk plassert på brua. Her benyttes det en platefaktor som utgjør differansen mellom de opptredende momentene i platemodellen og i bjelkemodellen. På denne måten vil det være mulig å regne med lastene som virker eksentrisk. Denne metoden vil bli omtalt som metode 1.

Den andre metoden er å se på brua som en bjelke med utkragere. Denne metoden vil bli omtalt som metode 2. Her vil det være naturlig å dele opp brua i en meters bredde, en metode som er kjent fra forelesninger i betongfaget. Denne metoden bruker mer av forkunnskapene til

studentene, og det ble derfor bestemt at dette var den metoden som skulle benyttes for dimensjoneringen. Likevel ble det brukt mye tid på den første metoden, og denne metoden skal derfor drøftes i kapittel 9 slik at arbeidet kan gjenspeiles i rapporten.

Det er verdt å merke seg at den valgte metoden kommer til å gi et konservativt resultat. For platemodellen vil de største kreftene kun virke i det ene kjørefeltet, men med den valgte metoden vil de største kreftene beregnes som om de virker over hele brua. Denne dimensjoneringsmetoden vil derfor gi et større behov for armering enn det platemodellen ville gitt.

Beregningene som presenteres i denne oppgaven tar hovedsakelig for seg et snitt midt i felt. Derfor er armeringsmengde og kapasiteter over opplager ikke beregnet eller dimensjonert.

2 Prosjekteringsgrunnlag

Brua som dimensjoneres i denne oppgaven er lokalisert i Nordreisa kommune og er en del av E6. Det er i alt to bruer over Reisaelva som begge ble bygget i 1955, der den lengste er ei nettverksbuebru og den korteste er ei bjelke-/platebru. Det er den korteste av disse som dimensjoneres her. De opprinnelige bruene var både for smale og hadde for dårlig bæreevne, og det ble derfor vedtatt ny detaljreguleringsplan i 2019 for å prosjektere nye bruer. Ifølge planbeskrivelsen til Vegvesenet (Vegvesenet, 2019), tilrettelegges det for gående og syklende, og det vil derfor gi bedre fremkommelighet for alle trafikantgrupper.



Figur 1 - Bilde av eksisterende bru. Utklippet er hentet fra (Google Maps, 2022)

Denne oppgaven tar utgangspunkt i eksternt firma sine tegninger. Tegningene omfatter tverrsnitt og oppriss av brua. Beregninger skal være uavhengige av Afrys erfaringsmessige verdier og metodikk, men enkelte verdier vil bli korrigert for å lettere kunne sammenligne resultater. Dimensjoneringen forutsetter at krav relatert til betongkonstruksjoner, samt spesifikt rettet brukonstruksjoner, tilfredsstilles.

Følgende Eurokoder og håndbøker benyttes for dimensjonering:

- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
 - o Del 2: Trafikklaste på bruer
 - o Del 1-4: Allmenne laster, vindlaste
 - o Del 1-5: Allmenne laster, termiske påvirkninger
- Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
 - o Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- Håndbok N400 - bruprojektering
- Statens vegvesen rapport 668: Beregningsveiledning for etteroppente betongbruer

Eurokodene omtales som EC.

2.1 Materialer

I dette delkapittelet presenteres materialene som brukonstruksjonen vil bestå av. Herunder finnes kvaliteten til både valgt betongklasse og stålet som benyttes i armeringen. Armeringen deles igjen inn i to typer armering, slakk- og spennarmering. Brua tilsvarer en toveisplate og derfor legges slakkarmering både i lengderetning og i tverretning. Slakkarmering er armering som fordeles i den støpte betongen, og ikke er påført ytre krefter på forhånd.

Hensikten med å tilføye spennarmering til betongtverrsnittet er i hovedsak for å påføre betongen en trykkspenning med størrelse og fordeling slik at virkningen av ytre laster motvirkes. Ved denne løsningen vil strekk i underkant forhindres, og det vil dermed være mindre sannsynlighet for opprissing. I denne oppgaven tas det utgangspunkt i at spennarmeringen skal motvirke moment fra alle opptredende laster som virker på brua.

2.1.1 Betong

Det vil bli benyttet en standard betongfasthetsklasse B45, som ligger innenfor oftest valgte fasthetsklasser B35 – B55 (Sørensen, 2010). Erfaringsmessig setter Afry elasticitetsmodulen, altså E-modulen, til en lavere klasse enn B45 siden det norske tilslaget som regel ikke svarer til klasse B45, men heller en B20. Derfor benyttes E-modulen til B20 for utregninger i denne oppgaven. For konstruksjonsdeler i betong antas en tyngdetetthet for armert betong på 25 kN/m^3 . Se tabell under for oversikt over aktuelle verdier.

Det foreslås en diameter på minimum 16 mm for tilslagsstørrelse når annet ikke er spesifisert ifølge Byggforskartikkel 520.024 (SINTEF, 2022). Dette kravet er i henhold til håndbok NS-EN 206. Det antas dermed en tilslagsstørrelse, d_g , på 16 mm for denne betongen.

Tabell 1 - Betongkvaliteter for B45

B45	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk 28-døgns sylindertykkfasthet	f_{ck}	45 N/mm^2
Middelverdi for sylindertykkfasthet	f_{cm}	53 N/mm^2
Strekkfasthet	f_{ctm}	$3,8 \text{ N/mm}^2$
Tyngdetetthet	ρ_c	25 kN/m^3
Tøyningsgrense ved trykk i betongen	ϵ_{cu2}	$3,5 * 10^{-3}$
Elastisitetsmodul (tilsvarende B20)	E_{cm}	$30\,000 \text{ N/mm}^2$
Partialfaktor	γ_c	1,5

2.1.2 Spennkabler

Spennarmeringen som skal legges i den støpte betongen føres inn i utsparingsrør for beskyttelse. I Norge er det erfaringsmessig benyttet korrugerte utsparingsrør av stål som injiseres med sementmørtel (Vegvesenet, 2017). Det komplette utsparingsrøret inkludert spennarmering og mørtel refereres til som spennkabel.

For spennarmeringen benyttes stålqualiteten Y1860S7, som tilsvarer en karakteristisk fasthet, f_{pk} , på 1860 N/mm² og karakteristisk flytegrense, $f_{p0,1k}$, på 1640 N/mm². Ifølge *Beregningsveiledning* kapittel 1.5, er dette den vanligste stålqualiteten for spennstål som benyttes i Norge (Vegvesenet, 2017). Se tabell under for oversikt over flere aktuelle verdier.

Tabell 2 - Spennarmeringskvaliteter for Y1860S7

Y1860S7	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{pk}	1860 N/mm ²
Karakteristisk flytegrense	$f_{p0,1k}$	1640 N/mm ²
Bruddtøyning	ϵ_{uk}	0,035
Elastisitetsmodul	E_p	$1,95 \cdot 10^5$ N/mm ²
Partialfaktor	γ_p	1,15

2.1.3 Slakkarmering

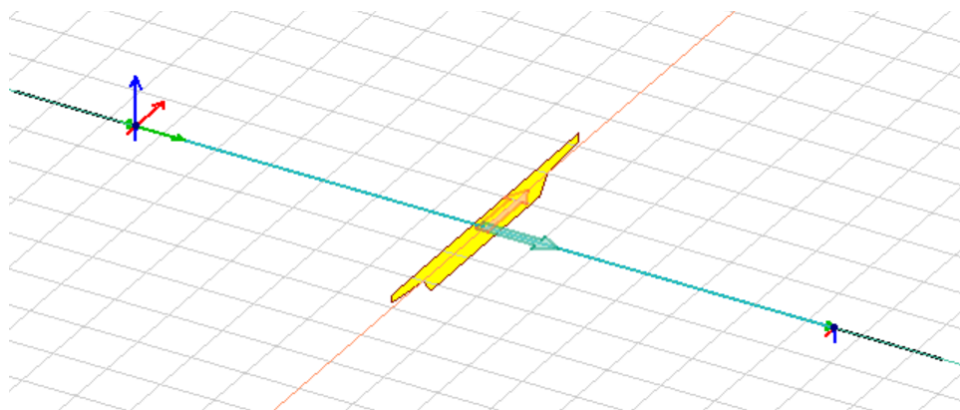
For slakkarmering benyttes typisk kamstål i kvalitet B500NC. Dette stålet har en karakteristisk fasthet, f_{yk} , på 500 N/mm². Tabellen under viser andre nyttige verdier for stålet.

Tabell 3 - Egenskaper for B500NC

B500NC	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500 N/mm ²
Elastisitetsmodul	E_s	$2,0 \cdot 10^5$ N/mm ²
Partialfaktor	γ_s	1,15

2.2.2 Statisk system

Et forslag fra ekstern bedrift var at oppgaven skulle omhandle et annet statisk system enn det de selv brukte. Afrys dimensjonerer med glidelager i begge ender, slik at utvidelser og sammentrekning fordeles på de to endene. Denne oppgaven har forutsatt et statisk system med ett fastlager og ett glidelager, og anses dermed som fritt opplagt. Dette antas å medføre større bevegelser i glidelageret, sammenlignet med resultater fra det statiske systemet til Afrys modell. Bildet under viser til den statiske modellen i analyseprogrammet *FEM-design*. Opplageret til venstre er fastlagret, og derfor fastholdt mot forskyvning i alle tre retninger samt rotasjon om x-aksen. Opplageret til høyre er glidelageret, som har de samme spesifikasjonene som fastlageret, men er fri til å bevege seg i bruas lengderetning.



Figur 4 - Utklipp av modellen fra *FEM-design*

2.2.3 Oppspenning av spennarmering

Det tas utgangspunkt i Afrys prosjektering som forutsetter at konstruksjonen er etteroppspent. Bruer prosjekteres oftest etteroppspent ettersom deres lange spenn krever et sammensatt betongdekke som ikke er mulig å forhåndsprodusere hos fabrikk, og som må plasstøpes.

Ved etteroppspente konstruksjoner tres vanligvis armeringen gjennom utsparingskanaler i den støpte konstruksjonen. Dette tillater større valgfrihet for hvordan spennarmeringen kan legges i tverrsnittet. I denne oppgaven er det valgt å legge spennarmeringen parabelformet for at spennarmeringen skal kunne ta opp de jevnt fordelte lastene på best mulig måte.

Det er også tatt utgangspunkt i at betongen spennes opp 28 døgn etter støping, ettersom det er et konservativt estimat for når betongen er tilstrekkelig herdet. Spennarmeringen spennes opp med jekk i «aktiv» ende med betongkonstruksjonen som mothold, og løses deretter mot innstøpte forankringsplater (Sørensen, 2010). Konstruksjonen vil da påføres en trykkraft, P , som forårsaker både trykktøyning i betongen og strekk av spennarmeringen. Når armeringen er tilstrekkelig oppspent, vil utsparingsrørene injiseres med en sementbasert injiseringsmørtel. Når mørtelen har størknet vil spennkablene forhindres fra å bevege seg inni røret. Det sies da at armeringen er bundet, og det er heftforbindelse mellom armering og betong.

2.2.4 Analyseprogrammet FEM-design

Evaluerings av ulike lasttilfeller vil være en tidskrevende prosess dersom dette gjøres med kun penn, papir og kalkulator som hjelpemidler. For å enklere kunne utføre slike analyser ble programvaren *FEM-design* benyttet. Siden Afry benytter *FEM-design* i sine analyser av Storslett Bru, ble det bestemt at denne oppgaven også skulle ta utgangspunkt i programmet. Ved at begge dimensjoneringene benytter samme analyseprogram vil utgangspunktet bli det samme, som vil bidra til å gjøre sammenligningen lettere.

Både i oppstarten og underveis i prosjektet har det blitt brukt mye tid på å tilegne seg kunnskaper om programvaren slik at den kunne benyttes med tilstrekkelig presisjon. Opplæringen bestod i all hovedsak i å følge StruSoft sine veiledningsvideoer på YouTube (Strusoft, 2022), samt en innføring fra ekstern veileder. Flere av de ansatte hos Afry bruker *FEM-design* daglig, og var behjelpelige ved spørsmål som dukket opp underveis.

Det ble først planlagt å benytte metode 1 som forklares i kapittel 1.4 Metode, og dette innebar å bruke to modeller i *FEM-design*; en bjelkemodell og en platemodell. Platemodellen skulle benyttes for å se virkningene av vind- og temperaturlastene, samt kreftene som virker i tverretning. De opptredende kreftene i platemodellen ble analysert, men det krevde erfaring med den type beregninger for å kunne benytte resultatene i armeringsberegningene senere. Platemodellen benyttes derfor ikke i oppgaven, selv om det er tilbragt mye tid for å ferdigstille den. Som nevnt tidligere vil denne bli drøftet i refleksjonskapittelet.

I bjelke modellen presenteres brua i 2D, der lastkombinasjoner som gir størst moment om y-akse og størst skjærkraft i z-retning, hhv. M_y og V_z , analyseres. Disse vil gi grunnlag for nødvendig armeringsmengde i lengderetning.

Bjelke modellen ble modellert ved å bruke en funksjon for tverrsnittsredigering. Afry sitt tverrsnitt ble lagt inn i programmet, og på denne måten ble egenvekten lagt inn automatisk. Opplagrene ble satt inn slik bildene under viser, der det fastholdte lageret har egenskapene til utklippet til venstre, mens glidelageret har egenskapene til utklippet til høyre. De K-verdiene med en verdi forskjellig fra 0, viser til fastholding av lageret i respektiv retning. C-verdiene viser til fastholding mot rotasjon.

Springs [kN/m, kNm/°] and plastic limits [kN, kNm]				Springs [kN/m, kNm/°] and plastic limits [kN, kNm]					
	Compression		Tension			Compression		Tension	
Kx'	1.000e+10	→	1.000e+10	↓	Kx'	0.000e+00	→	0.000e+00	↓
Ky'	1.000e+10	→	1.000e+10	↓	Ky'	1.000e+10	→	1.000e+10	↓
Kz'	1.000e+10	→	1.000e+10	↓	Kz'	1.000e+10	→	1.000e+10	↓
Cx'	1.745e+08	→	1.745e+08	↓	Cx'	1.745e+08	→	1.745e+08	↓
Cy'	0.000e+00	→	0.000e+00	↓	Cy'	0.000e+00	→	0.000e+00	↓
Cz'	0.000e+00	→	0.000e+00	↓	Cz'	0.000e+00	→	0.000e+00	↓

Figur 5 - Egenskapene til fastholdt lager og egenskapene til glidelager

2.2.5 Mathcad

Beregningsprogrammet Mathcad ble benyttet for beregningene. Det viste seg fort at beregningene ofte måtte gjøres både to og tre ganger, og var dermed svært tungvint å gjøre for hånd. Mathcad løste disse problemene ved at verdier kunne byttes ut og utregningene ble oppdatert deretter. Programmet var relativt lett å sette seg inn i og det krevdes derfor ikke lang tid å bli kjent med det.

2.2.6 ArchiCAD

Modelleringsprogrammet ArchiCAD ble benyttet for å tegne bruttvernsnitt og andre skisser. Skissene benyttes for å illustrere hvordan armeringen vil fordeles i tverrsnittet, samt per meter lengde. Programmet benyttes derfor i kapittel 8, som tar for seg tverrsnitt og armering. Dette er et program som har blitt benyttet opp gjennom studiet, og krevde derfor ikke opplæring.

2.2.7 Laster

I denne oppgaven er det valgt å fokusere på de fire hovedlastene: egenlast, trafikklaster, vindlast og termisk last. Snølast neglisjeres ved antagelsen om regelmessig brøyting av brua. Brems- og akselerasjonslast er aktuelt ved beregninger relatert til fundamentering og geoteknikk, og ettersom dette ikke er inkludert i oppgaven anses lasten som irrelevant.

2.3 Overdekning

Oversiden av brua deles vanligvis inn i to eksponeringsklasser, hvor den ene er for kjørebane og den andre er for kantdrager. For enkelhets skyld benyttes kun den mest konservative eksponeringsklassen for bruas overside.

Siden kjørebane må måkes og saltes om vinteren, vil brua eksponeres for korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann (Standard Norge, 1992). Dette tilsvarer eksponeringsklasse XD1. Kantdragere ligger derimot i ytterkant av brua og er ikke asfalterte. Dermed vil disse være sårbare for sprut fra sjøvann. Dette vil tilsvare en eksponeringsklasse XD3. Kantdragere gir mest konservativ eksponeringsklasse, ettersom de ikke er beskyttet av et asfaltdekke og dermed er mer sårbare for skade fra klorider. Det benyttes derfor eksponeringsklasse XD3 for oversiden av brua.

Undersiden av brua vil kun ha én eksponeringsklasse. Undersiden av brua være utsatt for luftbårne klorider, som tilsvarer en eksponeringsklasse XS1.

2.3.1 Overside

For overdekning ved overside av tverrsnittet tas det utgangspunkt i slakkarmeringen, og derfor benyttes tabell NA.4.4N i Eurokode 2 til å bestemme overdekningen. Som vist i vedlegg beregnes overdekningen for oversiden til en verdi på 60 mm. Ved prosjektering gjort av Afry er det derimot benyttet en overdekning på 75 mm ved overside. Det er hensiktsmessig å belage prosjekteringen på verdier gitt av Afry, og av den grunn benyttes en overdekning på 75 mm videre i oppgaven.

2.3.2 Underside

På undersiden er det spennarmeringen som bestemmer overdekningskravet, og derfor benyttes tabell NA.4.5N. Kravet for $C_{min,dur}$ ligger på 60 mm for valgt eksponeringsklasse (XS1) ved brukstid på 100 år (Vegdirektoratet, 2015). Denne verdien ble brukt til å finne et overdekningskrav på 90 mm for undersiden. Ekstern bedrift bruker derimot en overdekning på 65 mm for undersiden. Også her vil verdien til Afry bli benyttet i videre for å gi et bedre sammenligningsgrunnlag.

3 Laster

Dette kapittelet vil ta for seg utregning av lastene som påføres brukonstruksjonen. Som nevnt tidligere vil kapittelnummeret her tilsvare kapittelnummeret til vedlegget, og utregningene er koblet til hvert underkapittel i vedlegget. Altså vil alle utregninger i dette kapittelet være linket til vedlegg 3. Lastene vil få forskjellige lastfaktorer avhengig av om de er permanente eller variable, dette forklares nærmere i kapittel 3.4.

Lastkombinasjonene er en av de mest grunnleggende forutsetningene for oppgaven. Kapittel 3.4 viser en oversikt over lastene som virker samtidig for å gi antatt størst moment og skjær, samt andre lastkombinasjoner som kan gi en indikasjon for hvordan brua oppfører seg.

3.1 Permanente laster

Permanente laster er som navnet indikerer, laster som ikke varierer med tiden. Betongens egenvekt regnes som permanent last, selv om betongens vekt på grunn av faktorer som svinn, kan reduseres over lang tid. Landkarvingene, belegning, rekkverk og kantdrager regnes også som permanente laster, slik beregningsveiledningen tilsier.

3.1.1 Egenlast

Konstruksjonens egenvekt utgjør en såkalt egenlast. Egenlast fra bruas betongtverrsnitt, g_1 , beregnes ved å multiplisere betongens tyngdetetthet med dens tverrsnittsareal. For å gjøre utregningene enklere er tverrsnittsarealet A_c , hentet fra FEM-modellen. Dermed blir beregnet egenlast, g_1 , lik 252,5 kN/m.

Egenlast av bruas betongtverrsnitt inkluderes automatisk i analyser i *FEM-design*, men for sikkerhets skyld er disse verdiene dobbeltsjekket ved beregning for hånd.

3.1.2 Landkarvinger

I hver bruende er det 2 landkarvinger. Vingene har utforming som et rektangel kombinert med en trekant. Lasten vingene utgjør settes som en punktlast, P_v , i begge ender av brua. Punktlastene settes i massesenter av vingene, som utgjør 1,64 meter fra opplager. Oversiktstegningen av Storslett bru viser at vingene er 4550 mm lange. Det ble videre målt at

høyden totalt er 3400 mm, der rektangelet utgjør 300 mm av høyden. Ifølge ekstern veileder brukes ofte tykkelsen 500mm på disse landkarvingene. Dette gir volumet $4,21 \text{ m}^3$ per vinge, og derfor $8,42 \text{ m}^3$ på hver side av brua. Hver side vil ha en eksentrisk last P_v , på 210,40 kN som resultat av landkarvingene.

I FEM-modellen vil punktlastene plasseres på en fiktiv, uendelig stiv bjelkedel. Lasten fra landkarvingene vil danne strekk i overkant av bjelken, som vil motvirke noe av lastene fra egenvekten.

3.1.3 Belegning

Minstekrav i henhold til N400, tabell 5.1, sier at ved største spennvidde under 50 meter skal det brukes en dimensjonerende belegningsvekt på $3,5 \text{ kN/m}^2$ (Vegdirektoratet, 2015).

For bjelkemodellen multipliseres belegningslasten med bredde av veibane for å få riktig benevnning, altså kN/m. For dimensjonerende last fra belegning må belegningsvekt multipliseres med bredde av veibane (både kjørefelt og gangfelt). Veibanens bredde utgjør totalen av et gangfelt på 4 meter og to kjørefelt på 3,75 meter. Dette gir en belegningslast, q_1 , lik $40,25 \text{ kN/m}$ som vist i vedlegg.

3.1.4 Rekkverk

Det antas at rekkverket vil utgjøre en jevnt fordelt last på $0,5 \text{ kN/m}$ per rekkverk. For bjelkemodellen vil total last for rekkverk være den jevnt fordelte lasten multiplisert med antall rekkverk. Ettersom Storslett bru har totalt 3 rekkverk, et i hver ytterkant samt et som skiller gangfelt og kjørebane, vil dette gi en total rekkverkslast, q_2 , lik $1,5 \text{ kN/m}$.

For platemodellen vil rekkverk i ytterkant plasseres på modellen og utgjøre $0,5 \text{ kN/m}$ hver, mens rekkverket som skiller gangfelt og kjørebane neglisjeres. Dette begrunnes med at den ikke vil utgjøre stor forskjell for utregningen siden den har lav størrelsesorden relativ til de andre lastene på brua.

3.1.5 Kantdrager

Kantdragere inkluderes ikke som en del av tverrsnittet i FEM-modellene, men som last. Kantdragere tverrsnitt forenkles i forhold til tverrsnitt vist ved figur 4.4 i N400. Utgangspunktet for kantdragernes tverrsnitt hentes fra oversiktstegningene. I oversiktstegningen er det

kantragerne både i hver ytterkant samt en som skiller gangfelt og kjørebane. Midtre kantrager er av mindre størrelse og er derfor neglisjert, dermed betraktes kun kantrager i ytterkant. Kantragerne er markert med 500 mm bredde, men høyden var ikke markert på tegningene. De ble derfor målt til 600 mm. På bjelkemodellen utgjør kantragerne én jevnt fordelt last, q_3 , lik 15 kN/m, som utgjør lasten til begge kantragerne. På platemodellen settes en jevnt fordelt last i hver ytterkant, hvor hver last tilsvarer én kantrager.

Tabell 4 - Permanente laster

Laster	Benevning	Verdi
Egenlast	g_1	252,5 kN/m
Landkarvinge	P_v	210,4 kN
Belegning	q_1	40,25 kN/m
Rekkverk	q_2	1,5 kN/m
Kantrager	q_3	15 kN/m

3.2 Variable laster

Variable laster er som navnet indikerer, laster som varierer med tiden. Trafikk er i konstant bevegelse og vil derfor gå under kategorien variable laster. Vind og temperaturlaster endrer seg fra time til time og etter årstider, og går også under kategorien variable laster.

3.2.1 Trafikklast

Både i beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer og Eurokode 1-del 2: trafikklast på bruer, representeres trafikklast ved fire ulike lastmodeller. Lastmodell 2 (LM2) tar utgangspunkt i kontaktflaten til hvert hjul, lastmodell 3 (LM3) tar for seg spesialkjøretøy og lastmodell 4 (LM4) definerer lastene fra en stor ansamling mennesker. Lastmodell 1 (LM1) dekker flest effekter fra biler og lastebiler på bruer, og vil derfor være mest representativ for oppgaven.

LM1 består av to systemer: aksellast (TS) og jevnt fordelt last (UDL). Den jevnt fordelte lasten dekker tilfeller som kø og trafikkorker på brua, med en stor andel tunge kjøretøy. Aksellasten består av to akslinger som fanger opp kreftene fra de fire hjulene.

Brua som dimensjoneres har en bredde på 12 meter, som tilsvarer fire kjørefelt á 3 meter. Selv om det i virkeligheten bare er to kjørefelt og et gang- og sykkelfelt, dimensjoneres det for fire

kjørefelt. Det blir derfor ingen restarealer. Karakteristiske verdier for UDL og TS som benyttes i beregningene er hentet fra tabell 4.2 i EC1-del 2. Ifølge tabellen vil kun tre av kjørefeltene belastes med aksellaster fra TS, Q_{ik} , på henholdsvis 300 kN, 200 kN og 100 kN. I denne rapporten vil aksellastene benevnes P_{ik} .

Den jevnt fordelte lasten avhenger av hvilket kjørefelt som belastes. Det første kjørefeltet har karakteristisk last, q_{ik} , på 9 kN/m^2 , mens de resterende feltene har last på $2,5 \text{ kN/m}^2$. De karakteristiske lastene multipliseres også med en korreksjonsfaktor, α , som avhenger av denne belastningsrekkefølgen. Korreksjonsfaktoren er hentet fra nasjonalt tillegg (NA.4.3.2) i Eurokode 1: del 2. Korreksjonsfaktoren for aksellastene er 1,0 for alle de tre kjørefeltene. Korreksjonsfaktoren for UDL er 0,6 for det første kjørefeltet og 1,0 for de resterende. Den jevnt fordelte trafikklaster som påføres hvert kjørefeltene summeres og gir en total last, q_L .

Tabell 5 - Trafikklast

Kjørefelt, i	q_{ik}	P_{ik}
1	16,2 kN/m	150 kN
2	7,5 kN/m	100 kN
3	7,5 kN/m	50 kN
4	7,5 kN/m	0 kN

3.2.2 Vind

Det er tatt utgangspunkt i en forenklet metode for å beregne vind, som er hentet fra Eurokode 1-del 4: vindlaster på bruer. Vindens signifikans deles inn i ulike vindlastklasser. I henhold til N400 vil en platebru ha en vindpåvirkning tilsvarende vindklasse 1. En forutsetning for å kunne benytte nevnt metode for vindberegning, er at dynamisk responsberegning ikke er nødvendig. For vindklasse 1 antas dynamisk responsanalyse å ikke være nødvendig, og metoden kan derfor benyttes. Formel 8.2 fra EC1 del 1-4 ligger til grunn for utregning i dette underkapittelet.

$$F_w = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C * A_{ref,x}$$

V_b er basisvindhastighet for området, som beregnes ved å multiplisere referansevindhastighet med både en retningsfaktor og en årstidsfaktor. Retningsfaktor og årstidsfaktor har ifølge nasjonalt tillegg begge en verdi på 1,0. Referansevindhastigheten for Nordreisa kommune er gitt i nasjonalt tillegg, og har en verdi på 27 m/s .

Referanseareal, $A_{ref,x}$, viser til arealet som blir eksponert for vind. Denne beregnes ved å multiplisere høyden av brua med dens lengde. Høyden, d_{tot} , hentes fra tabell 8.1 i EC1 del 1-4. Dette resulterer i et referanseareal på 91 m^2 .

Deretter ble vindlastfaktoren C beregnet. Verdien for C finnes ved å multiplisere $C_{f,x}$ med C_e , der C_e er eksponeringsfaktoren og $C_{f,x}$ er kraftfaktoren uten fri omstrømming ved endene. $C_{f,x}$ brukes med verdi 1,3. Denne ble funnet ved å bruke verdien fra b/d_{tot} inn i figur 8.3 i EC1, som gir en avlesning på 1,3. For å finne C_e brukes figur 4.2 i EC1, som viser C_e som en funksjon av terrengklassene sammen med en høyde over terrenget. Det brukes høyde 10 meter over terreng sammen med terrengklasse 2. Terrengklasse 2 tilsier åpent terreng med lav vegetasjon og avstand mellom enkelthindringer på minst 20 ganger deres høyde. Ut ifra denne figuren leses det av en verdi på C_e lik 2,35. Med en eksponeringsfaktor lik 1,3 og kraftfaktor lik 2,35 fås en vindlastfaktor, C , lik 3,055.

Vindlasten i x-retning blir med disse verdiene beregnet til 126 kN totalt for hele brua, eller som en fordelt last på 4,85 kN/m. Vinden ville ført til en bøyning av brua om z-aksen, men siden brua er såpass bred, ville det ikke oppstått bemerkelsesverdige strekk- eller trykkrefter som følge av dette.

For vindlast i z-retning brukes en kraftfaktor $C_{f,z}$ på 0.9. Denne verdien hentes fra det nasjonale tillegget i EC1-4, og tilsier at den vertikale vindlasten er 90% av den horisontale. Dette gir en fordelt vindlast på 4,4 kN/m i vertikal retning. Vind i z-retning vil som regel føre til et løft av konstruksjonen, men siden den er betraktelig mindre enn betongens egenvekt vil ikke vertikale vindlaster påvirke brua i særlig grad. Betongens egenvekt (lik 252,5 kN/m) vil motvirke vinden på 4,4 kN/m og vindkraften i z-retning vil derfor også være neglisjerbar.

Tabell 6 - Vindlast

Last	Verdi
F_w (x-retning)	4,85 kN/m
F_w (z-retning)	4,4 kN/m

Basert på disse utregningene vil vind bli neglisjert for både z-retning og y-retning for håndberegningene. Virkningen av vinden vil drøftes videre i kapittel 9, der resultater fra *FEM-design* blir presentert.

3.2.3 Termisk last

Den termiske lasten blir betraktet som en jevnt fordelt temperaturandel i lengderetning (Standard Norge, 1991). Bruas relativt lave tverrsnittshøyde fører til at temperaturredifferansen på oversiden og undersiden ikke vil utgjøre store endringer, og dermed vil termisk påvirkning i vertikal retning bli neglisjert for å begrense oppgavens omfang.

Isotermkartet vist i figur NA.A1 og NA.A2 i EC1 del 1-5, illustrerer nedre og øvre representative lufttemperaturer for Norge. For Nordreisa kommune ligger disse verdiene på -25 og 34 grader. Fra avsnitt 6.1.1 i samme eurokode blir betongbruer kategorisert som brutype 3. I figur 6.1 finnes laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel basert på brutype, hvor laveste, $T_{e,min}$, tilsvarer en verdi på -17 mens høyeste, $T_{e,max}$, tilsvarer en verdi på 31.

I henhold til NA.A.1(3) settes normalt verdien for initialtemperatur på det aktuelle tidspunktet konstruksjonsdelen blir fastholdt (T_0) til 10 °C. Videre finner man karakteristiske verdier for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall, $\Delta T_{N,con}$ og $\Delta T_{N,exp}$. Med disse forutsetningene beregnes $\Delta T_{N,con}$ lik 27 (kontraksjon vil gi negativt fortegn) og $T_{N,exp}$ lik 21. Dette er de resulterende verdiene for termiske laster som påføres FEM-modellen.

Tabell 7 - Termisk påført last

$\Delta T_{N,con}$	-27
$\Delta T_{N,exp}$	21

Termisk last i lengderetning vil kun ha innvirkning på lagrene. Når betongen ekspanderer og kontraherer vil lagrene måtte tilpasse seg dette. Som nevnt tidligere prosjekterer har Afry valgt en løsning som innebærer bevegelige lagre på hver side, i motsetning til denne oppgaven som bruker statisk system med et fast innspent lager og et glidelager. I denne oppgaven vil dermed den termiske påvirkningen belaste det ene lagret i større grad, mens ved alternativ prosjektering vil påvirkningen fordeles ved begge opplagre.

Som nevnt tidligere ble platemodellen i *FEM-design* valgt bort med grunnlag i at det ble for tidkrevende. Temperaturlasten har derfor ikke blitt benyttet i videre utregninger, men vil bli drøftet i kapittel 9.

3.3 Last- og kombinasjonsfaktorer

Lastfaktor for egenvekt i bruddgrensetilstand avhenger om lastvirkningen er ugunstig eller gunstig. For vanlige betongbruer virker egenvekt som regel ugunstig, og er en rimelig antagelse for denne oppgaven. Sett i sammenheng med lastkombinering anses bidrag fra landkarvinger, belegning, kantdragere og rekkverk som å være en del av bruas egenvekt. Verdier i tabellen nedenfor er hentet fra Eurokode 0, tabell A1.2(B), Sett B.

Tabell 8 - Lastfaktorer ved bruddgrensetilstand

Last	Kombinasjonsfaktor	Lastfaktor dom. last	Lastfaktor ikke-dom. last
Egenvekt	0,89	1,35	$0,89 * 1,35 = 1,20$
Trafikklast	0,7	1,35	$0,7 * 1,35 = 0,95$
Temperaturlast	0,7	1,20	$0,7 * 1,20 = 0,84$
Vindlast	0,7	1,60	$0,7 * 1,60 = 1,12$

3.4 Lastkombinasjoner

Ulike lastkombinasjoner ble satt opp for å finne hvilken kombinasjon som ville gi største opptredende krefter i brua. Det er tatt utgangspunkt i resultater fra lastkapittelet, der vindlast og termiske laster ble neglisjert for beregningene videre.

For å unngå unødvendig mange lastkombinasjoner ble det fokusert på snitt som ville være mest aktuelle for de ulike lasttilfellene. Lasttilfellet hvor tre tunge kjøretøy står plassert midt i felt i hver sin kjørebane, vil danne størst bøyemoment. Derfor vil beregningene knyttet til bøyemomentet basere seg på et snitt midt i brua. Siden aksellastene har en avstand på 1,2 meter, vil hver punktlast plasseres med 0,6 meter unna midten av bjelken. Dette refereres til som lasttilfelle 1 i henhold til Tabell 9.

Tabell 9 - Lasttilfeller for maksimalt skjær og moment

Trafikklast					
Lasttilfelle	Laster	Kjørefelt 1	Kjørefelt 2	Kjørefelt 3 (gang og sykkelvei)	Kommentar
1 Maks moment	Lastebil	Midt i felt	Midt i felt	Midt i felt	Alle kjøretøy står parallelt, i hver sine kjørefelt, midt på brua.
	1.1: Jevnt fordelt last (UDL)				
	1.2: Dobbel-aksling (TS)				
2 Maks skjær	Lastebil	Rett ved støtte	Rett ved støtte	Rett ved støtte	Alle kjøretøy står parallelt, i hver sine kjørefelt, rett ved støtte (lager).
	2.1: Jevnt fordelt last (UDL)				
	2.2: Dobbel-aksling (TS)				

Det vil derimot bli størst skjærkrefter dersom det er store krefter rett ved opplager, som resulterer i at snittet som blir gransket finner sted en avstand d fra opplager. De samme tre lastebilene står derfor i dette snittet. Aksellastene plasseres dermed 1 og 2,2 meter unna opplager. Dette viser til lasttilfelle 2 i Tabell 9.

Moment om x -aksen, altså moment grunnet eksentriske laster, vil oppstå dersom det er store laster langt fra senterlinja til brua. Også her vil det kritiske snittet finne sted på midten av brua. Den største aksellasten plasseres i samme kjørebane som den største UDL. Dette vil være kjørebane med størst eksentrisitet til senterlinja. På denne måten vil de største opptredende momentene i denne retningen bli inkludert. Tabell 10 viser en oversikt over plasseringen av de tunge kjøretøyene.

Tabell 10 - Antatt stort moment om x -aksen

3 Mulig stort moment om x -aksen	Lastebil	Midt i felt	Midt i felt	x	Kjøretøy står parallelt, i hver sine kjørefelt, midt på brua.
	4.1: Jevnt fordelt last (UDL)				
	4.2: Dobbel-aksling (TS)				

I dette kapittelet er det kun lagt vekt på aktuelle lastkombinasjoner og -tilfeller. Det er ikke tatt hensyn til dominerende laster og medfølgende kombinasjonsfaktorer, ettersom dette kommer i neste kapittel. Som tabellene viser, er det også dimensjonert for tunge kjøretøy på gang- og sykkelveien. Gang- og sykkelveien er 4 meter bred, som betyr at det er mulig å kjøre på den ved brøyting eller nødtilfeller. Derfor vil også denne bli tatt med i beregningene.

4 Opptredende krefter

Basert på tidligere beregninger og slutninger, vil både vindlast og termisk last utgjøre en minimal påvirkning. Derfor ble det konkludert med at det ikke var nødvendig å benytte disse lastene for videre dimensjonering. På tross av dette ble lastene likevel påført både bjelke- og platemodellen i *FEM-design*. De opptredende kreftene ble beregnet både ved hjelp av *FEM-design* og for hånd.

4.1 Bjelkemodell og platemodell i FEM-design

Tilfellene 1 og 2 ble påført bjelkemodellen. Som en påminnelse er disse henholdsvis det tilfellet som gir størst bøyemoment og størst skjærkraft.

Siden den opprinnelige fremgangsmetoden gikk ut på å benytte platemodellen i større grad, ble også lastene påført denne modellen. Det vil i dette kapittelet være naturlig å forklare hvordan lastene ble påført begge modellene, både bjelke- og platemodellen.

Delkapitler tilhørende 4.1 vil presentere opptredende krefter ved bjelkemodellen, M_y og V_z . Beregningene for M_x vil derimot presenteres i kapittel 4.2 Håndberegninger.

4.1.1 Laster i FEM-design

For de nevnte modellene ble lastene ulikt plassert. I bjelkemodellen ble de fordelte lastene fra LM1 gjort om til én jevnt fordelt last over hele bjelken, og alle aksellastene ble slått sammen slik at det var 2 stykk punktlaster á 600 kN med en avstand 1,2 meter fra hverandre. I platemodellen var det derimot nødvendig at benevningen for UDL var i kN/m^2 . Hver aksellast (TS) ble delt opp i to hjul, slik at det ble fire punktlaster på henholdsvis 150kN, 100kN og 50kN. Disse ble plassert i hver sitt kjørefelt slik LM1 antyder.

Temperaturlasten utgjorde en jevnt fordelt last på bjelkemodellen, mens på platemodellen ble den et jevnt fordelt areal. Vindlasten ble i begge modellene plassert likt, der lasten ble plassert i y-retning. Som nevnt i kapittel 3, vil egenlasten inngå automatisk i modellene i *FEM-design*.

4.1.2 Lastkombinasjoner med lastfaktorer

For å finne de opptredende kreftene ble det gjort separate utregninger for tilfellene hvor trafikklast er dominerende last og når egenvekt er dominerende last. Som tabell 8 i kapittel 3.3 viser, blir lastene ganget med en faktor som varierer ut ifra hvilken lastgruppe som regnes som dominerende.

4.1.3 Resultater fra FEM for bjelkemodellen

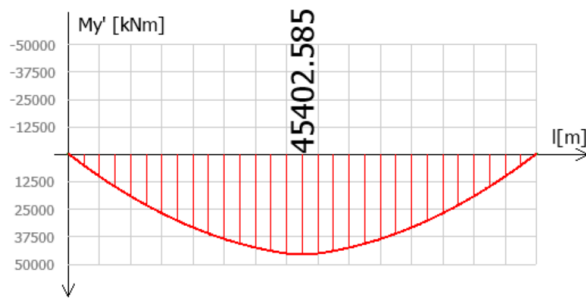
Tabellen under viser resultatene fra de forskjellige lastkombinasjonene som ble satt opp i bjelkemodellen i *FEM-design*. Hovedpoenget med analyse av modellen er å finne største mulige belastninger på brua, gitt ulike lastkombinasjoner.

Tabell 11 - Lastkombinasjoner

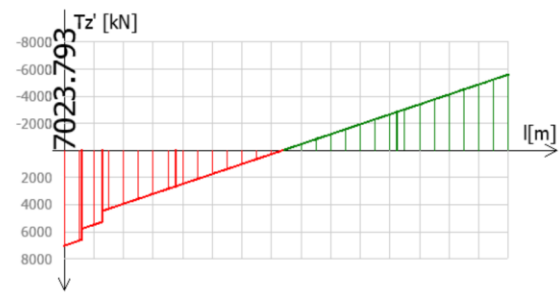
Lastkombinasjon	$M_{y_{max}}$	$V_{z_{max}}$
1.1 Moment med egenlast som dominerende	44372 kNm	6475 kN
1.2 Moment med trafikklast som dominerende	45402 kNm	6313 kN
2.1 Skjær med egenlast som dominerende	38216 kNm	6975 kN
2.2 Skjær med trafikklast som dominerende	36655 kNm	7024 kN

Som tabell 11 viser, er største opptredende krefter gitt av lastkombinasjonene der trafikklasten er dominerende. Ut fra tabell 8 i kapittel 3.3 virker dette logisk med tanke på de ulike lastfaktorene. Dersom egenlasten er dominerende ganges den med 1,35 mens nyttelastene ganges med 0,95. Mens når nyttelasten er dominerende, blir denne ganget med 1,35 mens egenlasta blir ganget med 1,20.

Ut fra analyseresultatene vil følgende maksimumsverdier være grunnlag for videre beregninger av tverrsnittskapasitetene:



Figur 6 - Maksimalt moment



Figur 7 - Maksimalt skjær

$$M_{Ed} = 45402,59 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 7023,79 \text{ kN}$$

4.2 Håndberegninger

Kreftene som er presentert i det foregående kapittelet er også dobbeltsjekket ved håndberegninger. Disse verdiene blir presentert i kapittel 4.2.1. Videre ble platemodellmetoden (metode 1) erstattet med håndberegninger som vektlegger per meter (metode 2). For bjelken ble det delt inn per meter bredde, mens det for utkrageren ble delt inn i per meter lengde. Disse utregningene blir presentert videre i kapittel 4.2.

4.2.1 Kvalitetssjekk av FEM-design resultatene

Som nevnt i 4.1.3, vil lasttilfellet der trafikklastene er dominerende være utslagsgivende for størst opptredende krefter. Derfor ble kvalitetssjekken kun beregnet med trafikklasten som dominerende last. Kvalitetssjekken foretas kun for å validere *FEM-design*-resultatet, og brukes ikke for videre beregninger.

Først ble kreftene fra den fordelte lasten beregnet. Det neste steget er å beregne kreftene fra punktlasten. Så benyttes superposisjonsprinsippet for å finne de opptredende kreftene når begge tilfellene virker samtidig. Denne framgangsmåten brukes både for kvalitetssjekk av opptredende moment, og for opptredende skjær.

Først beregnes opptredende moment. For den fordelte lasten (UDL) ble det opptredende momentet beregnet til 35879,55 kNm. Aksellastene (TS) ble slått sammen til en enkelt punktlast midt i bjelken. En slik metode vil gi et større moment enn det som faktisk opptrer, og

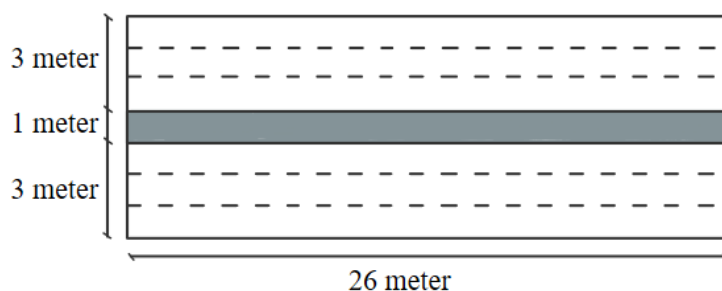
vil altså gi en konservativ forenkling. Det opptredende momentet fra punktlasten blir beregnet til en verdi på 10725,00 kNm. Med superposisjonsprinsippet vil dette gi en opptredende momentkraft midt i felt lik 46604,55 kNm. Denne verdien er noe større enn utregnet verdi fra *FEM-design*, men verdien er relativ lik, og det er derfor forsvarlig å benytte utregnet verdi fra programmet.

For skjærkraften ble UDL plassert likt som i utregningen for momentet. Derimot plasseres aksellastene rett over opplager. Dette fører til at kreftene som virker, ikke forplanter seg utover bjelken, men heller vil skape en motkraft i opplageret med tilsvarende størrelse. Igjen ble superposisjonsprinsippet benyttet, og det ble beregnet en skjærkraft på 7169,93 kN. Også her ble verdien noe større enn verdien fra *FEM-design*, men fortsatt ganske lik.

Kvalitetssjekken viser til en forskjell mellom håndberegningene og *FEM-design*-analysen lik 3 % for momentet, og 2 % for skjærkreftene. Basert på disse utregningene er *FEM-design*-resultatene validert.

4.2.2 Karakteristiske laster på bjelken

I håndberegningene for bjelken er det brukt en bredde på 1 meter og høyde på 1,1 meter, som tilsier at området som beregnes er den tykkeste delen av tverrsnittet. Figur 8 viser til inndelinga av bjelkedelen av brua. Som figuren viser, tilsvarer bjelkedelen 7 meter av brua. De resterende 5 meterne (2,5 meter på hver side) blir beregnet som utkragerer. Beregninger for utkrageren vil bli presentert senere i dette kapitlet. Det grå området er det avgrensede området som benyttes for beregningene utført for bjelken.



Figur 8 - Inndeling av bjelken

For håndberegningene ved 1 meters bredde ble følgende laster påført bjelken:

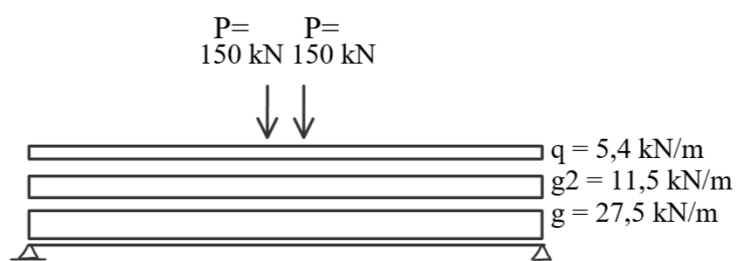
Tabell 12 - Karakteristiske laster på bjelken

Laster	Karakteristisk
Egenvekt	27,5 kN/m
Belegning	3,5 kN/m
Rekkverk	0,5 kN/m
Kantdrager	7,5 kN/m
Trafikklaster (UDL)	5,4 kN/m
Trafikklaster (Aksel)	150 kN

Egenlasten er utregnet ved 1 meter bredde, 1,1 meters høyde ganget med tyngdetettheten på 25 kN/m³. Belegningen ble bestemt fra lastkapittelet som viser til at belegningslasten er 3,5 kN/m². Kantdrager og rekkverk ble oppsatt i det begrensede området selv om disse egentlig er plassert på bruas yttersider. Dette ble avgjort for å ikke miste laster selv om området ble avgrenset. Dette vil derfor gi en mer konservativ løsning. Den fordelte lasten fra LM1 var oppgitt som 5,4 kN/m², som gir en last på 5,4 kN/m når bredden begrenses til 1 meter. Aksellastene tilsvarer lasten fra to hjul, men for håndberegningene vil kun ett hjul i hver av de to akslingene virke i det beregnede området. Med den største aksellasten på 300 kN som utgangspunkt, blir de to virkende punktlaster i håndberegningene lik 150 kN. Se figur 9 for illustrasjon på hvordan dette ser ut på bjelken.

4.2.3 Lasttilfelle for bjelken

Figur 9 viser en illustrasjon over de medregnede lastene. g_1 viser til egenlasten til betongen, g_2 er de andre permanente lastene slått sammen, mens q er den jevnt fordelte lasten fra LM1. De to punktlaster er en halv aksellast hver.



Figur 9 - Laster på bjelken

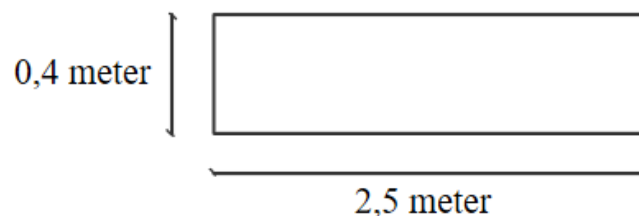
For videre utregning ble de permanente lastene slått sammen til 39 kN/m. Dette kan gjøres fordi de har samme lastfaktor og oppfører seg på samme måte. Først ble opplagerkraften bestemt slik at det var mulig å snitte midt i felt. Tilfellet der egenlasten er dominerende gir moment midt i felt lik 6649,11 kNm/m. Derimot blir opptredende maksimummoment for tilfellet der trafikklasta er dominerende, lik 7081,61 kNm/m. Dimensjonerende opptredende moment, M_{Ed} , brukes derfor videre med verdi 7081,61 kNm/m.

Tabell 13 - Resulterende moment i bjelke

Egenlast som dominerende	6649,11 kNm/m
Trafikklast som dominerende	7081,61 kNm/m

4.2.4 Karakteristiske laster på utkrager

Fra figur 3 ser man at utkragerne har varierende tykkelse. Det ble bestemt at utkragerene skulle forenkles til en geometri med konstant tykkelse for å gjøre utregningene enklere. Tykkelsen ble da satt til å være lik medianen av de originale tykkelsene. Det er derfor brukt tykkelse 0,4 meter for hele utkrageren, selv om tykkelsen varierer fra 0,3 meter ytterst på utkrageren til 0,5 meter nærmest bjelken. Tykkelsen for beregningene er basert på at den reelle egenvekten må opprettholdes, samtidig som at tykkelsen ikke må være for stor som fører til urealistisk momentkapasitet. Overgangen fra utkrager til bjelke blir omgjort til en forlengelse av utkrageren. Det er 0,5 meter bredde som inngår i overgangen. Når denne gjøres om til en del av utkrageren vil de opptredende kreftene bli større. Dette er en konservativ avgjørelse, siden tverrsnittet av utkrageren egentlig vil ha større kapasitet enn det som beregnes senere i oppgaven.



Figur 10 - Forenklet skisse av utkrager

Trafikklastene settes på likt som for bjelken. Den fordelte lasten har verdi 5,4 kN/m. Aksellastene påføres med to meters mellomrom (Standard Norge, 1991). For utkrageren vil

dette tilsi at det ene hjulet plasseres lengst ut på utkrageren med det andre hjulet to meter lenger inn. Dette vil skape størst opptredende momentkrefter på utkrageren.

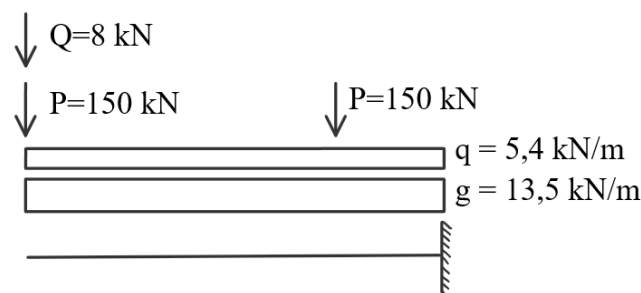
Videre blir egenlasten beregnet til å være 10 kN/m, basert på tyngdetettheten ganget med tykkelsen og bredden. Belegningen får samme verdi som for bjelken, 3,5 kN/m. Rekkverk og kantdrager blir betraktet som en punktlast ytterst på utkrageren. Disse lastene er jevnt fordelt for brua, men for snitt midt i brua vil disse fungere som punktlaster. Rekkverket har en verdi på 0,5 kN/m mens kantdrageren har verdi på 7,5 kN/m. Disse blir slått sammen til en punktlast Q slik figur 12 viser.

Tabell 14 - Karakteristiske laster på utkrager

Laster	Karakteristisk
Egenvekt	10 kN/m
Belegning	3,5 kN/m
Rekkverk	0,5 kN
Kantdrager	7,5 kN
Trafikklast (UDL)	5,4 kN/m
Trafikklast (Aksel)	150 kN

4.2.5 Lasttilfelle for utkrager

Figur 11 viser de medregnede lastene for utkrageren.



Figur 11 - Laster på utkrager

Også for utkrageren ble det satt opp to lasttilfeller, der trafikklast og egenlast settes på som dominerende etter tur. Henholdsvis for egenlast og trafikklast som dominerende, ble opptredende moment rett ved innspenningen lik 524,10 kNm/m og 704,91 kNm/m. Dette tilsier at opptredende moment i utkragerne er basert på trafikklast som dominerende last. Ut ifra dette brukes $M_{Ed} = 704,91 \text{ kNm/m}$ for videre utregninger.

Tabell 15 - Resulterende moment på utkrager

Egenlast som dominerende	524,10 kNm/m
Trafikklast som dominerende	704,91 kNm/m

5 Spennkraft

Dette kapitlet vil ta for seg spennarmering og dens spennkraft. Innledningsvis presenteres valgte spesifikasjoner for spennarmering og -kabler. Disse spesifikasjonene benyttes videre for å finne nødvendig mengde spennarmering som kreves for å motvirke det opptredende momentet. Denne armeringsmengden, altså spennarmeringens tverrsnittsareal, utgjør grunnlaget for kraften som påføres konstruksjonen ved oppspenning av spennkablene.

5.1 Spennarmering

Som nevnt tidligere blir det tatt utgangspunkt i at spennarmeringen skal oppta alle de opptredende kreftene i brua, samt at det beregnes per meter av bruas bredde.

5.1.1 Dimensjoner

Valgte spennkabler består av 19 armeringstau, hvor hvert tau har et tverrsnittsareal på 140 mm². Sammenlagt utgjør alle de 19 tauene et tverrsnittsareal på 2660 mm². Med denne kabeltypen vil spennkablene ha utvendig rørdiameter på 110 mm (Vegvesenet, 2017).

5.1.2 Armeringsmengde

Fra kapittel 4 avsnitt 4.2.3 vises det til en største opptredende kraft som virker på midten av bruas felt, M_{Ed} , lik 7081,61 kNm/m. Nødvendig spennarmeringsbehov med utgangspunkt i M_{Ed} blir beregnet i tilhørende vedlegg, ved formelen:

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{z * f_{pd}}$$

Dette gir et armeringsbehov på 5815,52 mm² per meter bru, som tilsvarer 2,19 spennkabler. For hele bjelkens tverrsnitt gir dette 15,33 kabler, som rundes opp til 16 hele kabler. Dette gir en total armeringsmengde på 42560 mm².

5.1.3 Sjekk mot balansert armeringsmengde

Armerte betongkonstruksjoner bør være normalarmerte (også kalt underarmert), som tilsier at armeringen flyter før betongen knuses. Konstruksjonen vil da være armert for å gi et forvarsel

dersom opptredende krefter blir for store, og det er fare for kollaps. For at konstruksjonen skal være underarmert må armeringsmengden være mindre enn den beregnede balanserte armeringsmengden. For å beregne den balanserte armeringsmengden må α_{bal} defineres først. For spennarmering benyttes formel:

$$\alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)}$$

I utregningene blir det tatt utgangspunkt i en effektiv tøyningdifferanse, ε'_{p0} , lik $6,3 \cdot 10^{-3}$. Denne verdien hentes fra *Betongkonstruksjoner* og er en antagelse. I vedlegg blir α_{bal} beregnet til en verdi på 0,78. Armeringsmengden som fører til at armering flyter samtidig som betongen går i brudd, også kalt balansert armeringsmengde, beregnes til $69458,57 \text{ mm}^2$. Dette er basert på formelen:

$$A_{p,bal} = 0,8 * \alpha_{bal} * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_s * \frac{f_{yd}}{f_{pd}}$$

Ved å sammenligne balansert armeringsmengde lik $69458,57 \text{ mm}^2$ med den beregnede armeringsmengden på 42560 mm^2 , er det tydelig at konstruksjonen er underarmert.

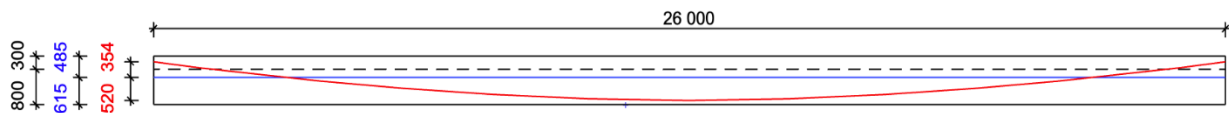
5.1.4 Eksentrisiteter

Eksentrisitetene til spennarmeringen avgjør hvor mye moment som tas opp i kablene. Eksentrisitetene måles fra tyngdepunktsaksen til tverrsnittet. Tyngdepunktsaksen ble funnet ved hjelp av *FEM-design*, ved at tverrsnittet ble tegnet opp og tyngdepunktet ble lokalisert. I z-retning er tyngdepunktet lokalisert 615,2 mm over underkant av bjelken. Dette tilsier 484,8 mm under overkant.

Videre ble total eksentrisitetshøyde, e , funnet ved å lastbalansere ($M_P = M_{Ed}$). Denne utregningen tar for seg ett snitt som representerer per meter bru. Innsatt for M_{Ed} er det opptredende momentet som spennkraften skal motvirke, altså 7081,61 kNm/m. Ved å benytte spennkraften $P_{m0} = 8106,83 \text{ kN/m}$ (nærmere forklart i 5.2) får e en verdi på 874 mm. Høyden fra underkant av bjelke opp til tyngdepunktsaksen er som nevnt 615,2 mm, som tilsier at spennkabelen må legges med endeeksentrisiteter. Dermed vil spennarmeringen være i eksakt balanse med de opptredende kreftene midt i felt. Likevel må det poengteres at momentene i

endene av brua ikke vil være balansert, siden det ikke er ytre laster som kan motvirke momentet forårsaket av endeeksentrisitetene.

Midteksentrisiteten som stemmer overens med tverrsnittet og d-verdien som tidligere har blitt brukt, ble beregnet til 520 mm. Dette fører til at endeeksentrisitetene fikk en verdi på 354 mm. Se Figur 12 - Spennarmeringsprofilfigur 13 nedenfor for illustrasjon.



Figur 12 - Spennarmeringsprofil

Den blå linjen illustrerer tyngdepunktsaksen, mens den røde parabelformede linjen viser beliggenheten til spennarmeringen. Den stiplede linja viser til bruas utforming, der 300 mm er tykkelsen av utkragerne.

5.2 Tap av spennkraft

Som nevnt tidligere i kapittel 2.2.3, vil det ved oppspenning av spennkablene benyttes jekk som påfører kablene en strekkraft, ofte kalt jekkekraft. Denne strekkraften blir en trykkraft når kablene forankres, og omtales da som spennkraft.

Den initiale forspenningskraften som påføres betongen umiddelbart etter oppspenning, P_{m0} , er valgt som dimensjonerende spennkraft i denne rapporten. Dette er en avgjørelse som er tatt for å sikre fremgang, samtidig som det er en anbefalt verdi gitt av EC2. P_{m0} vil med aktuelt tverrsnittsareal for spennarmeringen, A_p , bli lik -59328,64 kN. Spennkrafta vil av ulike årsaker reduseres fra den opprinnelig målte jekkekrafta. Denne reduksjonen omtales som tap av spennkraft. Videre i dette avsnittet vil hovedårsakene til spennkrafttap undersøkes nærmere.

5.2.1 Tap av tøyingsdifferanse

I forkant av opprettet heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongen, som i dette tilfellet vil være før utsparingsrørene injiseres, vil tap av tøyingsdifferanse kunne oppstå.

Dette tapet kan skyldes ulike forhold. Aktuelle forhold for etteroppspente betongkonstruksjoner er låsetap og friksjonstap, som utgjør umiddelbare tap.

Låsetap er en konsekvens av at jekkekraften fjernes og spennstålet forankres med kilelåser. Når kraften overføres fra jekken og til forankringen, vil spennstålet kunne gli noe millimeter før kilen låser seg. Beregnet låsetap, som vist i vedlegget, er i henhold til *Betongkonstruksjoner*.

På grunn av spennarmeringens form vil dens lengde, L_{bue} , i realiteten være lengre enn bruas lengde, L , dersom den strekkes ut. Som en forenkling antas det for denne oppgaven at $L_{bue} = L$. Dette medfører at lengden til spennarmeringen betraktes som litt kortere enn den faktisk er. Videre settes låseglidning, $\Delta L_{lås}$, lik 6 mm, ettersom dette anses som en vanlig antagelse (Vegvesenet, 2017). Spennkrafttap på grunn av låsing beregnes ved formelen:

$$\Delta P_{lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * P_{jekk}$$

Resultatet av denne formelen gir et tap på 1966,2 kN.

Friksjonstap er spesielt for etteroppspente konstruksjoner, siden etteroppspenning fører til friksjonskrefter som motvirker glidning mellom spennstålet og utsparingsrøret. Tap av friksjon er gitt for en spesifikk lokasjon i tverrsnittet, og beregnes ved formelen:

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

Her benyttes x som avstanden langs spennkabelen, hvor startpunkt er der forspenningskraften er lik P_{max} . P_{max} er spennkraften ved jekkens plassering, altså ved $x = 0$. Friksjonskoeffisienten μ avhenger av overflateegenskapene for spennkabelen og kabelrøret, forekomsten av rust, forlengelsen av spennkabelen og spennkabelens profil (Sørensen, 2010). Verdi for μ settes lik $0,18 \text{ rad}^{-1}$, ettersom denne verdien er innenfor anbefalte verdier gitt av både EC2 og *Beregningsveiledning*.

I tillegg samsvarer denne verdien med den som er benyttet hos eksternt bedrift. Følgelig vil verdi for variabelen k kunne settes lik 0,005 rad/m. Variabelen k utgjør bidraget fra en utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler per lengdeenhet. Denne verdien er også bekreftet å være akseptabel for 19-taus kabler ifølge *Beregningsveiledning*. Den parabelformede spennarmeringen har en pillhøyde tilsvarende midteksentrisiteten e_2 , lik 0,52 meter. Det forutsettes små vinkler slik at $\cos\theta \approx 1$ og $\sin\theta \approx \theta$. Spennkrafttap beregnes for to snitt, midt i felt og ved den passive forankringen.

Første steg i beregningene er å bestemme spennkabelens vinkelendringer θ , som beregnes på grunnlag av dens helninger θ_A , θ_B og θ_m . Deretter kan tap på grunn av friksjon beregnes etter følgende formel:

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

I midtsnitt blir friksjonstapet, $\Delta P_{\mu}(x = 13)$, lik 1618,35 kN. Mens ved den passive forankringen blir friksjonstapet, $\Delta P_{\mu}(x = 26)$, nesten dobbelt så stort med en verdi på 3195,01 kN.

Totalt spennkrafttap ΔP beregnes til 5151,21 kN ved å summere spennkrafttapene fra låse- og friksjonstap. Spennkrafttapet viser hvor mye kraft spennarmeringen reduseres med umiddelbart etter oppspenning. Ifølge EC2 viser P_{max} til den største spennkraften konstruksjonen utsettes for. P_{max} gjelder det øyeblikket konstruksjonen spennes opp, og det ikke er tatt hensyn til de umiddelbare tapene. Derfor blir $P_{m0.faktisk}$ beregnet ved å trekke de beregnede tapene fra den maksimale oppspenningskraften. Dette blir gjort i vedlegget, og resulterer i en faktisk spennkraft lik -57667,35 kN.

Som nevnt innledningsvis vil dimensjonerende spennkraft i denne rapporten være basert på P_{m0} . Den faktiske spennkraften $P_{m0.faktisk}$ sammenlignes med verdien P_{m0} som brukes i rapporten. Fra denne sammenligningen er det tydelig at avgjørelsen om å benytte P_{m0} rettfærdiggjøres. Differansen mellom de er 1661,29 kN, som tilsvarer 2,8 %. Den faktiske oppspenningskraften vil være litt mindre enn kraften som benyttes for videre utregninger. Likevel tilsvarer den litt over 97 % av P_{m0} og det er derfor en ubetydelig forskjell på utregningene.

5.2.2 Tidsavhengige tap

Kryp, svinn og relaksasjon er tidsavhengige effekter som vil svekke konstruksjonen i løpet av dens levetid. Man skiller på disse effektene ved at kryp og svinn opptrer i betongen, mens relaksasjon opptrer i spennstålet. Beregninger av tidsavhengige tap foretas for bruksgrensetilstand, dermed vil mer detaljert beskrivelse av hver effekt komme i kapittel 7.2.

6 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand bestemmes konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd, der materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter definerer grunnlaget for beregningene. For beregningene som er utført i dette kapitlet er det tatt utgangspunkt i at spennarmeringen tar opp alle opptredende krefter på brua, både permanente og variable laster. I dette kapitlet er bruas bredde forenklet fra 12 meter til 7 meter, siden bruas tykkeste tverrsnittsdeler er 7 meter bred. Denne forenklingen er gjort med bakgrunn i at resterende bredde kommer fra utkragerne, som ville gitt et svært lite bidrag til kapasiteten. Dette er en konservativ løsning, siden momentkapasiteten fra utkragerne ikke blir medregnet.

6.1 Tverrsnittskapasiteter

6.1.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten M_{Rd} beregnes ved å benytte formelen:

$$M_{Rd} = 0,8 * \alpha(1 - 0,4 * \alpha) * f_{cd} * b * d^2$$

Der α finnes fra formelen:

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_p + f_{yd} * A_s}{0,8 * f_{cd} * b * d}$$

For beregninger per meter av bruas bredde vil α få en verdi på 0,47 som gir en momentkapasitet på 7007,90 kNm/m. Her er verdiene for d og b hhv. 948,09 mm og 1000,00 mm. Opptredende moment ble beregnet til 7081,61kNm/m, så kapasiteten er derfor lavere enn moment gitt av opptredende laster.

For beregninger av hele bruas bredde vil α få en verdi på 0,49 som gir en momentkapasitet på 50638,86 kNm. Her er verdiene for d og b hhv. 948,09 mm og 7000,00 mm. Opptredende moment er gitt ved analyseresultater fra *FEM-design* lik 45402,59 kNm, dermed er kapasiteten høyere enn de opptredende kreftene.

Som utregningen viser, er det bare tilstrekkelig kapasitet dersom hele bruas bredde betraktes. Det kan være flere årsaker til dette. En mulighet er at beregningene per meter benytter beregnet armeringsbehov, mens det i hele brua vil være et opprundet armeringsareal. Mer refleksjon rundt dette kommer i kapittel 9.

6.1.2 Skjærkapasitet

For skjærstrekkkapasiteten er det tatt utgangspunkt i både sprukket og usprukket tverrsnitt. På denne måten vil det være mulig å kontrollere kapasiteten for begge tilfeller dersom det viser seg at tverrsnittet risser.

For å beregne urisset skjærstrekkkapasitet benyttes følgende formel fra EC2:

$$V_{Rd,c} = \frac{I * b_w}{S} * \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l * \sigma_{cp} * f_{ctd}}$$

Verdiene for I og S er hentet fra FEM-modellen. Arealtreghetsmomentet skal være om y-aksen, siden skjærkrefter i z-retning benytter denne variabelen. S defineres som arealet over tyngdepunktsaksen, ganget med det tilhørende arealets arm til den samme tyngdepunktsaksen. Både I_y og S ble i tillegg beregnet for hånd slik at verdiene fra programvaren kunne dobbeltsjekkes. Selv om utregningene ikke blir helt identiske, gir håndberegning omtrent de samme verdiene. Verdiene fra programmet er dermed benyttet videre i utregningene fordi de er mer nøyaktige enn håndberegningene.

For etteroppspente kabler settes faktoren α_l lik 1,0. σ_{cp} er et forholdstall mellom spennarmeringens trykkrefter og betongens areal, og vil dermed vise til hvor store trykkreftene er per kvadratmillimeter betongareal. f_{ctd} viser til betongens dimensjonerende strekkfasthet. Kapasiteten for urisset tverrsnitt ble beregnet til en verdi på 15532,33 kN.

For å beregne risset skjærstrekkkapasitet benyttes følgende formel fra EC2:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right) * b_w * d$$

Som nevnt i kapittel 2.1.1 er det valgt en tilslagsstørrelse, d_g , lik 16 mm. Ifølge nasjonalt tillegg tilhørende EC2 vil dermed k_2 settes lik 0,18. Siden faktoren $C_{Rd,c}$ avhenger av faktoren k_2 , vil $C_{Rd,c}$ få en følgende verdi på 0,12. Videre er k og ρ_l beregnet til 1,459 og 0,006. Begge verdiene er lavere enn maksverdiene på henholdsvis 2,0 og 0,02. For k_1 benyttes en verdi på 0,15 ettersom denne tilsvarer verdien som blir benyttet i EC2 for bjelker påført trykkrefter. I dette tilfellet kommer trykkreftene fra spennarmeringen. Med disse verdiene blir skjærstrekkkapasiteten for risset tverrsnitt lik 8037,59 kN.

De beregnede kapasitetene ble sammenlignet, og det viste seg at kapasiteten for sprukket tverrsnitt ble dimensjonerende med kapasitet på 8037,59 kN. Uriset tverrsnitt har kapasitet på cirka 15532 kN. Opptredende skjærkrefter er 7024 kN, som betyr at selv et oppriset tverrsnitt ville hatt stor nok kapasitet. Det er derfor beregningsmessig ikke behov for skjærarmering i tverrsnittet, men det settes inn minimumsarmering i henhold til krav i EC2.

7 Bruksgrense

For en vellykket prosjektering er målet at konstruksjonen tilfredsstillt krav tilknyttet bruk og formål for hele dens brukstid. Det er også et mål om å opprettholde god bestandighet. Dette kapittelet vil ta for seg de tre viktigste kontrollene ved bruksgrensetilstand, som omhandler kontroll av spenninger, nedbøyning og riss. Vibrasjoner blir ikke inkludert i denne oppgaven, men er ofte en del av mer omfattende bruksgrensekontroller.

7.1 Spenningsbegrensning

Kontroll av betongens trykk- og strekkspenning foretas ved spenningsberegninger. Trykkspenninger skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krepdeforarasjoner ettersom disse kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon (Sørensen, 2010). Strekkspenninger skal begrenses for å unngå uelastisk tøyning, uakseptabel opprissing eller deformasjon (Standard Norge, 1992). Som forutsetning for spenningsberegningene antas et ikke-risset tverrsnitt (stadium I).

Ved oppspenningstilstand påføres bjelken en trykkraft når spennarmeringen kappes. Kraften opptrer som heftspenninger mellom betongen og spennarmeringen ved bjelkeenden. Som presisert i delkapittel 2.2.3 tas det utgangspunkt i at oppspenning vil skje 28 døgn etter støping. Som nevnt i kapittel 5.2 er dimensjonerende spennkraft beregnet ved formelen for P_{m0} i henhold til EC2. Siden spennkraften virker aksialt på konstruksjonen vil den videre få benevning N_p . Spennkraften er en trykkraft som sammen med differansen mellom tyngdepunktsaksen, y_t , og spennarmeringens beliggenhet, e , utgjør et moment, M_p , på -30152 kNm.

På grunnlag av transformert tverrsnitt og laster fra oppspenning, undersøkes både spenning i betong ved overkant og underkant av tverrsnitt. Resultatene ble som følger: Spenning ved underkant av tverrsnittet tilsvarer en trykkspenning lik 20,78 N/mm². Spenning ved overkant av tverrsnittet tilsvarer en strekkspenning lik 9,96 N/mm².

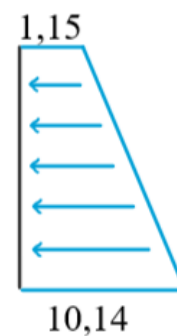
Følgende fra EC2 må være tilfredsstillt for beregnet trykkspenning: $\sigma_c \left(\frac{h}{2}\right) \leq 0,6 * f_{ck}$.

Dette gir et krav til trykkspenninger mindre eller lik $27 \frac{N}{mm^2}$. Spenning i tverrsnittets underkant, som ble beregnet lik $20,78 \text{ N/mm}^2$, ligger innenfor kravet og er dermed tilstrekkelig.

Videre sjekkes overkanten av betongen opp mot kravene i N400. Det er gitt at strekkspenninger skal begrenses til en verdi mindre enn betongens strekkfasthet, f_{ctm} . For B45 er f_{ctm} lik $3,80 \text{ N/mm}^2$ (Standard Norge, 1992). Spenningen ble beregnet med en verdi på $9,96 \frac{N}{mm^2}$, som viser seg å være altfor stort. Det vil derfor ifølge disse beregningene dannes riss i overkant av brua.

Ved et slikt tilfelle vil spennkraften løfte bjelken opp og dermed gi bjelken en oppadrettet krumning. Samtidig som dette skjer, vil bjelkens egenvekt bidra til å presse bjelken tilbake til dens opprinnelige form. En alternativ betraktning for spenningsberegningene vil da være å inkludere kraften relatert til betongens egenvekt, ettersom denne vil motvirke løftekraften fra spennkraften.

Egenvekten beregnes med hensyn på betongens tyngdetetthet ρ_c og tverrsnittsareal A_c . Deretter beregnes egenlastmomentet for midtsnitt. Momentet som virker i tverrsnittets tyngdepunktsakse, t_p , er nå oppspenningsmomentet pluss egenlastmomentet. Dette resulterer i et moment, M_t , lik $-8815,75 \text{ kNm}$. Spenningene i betongen undersøkes på nytt ved både overkant og underkant av tverrsnittet, men nå med egenvektmoment inkludert. Nå gir resultatene av beregningene fullstendig trykk i hele tverrsnittet midt i felt. Trykkspenningen i underkant av tverrsnittet har en verdi på $10,14 \frac{N}{mm^2}$, og i overkant er den $1,15 \frac{N}{mm^2}$.



Figur 13 -
Spenningsfordeling midt i felt

Ved bruk av den alternative betraktningen ble altså spenningen i tverrsnittets underkant fortsatt tilstrekkelig ifølge kravet. Spenningen i tverrsnittets overkant ble derimot redusert, og er nå mindre enn betongens strekkfasthet. Det vil si at spenningen i overkant også er tilstrekkelig ifølge respektive krav. Det vil ifølge disse beregningene ikke dannes riss midt i brua, og derfor var det en korrekt antagelse å benytte stadium I for beregningene.

7.2 Langtidseffekter

Som nevnt i 5.2.2, er kryp, svinn og relaksasjon tidsavhengige effekter som er aktuelle å betrakte ved bruksgrensetilstand.

7.2.1 Kryp

Kryp er et resultat av at betongen er påført belastning over lang tid. For å ta høyde for endring som skjer over lang tid beregnes en «langtids E-modul», E_{CL} . Denne elastisitetsmodulen er avhengig av et såkalt kryptall, $\varphi(t, t_0)$. For å beregne denne verdien ble den relative luftfuktigheten satt til å være 80% (Vegdirektoratet, 2015). Variabler tilknyttet konstruksjonens tverrsnitt, slik som A_c og u , hentes fra modell i *FEM-design*.

Det er som nevnt antatt et oppspenningstidspunkt på 28 døgn, altså settes t_0 lik 28.

For momentet M_p , tas det utgangspunkt i trykkraften N_p og dens kraftarm. Kraftarmen vil da være avstanden mellom tyngdepunktsaksen y_t og spennarmeringens beliggenhet under tyngdepunktsaksen. Spennarmeringens plassering blir omtalt som eksentrisiteten e .

Videre i beregningene er det også benyttet en forenkling ved at spennkraft og egenlast påføres konstruksjonen samtidig ved tidspunkt t_0 . Både spennkraft og egenlast er langtidslast, mens nyttelaster slik som trafikklaster er korttidslast. For å kunne inkludere alle lastvirkninger (både kort- og langtids) samtidig benyttes en «midlere E-modul», E_{middel} .

Videre beregnes elastisitetsmodul-forholdet gitt ved den greske bokstaven η . Dette forholdet gir grunnlaget for det transformerte tverrsnittet ved tidspunkt t_0 , dermed også grunnlaget for lastvirkninger gitt direkte av kryp. Trykkraften gitt ved kryp er den samme som for oppspenningen, altså $N_k = N_p$. Momentet gitt ved kryp er summen av alle momentbidrag, både fra oppspenning, egenvekt og nyttelast.

For å få et bilde av hvor store spenningene i betongen vil være etter lang tid, vil det bli foretatt en spenningsberegning hvor spenningsbidrag fra hver lastvirkning beregnes og summeres. Dette resulterer i en endelig spenning, σ_c , ved et spesifikt sted i tverrsnittet. I denne oppgaven er det valgt å studere spenningene i høyde med spennarmeringen, $\sigma_{c,k}(e)$, og i underkant av

tverrsnitt, $\sigma_{c,k} \left(\frac{h}{2}\right)$, som beregnes lik $-2,27 \text{ N/mm}^2$ og $-2,07 \text{ N/mm}^2$. I tillegg betraktes også spenningsendringen i spennarmeringen, $\Delta\sigma_{p,creep}$, som beregnes lik $-37,07 \text{ N/mm}^2$.

7.2.2 Svinn

Svinn er et resultat av at betongen tørker ut, og er helt uavhengig av de påførte lastene. Uttørkingen skjer ved at vannet i betongen fordamper. Som resultat av dette vil betongen gradvis krympe, og betongen gis en svinntøyning.

Det første som ble gjort i forbindelse med svinn var å bestemme sementklasse. De forskjellige sementklassene er S, N og R. S er standard sement, N er høyfast sement og R er rapid sement (Sørensen, 2010). For norske bruer benyttes vanligvis sementklasse N, som tilsvarer høyfast sement.

Total svinntøyning er sammensatt av uttørkningssvinn og autogent svinn, der uttørkningssvinn er gradvis uttørking mens det autogene svinnet er fra herdeprosessen. Tøyningen som følge av det autogene svinnet, ε_{ca} , ble beregnet til $8,75 \cdot 10^{-5}$. Deretter ble uttørkningssvinnet, ε_{cd} , beregnet til en verdi på $1,57 \cdot 10^{-4}$. Total svinntøyning, ε_{cs} , er resultatet av de to, og resulterer i $-2,45 \cdot 10^{-4}$ ettersom svinntøyning har negativt fortegn.

Laster fra svinn er hhv. aksialkraft N_s lik $1906,22 \text{ kN}$ og moment M_s lik $937,88 \text{ kNm}$. Basert på disse verdiene blir spenning i betongen ved høyde med spennarmeringen, $\sigma_{c,s}(e)$, beregnet lik $0,60 \text{ N/mm}^2$, og spenning i underkant av tverrsnitt, $\sigma_{c,s} \left(\frac{h}{2}\right)$, lik $0,62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$. I tillegg betraktes også spenningsendringen i spennarmeringen, $\Delta\sigma_{p,s}$, som beregnes lik $-37,98 \text{ N/mm}^2$.

7.2.3 Relaksasjon

Relaksasjon beskriver et gradvis tap av spennkraft i spennarmeringen. Dette innebærer at spenningene i stålet reduseres når stålet utsettes for konstant tøyning over lang tid.

For beregninger tilknyttet relaksasjon kan det velges mellom tre relaksasjonsklasser. Det antas at alle kablene i Storslett bru er av relaksasjonsklasse 2, som tilsvarer tråd eller tau med lav relaksasjon. For relaksasjonsklasse 2 benyttes følgende formel i EC2:

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

Det er ønskelig å få den absolutte verdien av relaksasjonstapet i forspenningen alene på den ene siden, så formelen ganges med σ_{pi} på begge sider. For relaksasjonsklasse 2 får ρ_{1000} verdi lik 2,5%. Det settes inn 500 000 timer for t slik at langtidsverdiene gjelder, samt at μ får verdien 0,75. Dette gir et totalt relaksasjonstap, $\Delta\sigma_{pr}$, på $67,90 \frac{N}{mm^2}$.

Med det totale relaksasjonstapet og spennarmeringens tverrsnittsareal som grunnlag, kan laster som resultat av relaksasjon beregnes. Aksialkraften, N_r , får da en verdi på 2709,21 kN mens momentet, M_r , får verdi lik 1332,96 kNm. Videre er det valgt å se på spenningsendring i betongen ved høyde med spennarmering, $\Delta\sigma_{c,r}(e)$, og i underkant av tverrsnitt, $\sigma_{c,r}\left(\frac{h}{2}\right)$, som er beregnet lik $0,85 \frac{N}{mm^2}$ og $0,89 \frac{N}{mm^2}$. Spenningsendring i spennarmering, $\Delta\sigma_{p,r}$, beregnes lik $13,88 \frac{N}{mm^2}$.

7.3 Spenningsendringer over tid

Alle langtidsspenninger i betongen (i underkant av tverrsnitt) summeres opp og resulterer i en total langtidsspenning, $\sigma_{c,langtids}\left(\frac{h}{2}\right)$, lik $-0,56 \text{ N/mm}^2$. Sett i sammenheng med trykkspenningen gitt ved et korttidsperspektiv i kapittel 7.1, hvor spenningene beregnes lik $-10,14 \text{ N/mm}^2$, observeres det at betongen fremdeles er påkjent trykk etter lang tid. Dette betyr at det ikke er fare for opprissing av betongen selv etter lang tid, og da forhåpentligvis gjennom hele dens levetid.

Ved å summere opp langtidsspenningene i spennarmeringen, fås en total langtidsspenning, $\sigma_{p,langtids}$, lik $1264,93 \text{ N/mm}^2$. Ved å sammenligne langtidsspenningen med spenningen i gitt umiddelbart etter oppspenning, σ_{pm0} lik 1394 N/mm^2 , observeres det en reduksjon på $129,07 \text{ N/mm}^2$. Denne reduksjonen tilsvarer et tap på 9,4 % av opprinnelig spenning. Basert på disse utregningene vil ikke spenningen i spennarmeringen endres betraktelig mye, og det kan antas at den vil kunne oppta alle krefter den påkjennes gjennom sin levetid.

7.4 Nedbøyning

Vertikal forskyvning, slik som nedbøyning, vil kunne føre til varig deformasjon av konstruksjoner eller konstruksjonsdeler. Oppadrettet bøyning tolkes her som negativ nedbøyning. I gjeldende regelverk settes det krav til at deformasjonen ikke skal kunne påvirke konstruksjonens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte. I EC2 stilles det krav til at nedbøyning skal være mindre enn $L/250$. Derimot viser N400 til et krav om nedbøyning mindre enn $L/350$ (Vegdirektoratet, 2015). N400 er mer konservativ og vil derfor være avgjørende i dette kapitlet. Kravet tilsvarer en maksimal nedbøyning på 74,29 mm.

En kjent beregningsmetode for nedbøyning som benyttes i dette kapitlet er enhetslastmetoden. Enhetslastmetoden tar kun hensyn til bøyedeformasjoner og neglisjerer dermed skjærdeformasjoner. På tross av denne forenklingen vil metoden gi god nok nøyaktighet for armerte betongbjelker. Videre er en gyldig antagelse i bruksgrensetilstand at trykkspenningene i betong er så små, at betong i trykk antas å oppføre seg lineært. Utrekningene følger *Betongkonstruksjoner* og derfor også antagelsene som legges til grunn i beregningsmodellen. For beregningene benyttes det originale tverrsnittet, vist i figur 4.

7.4.1 Bøyestivhet for uopprisset tverrsnitt

Som nevnt tidligere, resulterte spenningsberegningene i avsnitt 7.1 i trykkspenninger i hele tverrsnittet ved å undersøke tilstanden midt i felt. Siden spenningene både er innenfor aktuelle krav og det ikke opptrer strekkspenninger, tilsier det at tverrsnittet ikke vil risses opp. Følgende vil beregninger relatert til nedbøyning basere seg på et uopprisset tverrsnitt.

Bøyestivheten, EI , som benyttes er en tolkning av en av tre alternativer presentert i *Betongkonstruksjoner*, hvor $E = E_c$ og $I = I_c$. Betongens arealtreghetsmoment, I_c , er hentet fra tverrsnittsegenskapene for modellen i *FEM-design*. Dette er gjort med den forutsetning om at modellen i *FEM-design* representerer et uopprisset tverrsnitt. Bøyestivheten for uopprisset tverrsnitt beregnes til en verdi på $3,05 \cdot 10^{16} \text{ Nmm}^2$

7.4.2 Langtidsnedbøyning pga. permanente laster

Her anses egenlasten og de permanente nyttelastene. Disse ble beregnet til henholdsvis 252,50 kN/m og 56,75 kN/m. Langtidslastene resulterer i en nedbøyning på 60,33 mm midt i bjelken.

$$\delta_{lang} = 60,33 \text{ mm}$$

7.4.3 Nedbøyning pga. svinn

Som nevnt i kapittel 7.2.2, vil uttørking føre til at betongen krymper. I armerte bjelker vil armeringen jobbe mot denne krympingen. For et tverrsnitt hvor det kun armeres i underkant vil det oppstå en liten tøyning ved armeringen og tilnærmet fri svinntøyning i overkant av bjelken. Resultatet blir en krumning på grunn av svinnet, κ_s , som er konstant langs hele bjelken. Bjelken vil dermed trykkes mer sammen i overkant enn i underkant, og føre til at svinnet gir bjelken en tilleggsnedbøyning. Et forenklet uttrykk for svinnekrumning finnes ved å anta at armeringstøyningen er lik null, mens overkanttøyning i bjelken er lik det frie svinnet (Sørensen, 2010). Det forenklede uttrykket er konservativt, gitt ved: $\kappa_s = \frac{\varepsilon_{cs}}{d}$.

I denne oppgaven vil derimot resulterende tverrsnitt være dobbeltarmert i begge retninger. Dermed vil nevnt betraktning av svinn ikke være direkte representativ, ettersom det kan diskuteres om det i realiteten vil oppstå svinntøyning eller -krumning ved et dobbeltarmert tverrsnitt. Likevel beregnes denne tilleggsnedbøyningen for å bevise at total nedbøyning fremdeles vil være godt innenfor krav. Med svinntøyning lik en verdi på $2,45 \cdot 10^{-4}$ og d med verdi 948 mm, gir dette en nedbøyning på 21,80 mm fra svinn.

$$\delta_{svinn} = 21,80 \text{ mm}$$

7.4.4 Oppbøyning fra spennarmeringen

Spennarmeringen vil motvirke all nedbøyning ved å presse bjelken oppover med en oppadrettet kraft. Med utgangspunkt i momentet som dannes ved oppspenning, gis den oppadrettede kraften, q_p , en verdi på 356,83 kN/m. Positiv retning er i dette kapitlet definert som nedover, og oppbøyningen fra spennarmeringene vil derfor ha et negativt fortegn for å vise at denne defleksjonen er i en annen retning enn de andre defleksjonene som vil presse bjelken nedover.

$$\delta_{p1} = -69,61 \text{ mm}$$

For oppbøyningen δ_{p1} er derimot påvirkningen til endeeksentrisitetene ikke medregnet. Ifølge *Betongkonstruksjoner* vil en bjelke med endeeksentrisiteter få en annen verdi for oppbøyning. Den fordelte løftekraften gir en oppbøyning på 142,45 mm, mens endeeksentrisitetene skaper et momentforløp som resulterer i en nedbøyning på 58,19 mm igjen. Dette gir en total oppbøyning fra spennarmeringen lik 84,26 mm.

$$\delta_{p2} = -84,26 \text{ mm}$$

7.4.5 Total defleksjon av brua

Langtidsnedbøyningen ble beregnet til en verdi på 60,33 mm og den konservative nedbøyningen fra svinnet ble beregnet med verdi 21,8 mm. Dette gir et totalt bidrag til nedbøyning på 82,33 mm. Spennarmeringen vil derimot motvirke denne nedbøyningen. Dersom endeeksentrisitetens bidrag ekskluderes, er resultatet av nedbøyningen lik 12,72 mm. Når endeeksentrisitetens bidrag inkluderes fås en total nedbøyning på -3,15 mm, som tilsvarer en liten oppbøyning. Begge betraktningene er innenfor krav i både N400 og EC2.

7.5 Risskontroll

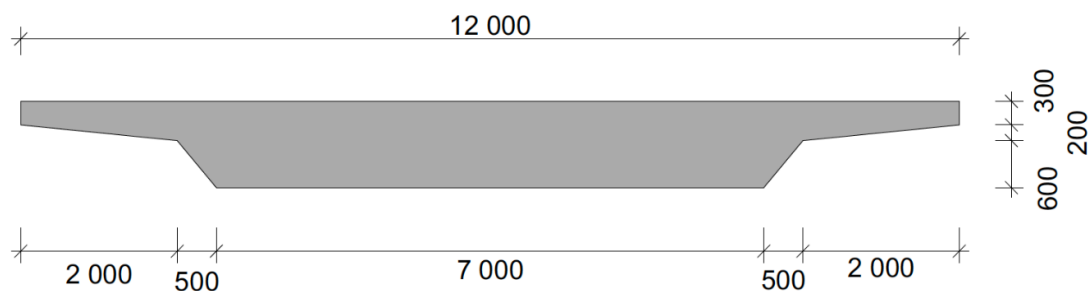
Riss er sprekker i betongen som kan føre til at vann når inn til armering, og stålet kan korrodere. Riss forekommer oftest ved at betongen blir belastet på en slik måte at betongens strekkfasthet overskrides. Det er derfor viktig at konstruksjoner dimensjoneres slik at opprissing unngås.

Som nevnt tidligere i rapporten vil det ikke oppstå strekkspenninger midt i felt, og derfor vil det heller ikke oppstå riss i dette området. Ettersom det er dette området som er i fokus i denne rapporten, vil det ikke være hensiktsmessig med noe grundigere kontroll for riss.

Med dette sagt er det mulighet for at det vil risse opp ved opplagene, der egenvekten av brua ikke virker i like stor grad. Dette vil motvirkes ved å armere tilstrekkelig, men siden denne oppgaven ikke tar for seg områdene ved opplager, vil dette tas opp i kapittel 9.

8 Tverrsnitt

Dette kapitlet vil ta for seg valg av armering i brutverrsnittet, og baserer seg i hovedsak på tidligere beregninger. Tverrsnittet må være tilstrekkelig armert for å sikre god nok kapasitet samt tilfredsstillende aktuelle krav. Det er tatt utgangspunkt i det uarmerte betongtverrsnittet som Afry benytter i sine beregninger, dette tverrsnittet er presentert ved figur 14 nedenfor.



Figur 14 - Betongtverrsnitt fra Afry

I tverrsnittet legges tverrarmering ytterst og lengdearmering innenfor. Dette er en vanlig løsning for spennarmerte bruer (Vegvesenet, 2017). Tverr- og lengdearmeringen legges både i overkant og underkant av tverrsnittet. For å lukke det armerte tverrsnittet legges det bøyer som omslutter lengdearmeringen. I tillegg til overkant og underkant av tverrsnittet, legges det også armering ved øvrige (skrå) flater. Dette er for å tilfredsstillende krav omtalt i N400 (punkt 8.7.1-6) til at alle overflater skal armeres i begge retninger, dvs. både i tverr- og lengderetning av brua.

Krav relatert til senteravstand er førende for hvordan armeringsstengene fordeles utover tverrsnittet. Etersom brua armeres som en toveisplate er det naturlig å se på den maksimale senteravstanden som spesifiseres for plater i EC2. Her er kravet spesifisert for område med maksimalt moment, i tillegg til at det skilles mellom hovedarmering og fordelingsarmering. I N400 er det derimot krav til en maksimal senteravstand på 200 mm for slakkarmering i bruoverbygning, og er dermed strengere enn det i EC2. Videre vil hver armeringstype evalueres for begge krav. Krav til fri horisontal avstand mellom armeringsjern i henhold til EC2 tas også med i betraktning. Etersom det ikke er presisert krav til kantavstand, vil denne settes slik at senteravstand og symmetri i tverrsnittet opprettholdes.

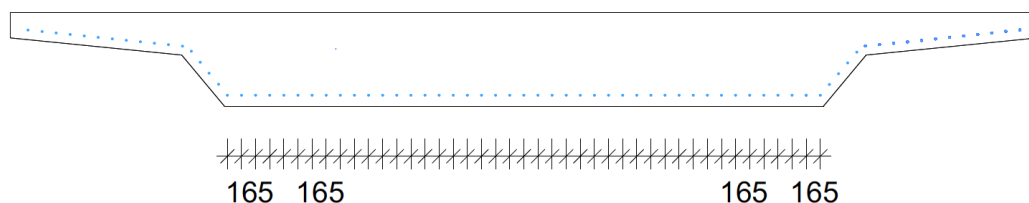
8.1 Lengdearmering i underkant

Det dimensjoneres med utgangspunkt i at spennarmeringen skal motvirke alle de opptredende kreftene. Det vil derfor være tilstrekkelig med minimumsarmering i samme høyde som spennarmeringen ved snitt midt i felt. Følgende formel representerer EC2 sitt krav til minimumsarmering:

$$A_{s,min} = 0,26 * b_t * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 * b_t * d$$

Av disse beregningene kommer det fram at nødvendig minimumsarmering per meter av bruas bredde, $A_{s,min}$, blir lik 1874,73 mm²/m. Minimumsarmering for hele bruas bredde, $A_{s,min,total}$, fås ved å multiplisere $A_{s,min}$ med bredden av bruas tykkeste bjelkedel tilsvarende 7 meter. Dette resulterer i at minimumsarmeringen har en nedre grense på 13123,22 mm². Med en kamstørrelse på 20 mm er vil det være nødvendig med 42 armeringsjern, som gir en total armeringsmengde $A_{s,underkant,total}$, på 13194,69 mm².

For underkant av tverrsnittet vil lengdearmeringen (minimumsarmering) være hovedarmering. Som vist i vedlegg er hovedarmeringens maksimale senteravstand i henhold til EC2, $s_{max.slabs}$, lik 250 mm og minimum horisontal avstand, a_n , lik 40 mm. Best mulig fordeling av armeringsstengene gir en senteravstand på 165 mm, som tilfredsstiller krav fra både EC2 og N400. For å tilfredsstille at alle flater skal være dobbeltarmerte, fordeles lengdearmeringen videre utover underkanten av tverrsnittet. Her benyttes samme kamstørrelse og senteravstand som ved tykkeste bjelkedel.

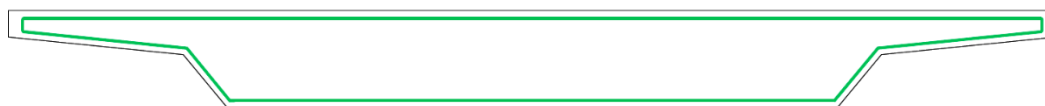


Figur 15 - Målsatt skisse lengdearmering i underkant

8.2 Tverrarmering i underkant

Tverrarmeringen i underkant vil tilsvare en andel av tverrarmeringen som ble funnet i forrige delkapittel. I følge EC2 kapittel 9.3 *Plater* skal det legges en fordelingsarmering i tverretning som ikke utgjør mindre enn 20% av hovedarmeringen i énveis plater (Standard Norge, 1992). Etersom lengdearmeringen i underkant er hovedarmering, vil tverrarmering i underkant anses som fordelingsarmering. For å tilfredsstille krav til en fordelingsarmering som tilsvare minimum 20% av hovedarmeringen, er tverrarmering i underkant satt til å tilsvare 25% av lengdearmeringen i underkant.

Det blir beregnet en armeringsmengde på $471,24 \text{ mm}^2/\text{m}$ for en kamdiameter på 25 mm, som tilsvare 0,96 armeringsstenger per meter. Dette vil ikke tilfredsstille kravet om maksimale avstand, på 400 (EC2) og 200 mm (N400). Det ble derfor satt inn 5 armeringsstenger per meter, som gir en sentaravstanden på 200 mm. Denne avstanden ivaretar også kravet til minimum horisontal avstand på 50 mm. Som vist på figur 16 legges det også bøylers slik at det armerte tverrsnittet lukkes. Disse bøylene settes til å ha samme kamstørrelse som tverrarmeringen.



Figur 16 - Skisse tverrarmering m/omsluttende bøylers

8.3 Tverrarmering i overkant

Tverrarmeringen i overkant er basert på armeringsmengden som kreves for å ta opp bøyemomentet fra utkragerne. Siden utkragerne er beregnet uavhengig av resten av brua, vil hovedretningen til utkragerne være i bruas tverretning. For overkant av tverrsnittet vil dermed tverrarmeringen være hovedarmering.

I kapittel 4 *Opptredende krefter* ble det beregnet et opptredende strekkmoment i utkragerne på $704,91 \text{ kNm/m}$. Siden tverrsnittet er symmetrisk om z-aksen er det kun nødvendig å beregne den ene utkrageren og deretter sette inn samme armeringsmengde over hele tverrsnittsbredden.

Nødvendig armering for utkrageren er basert på formelen:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z}$$

Utkrageren vil ha trykksone i underkant og strekksone i overkant, samt at tykkelsen er på 0,4 m og ikke 1,1 som for bjelken. Det må derfor beregnes en z for utkrageren slik at armeringsmengden kan beregnes deretter. Avstanden fra trykkrand til strekkarmerings tyngdepunkt, d , vil bli 312,5 mm. Det er her tatt utgangspunkt i at armeringsdiameteren er 25 mm. Dette gir en z lik 281,25 mm. Med opptredende moment på 704,91 kNm/m gir dette armeringsmengde på 5774,99 mm²/m. For kamstørrelse 25 mm tilsvarer dette 12 jern per meter.

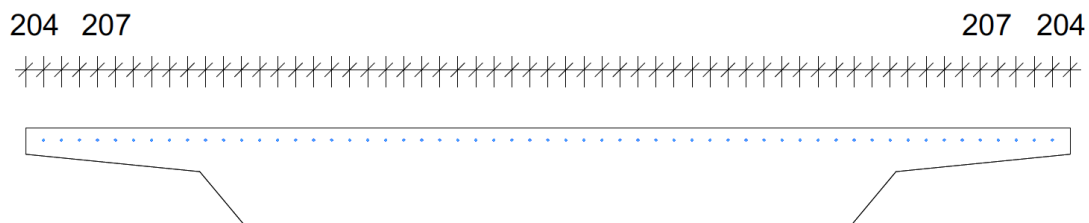
Som vist i vedlegg er hovedarmeringens maksimale senteravstand i henhold til EC2, $s_{max.slabs}$, satt til 250 mm, og minimum horisontal avstand, a_h , satt til 50 mm. Best mulig fordeling i av armeringsstengene gir en senteravstand på 90 mm, som tilfredsstiller krav fra både EC2 og N400. All tverrarmering (både i over- og underkant) er vist på figur 19.

8.4 Lengdearmering i overkant

Siden tverrarmeringen i overkant er satt til hovedarmeringen, vil derfor lengdearmeringen i overkant være fordelingsarmering. Som nevnt i kapittel 8.2, settes fordelingsarmeringen til 25% av hovedarmeringen for å oppfylle krav i EC2 avsnitt 9.3.1.1 punkt 2. Videre er beregningene utført per meter.

De 12 armeringsjernene som ligger i tverretning, har en armeringsmengde på 5890,48 mm² per meter lengde. 25 % tilsvarer 1472,62 mm² per meter. Ettersom lengdearmeringen i overkant fordeles over hele bruas bredde, multipliseres denne verdien med 12 meter. Slik ble den totale armeringsmengden som trengs i lengderetningen, A_s , lik 17671,44 mm². Ved å legge inn armering med kamstørrelse 20 mm er det nødvendig med totalt 57 jern i tverrsnittet. Dette utgjør en total armeringsmengde, $A_{s, \text{overkant, total}}$, på 17907,08 mm².

Som vist i vedlegg er fordelingsarmeringens maksimale senteravstand, $s_{\text{max,slabs}}$, satt til 400 mm, og minimum horisontal avstand, a_h , satt til 40 mm. For at lengdearmeringen i over- og underkant skulle ligge parallelt slik at skjærarmeringen kunne hektes på, ble senteravstanden satt til 207 mm. Denne overskrider kravet til N400 (200 mm). Likevel er verdien innenfor kravene i henhold til EC2, samt at overskridelsen i forhold til N400 kun er på 7 mm. Derfor brukes senteravstanden for prosjekteringen.



Figur 17 - Målsatt skisse lengdearmering i overkant

8.5 Skjærarmering

Slik kapittel 6.1 viser til, er opptredende skjærkrefter mindre enn skjærkapasitetene til brua. Det er derfor ikke behov for skjærarmering, og det vil benyttes minimumsskjærarmering i tverrsnittet. Beregningene vil følge EC2 der minste skjærarmeringsforhold bestemmes fra formelen:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,1 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

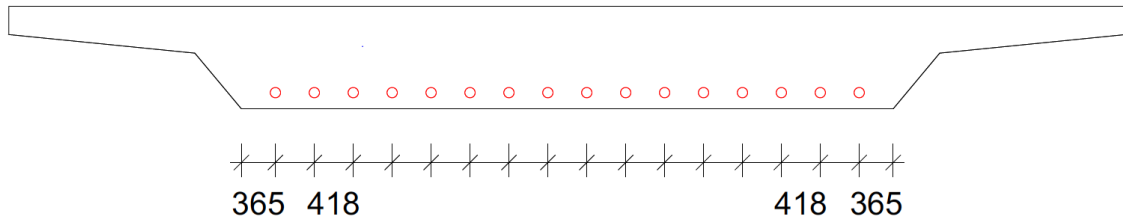
Videre utregning tar utgangspunkt i bredde lik 7000 mm, som tilsvarer bjelkens tykkeste bjelkedel. Dette gir skjærarmeringsareal per millimeter lik 9,39 mm²/mm. Det er brukt formler for bjelker fordi den bærende delen av brua oppfører seg som en bjelke, og det er i dette området skjærarmeringen vil befinne seg i.

Det er tatt utgangspunkt i at skjærarmeringen har vinkelen 90 grader i forhold til lengdeaksen, samt at 2 armeringsstenger utgjør én omsluttende skjærbøyle.

Det brukes 2 skjærbøylor (4 armeringsstenger) i tverrsnittet, som gir en maksimal senteravstand i lengderetning på 209,10 mm mellom skjærbøylene. For å sjekke om avstanden er innenfor kravene, sammenlignes verdien med $S_{L,max}$ og $S_{L,min}$ som henholdsvis gir verdier på 594 mm og 25 mm. Senteravstanden kan dermed settes lik 200 mm og kravet for skjærarmeringens avstand er oppfylt. Skjærbøylene omslutter slakkarmeringsstenger i lengderetningen av brua.

8.6 Spennarmering

Som nevnt i kapittel 5.1.2 er det beregningsmessig nødvendig med 16 spennkabler i bruas tverrsnitt. Kabelrørene fordeles jevnt utover tverrsnittets underkant med en horisontal avstand på 418 mm mellom hvert rør og 365 mm fra rør til kant. Ettersom det for spennarmerte bruer anses som vanlig praksis å sette rørdiameter som dimensjonerende, vil krav til minste fri horisontal avstand mellom kabelrør være 110 mm (Standard Norge, 1992). Avstander på 418 mm og 365 mm viser seg dermed å være tilstrekkelig. Det må nevnes at det ikke er tatt hensyn til krav gitt for senter- og kantavstand relatert til spennarmeringens forankringssone. Dersom en slik betraktning hadde blitt inkludert, ville det trolig påvirket valg av kabelmengde.

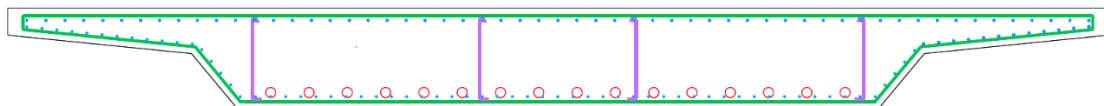


Figur 18 - Målsatt skisse spennarmering

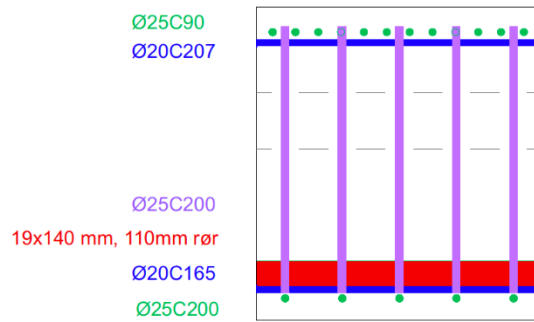
8.7 Armert tverrsnitt

Armeringen som nevnes i dette kapittelet vil til sammen resultere i det armerte tverrsnittet som presenteres ved figur 19. Som vist på figuren vil lengdearmeringen i underkant (blå) på enkelte steder kollidere med spennarmeringen (rød). En slik løsning vil ikke la seg gjøre ved plassering av armering på byggeplass. Det er imidlertid viktig å presisere at løsningen som er presentert, er det teoretiske grunnlaget for armering av denne konstruksjonen. I praksis vil det være opp til entreprenør å justere armeringsstengenes plassering på en slik måte at det oppnås et tverrsnitt tilnærmet teoretisk løsning.

For å oppsummere valg av armeringsmengde er det tegnet en skisse som representerer et snitt på 1 meter, midt i felt. Armeringenstypene er blitt modellert med forskjellige farger for å skille mellom dem. Tverrarmeringen er grønn, lengdearmeringen er blå, skjærarmeringen er lilla og den røde er spennarmeringen.



Figur 19 - Skisse av armert tverrsnitt midt i felt



Figur 20 - Snitt 1 meter

Figur 20 viser et snitt på en meter midt på brua. Figuren er inkludert for å vise hvordan armeringen vil fordele seg bortover bruas lengde.

9 Sammenligning og refleksjon

I dette kapitlet vil erfaringer fra beregningsprosessen bli drøftet. Sammenligning med Afry sine beregninger presenteres i første delkapittel. Videre vil de ulike dimensjoneringsmetodene bli gjennomgått, og metode 1 sammenlignes med den brukte metoden (metode 2). Noen av beregningene i dette kapitlet er linket til vedlegget med samme nummerering.

9.1 Sammenligning med Afry sine beregninger

I dette delkapitlet blir oppgaven sammenlignet med prosjektrapporten til Afry. Afry sin prosjektering foregår parallelt med denne oppgaven, og er foreløpig fortsatt bare et førsteutkast. Ettersom endelig prosjekteringsgrunnlag vil være ferdigstilt i etterkant av innleveringsfrist for oppgaven, vil eventuelle endringer ikke kunne inkluderes i sammenligningen.

Den første og største ulikheten som gruppen ønsker å trekke frem, er mengden spennarmering. I denne oppgaven ble det beregnet en nødvendig spennarmeringsmengde på 42560 mm^2 , mens det ifølge Afry sine beregninger kun trengs 12600 mm^2 .

Hovedårsaken til denne differansen mener gruppen er valg av dimensjoneringsmetode. Som nevnt i kapittel 1.4, vil beregningene i denne oppgaven være konservative siden det største opptredende momentet for 1 meter multipliseres med bredden av brubjelken. Dette vil føre til at de opptredende kreftene ble større enn de ville vært dersom metode 1 hadde blitt benyttet. Her er det ikke tatt hensyn til at det er forskjellige opptredende laster i hver kjørebane, men heller en konservativ tilnærming. Det ble derfor som tidligere antatt, mer armering i vår beregning enn i Afry sin. At beregningene i denne oppgaven gir en armeringsmengde tilsvarende nesten 3,5 ganger så stor som Afry sine beregninger, var derimot ikke forutsett.

Det var også diskutert om dimensjoneringen til Afry tok utgangspunkt i at spennarmeringen ble dimensjonert for å kun skulle oppta egenlasten. Dette ble avkreftet etter et møte. Spennarmeringen skal ifølge deres beregninger fungere på samme måte som for denne oppgaven, hvor det forutsettes at spennarmeringen motvirker alle opptredende krefter. Det kommer ikke tydelig fram av deres beregninger hva som er opptredende moment uten spennarmeringens bidrag, ettersom spennarmeringens påvirkning er tatt med i diagrammene

for opptredende krefter. Derfor kan det diskuteres om Afry har fått andre opptredende krefter enn presentert i denne oppgaven. Potensielt har Afry fått mindre opptredende krefter, som igjen kunne gitt mindre behov for spennarmering.

Videre kan det også tenkes at Afry har valgt kabelmengde ut ifra betraktninger av forankringene. Dette er ikke blitt tatt hensyn til i denne oppgaven. Men dersom denne dimensjoneringen faktisk skulle blitt benyttet for videre prosjektering og bygging, måtte forankringene blitt dimensjonert og satt opp med korrekt avstand i henhold til krav.

I denne oppgaven er det heller ikke tatt hensyn til spaltestrekkarmering. Ved en betraktning av de opptredende kreftene over opplagrene er det tydelig at det kreves spaltestrekkarmering. Slik spennarmeringen er plassert i denne prosjekteringen, kan det derimot diskuteres om det er plass til spaltestrekkarmering. Ved å ta hensyn til dette, er det en mulighet for at antallet spennkabler ville blitt redusert for å gjøre plass til spaltestrekkarmeringen. Disse betraktningene kan også ha vært en medvirkende faktor for at antall kabler er forskjellig mellom denne oppgaven og eksternt firma.

En annen forskjell mellom dimensjoneringene er bruk av lastbalansering. Lastbalansering er en beregning som går ut på at spennarmeringen dimensjoneres for å kunne balansere virkningen fra de opptredende lastene. Dimensjoneringen i denne oppgaven har tatt utgangspunkt i lastbalansering på grunnlag av at dette er kjent fra undervisning i betongfaget. Det finnes derimot ingen krav til at bruer skal prosjekteres ved hjelp av lastbalansering. Noe som forklarer hvorfor Afry ikke har foretatt denne beregningen. Denne forskjellen kunne ha resultert i at det er beregnet for et større spennarmeringsbehov i denne oppgaven, enn det eksternt firma beregnet.

Nedbøyning av brua er en annen avgjørende forskjell mellom dimensjoneringene. I Afry sin prosjekteringsrapport ble det presentert både resultater fra *FEM-design* og kontrollberegninger for hånd. Disse resultatene innebærer kun nedbøyning som resultat av egenlast. Afry sine resultater fra *FEM-design* viser til en nedbøyning på cirka 50 mm midt i felt. Mens håndberegningene viser til en nedbøyning på 49,2 mm.

Det kan være flere grunner til at verdiene ikke samsvarer med denne oppgaven. Det første punktet som kan presenteres, er at Afry kun har benyttet egenlast for å beregne nedbøyning.

For denne oppgaven blir beregningene foretatt med bidrag fra belegning, kantdrager og rekkverk i tillegg. Dette kan medføre at nedbøyningen som beregnes i denne oppgaven blir større enn Afry sine resultater. Derimot stiller gruppen seg kritisk til forenklingen der kun egenlast er avgjørende for nedbøyning. Siden prosjekteringsrapporten fra Afry kun er et førsteutkast, kan det antas at det vil bli foretatt mer grundige utregninger senere. Et annet alternativ er at dette anses som en gyldig kontroll av nedbøyning for rådgivende ingeniører. På grunn av manglende erfaring er dette vanskelig for gruppen å avgjøre.

For slakkarmeringen viste det seg å både være ulikheter og likheter. Armeringsmengden som ble beregnet for overkant av utkragerne, ble i denne oppgaven $5775 \text{ mm}^2/\text{m}$. Afry sitt resultat viser til en armeringsmengde på $5362 \text{ mm}^2/\text{m}$. Hvor det til tross for ulik tilnærming, ble et nokså likt armeringsbehov. Videre benytter Afry en lengdearmering i underkant lik $754 \text{ mm}^2/\text{m}$. Dette er betydelig mindre enn vår beregnede verdi som tok utgangspunkt i minimumsarmering for bjelke. Denne forskjellen kan skyldes at Afry ikke har benyttet krav for bjelker da de beregnet armeringsmengden. Brua kan dimensjoneres som en plate eller bjelke, og armeringsmengden avhenger av tilnæringsmåten.

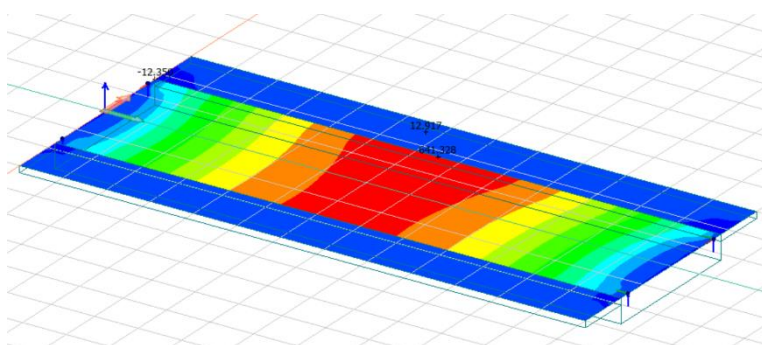
Videre ønsker gruppen å trekke frem forskjellene mellom overdekningene. Fra denne oppgaven ble det beregnet en overdekning på 60 mm for oversiden og 90 mm for undersiden. Fra Afry sin prosjekteringsrapport er det benyttet henholdsvis 75 og 65 mm. Grunnen til denne forskjellen kan være at eksternt firma har erfaring med betongleverandører, og dermed vet at det ikke er nødvendig å forholde seg til overdekningen som spesifiseres i EC2. En annen grunn kan være at det er oppstått feil i utregningene. Studentene har liten erfaring med å beregne overdekning for spennarmering i fagemnet på universitetet, og det kan derfor være en årsak til den store differansen. Siden forskjellene ble såpass store, gjorde gruppen rett i å bruke Afry sine overdekningsverdier for videre utregninger i denne oppgaven. Dette ga et bedre utgangspunkt for å sammenligne resultatene.

9.2 Metode 1

Som nevnt tidligere, ble det først tatt utgangspunkt i en bjelkemodell og en platemodell i *FEM-design*. Dette delkapittelet vil ta for seg metode 1, som er metoden som benytter disse modellene for utregningene.

En bjelkemodell er mer oversiktlig enn en platemodell, siden man lettere kan finne tverrsnittskreftene i et vilkårlig snitt. Dersom man skulle funnet kreftene i platemodellen ville det vært mest nøyaktig å integrere over hele bruas bredde, og dette må da bli gjort for flere snitt. Men platemodellen fanger opp de kreftene bjelkemodellen ikke fanger opp, deriblant påvirkningen av eksentriske laster. Trafikkklaster vil opptre varierende over bruas bredde, og er et eksempel på en faktor som ikke vil kunne tas hensyn til ved bjelkemodellen.

Figur 21 viser hvordan de opptredende kreftene fra den jevnt fordelte lasten i LM1, vil opptre på platemodellen. Mer spesifikt er det momentet om x-aksen, vist med benevnning kNm/m. Den viser derfor til et moment der eksentrisiteten blir tatt hensyn til.

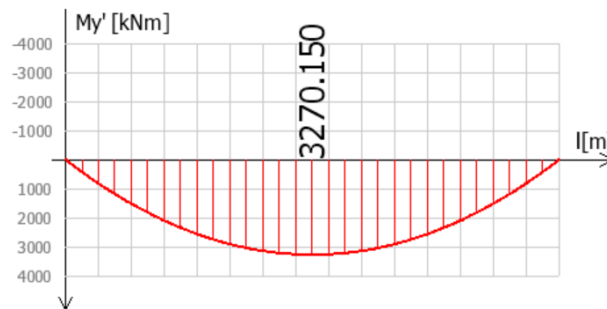


Figur 21 - Opptredende moment fra jevnt fordelt trafikklast på platemodellen

Slik figuren viser, vil største moment fra trafikklastene opptre ved overføringen til utkragerne, med en verdi på 641,33 kNm/m. Denne kraften virker over hele bjelkedelen av brua og multipliseres med 7 meter for å finne momentet ved midtsnitt. Kraftene på utkragerne må også tas med, med en verdi på 12,92 kNm/m. Utkragerne ble modellert slik at de har en total lengde på 2,5 meter hver. Dette vil si at verdien på 12,92 kNm/m multipliseres med 5 meter for å finne de faktisk opptredende kreftene midt i felt.

$$\left(641,33 \frac{kNm}{m} * 7m\right) + \left(12,92 \frac{kNm}{m} * 5m\right) = 4553,91 kNm$$

Videre finner man maksimalt opptredende moment fra analyse av bjelkemodellen. Som figur 22 viser, er det opptredende momentet fra fordelt last lik 3270,15 kNm.



Figur 22 - Opptredende moment fra jevnt fordelt trafikklast på bjelkemodell

Når de de opptredende lastene er kjent, har man forutsetningene for å finne platefaktoren. En platefaktor er en skaleringsfaktor som tar hensyn til eksentriske laster. Platefaktoren blir utregnet ved å finne forholdstallet mellom momentet fra bjelkemodellen og momentet fra platemodellen. Dette gjøres slik:

$$\frac{4553,91 \text{ kNm}}{3270 \text{ kNm}} = 1,39$$

Dette gir en platefaktor på 1,39 for den jevnt fordelte lasten.

Det samme gjøres for aksellastene i LM1, der momentet fra platemodellen er gitt ved 10440,62 kNm. Bjelkemodellen har et opptredende moment på 7440 kNm fra aksellastene.

$$\frac{10440,62 \text{ kNm}}{7440 \text{ kNm}} = 1,40$$

Dette gir en platefaktor på 1,40 for aksellastene.

Platefaktorene for de to tilfellene vil bli interpolert slik at resultatet blir mest korrekt. For dette tilfellet vil interpoleringen gi en verdi lik 1,40, siden oppgaven benytter to desimaler. Denne platefaktoren multipliseres med det samlede momentet fra trafikklastene. På denne måten blir eksentrisitetens bidrag tatt hensyn til. Det oppjusterte momentet legges sammen med momentene fra de andre lastene, og blir totalt lik 47326,6 kNm. Videre deles momentet på $0,9 \cdot d$, som gir en kraft lik 55469,5 kN. For å finne det nødvendige armeringsarealet blir denne kraften fordelt på spenningen σ_{Pm0} . Denne utregningen resulterer i et spennarmeringsareal på

39791 mm². Som utregningen viser, er det en liten reduksjon fra oppgavens beregnede spennarmeringsmengde lik 42560 mm². Dersom denne metoden ble benyttet for dimensjoneringen, ville det resultert i én spennkabel mindre enn det er prosjektert for. Denne metoden var helt ny for gruppen, og medlemmene følte seg ikke helt trygge på å bruke den. Derfor ble den kjente og kjære metoden med å dele opp per meter benyttet i stedet.

9.3 Feilsøking for tverrsnittskapasiteter

Som nevnt i kapittel 6.1.1 ble momentkapasiteten for lav dersom det kun ble vurdert for et snitt på en meter. En mulig årsak til dette resultatet er at antallet spennkabler ikke var opprundet til nærmeste heltall. Det ble beregnet 2,19 kabler per meter for å oppta kreftene i tverrsnittet. Dersom antallet kabler hadde blitt rundet opp til 3 kabler per meter bredde, ville dette tilsvart 21 kabler for hele brua. Dette er en økning på 5 spennkabler i forhold til de 16 som ble beregnet i oppgaven. Derfor ble det eksakte armeringsbehovet på 2,19 kabler benyttet for beregninger per meter.

Videre er en annen mulig årsak at slakkarmeringen heller ikke ble rundet opp for en betraktning per meter. Det hadde gitt samme resultat som for spennarmeringen, altså at tverrsnittet har en unødvendig stor armeringsmengde. Begge disse faktorene kan sammen ha ført til at momentkapasiteten per meter blir lavere enn momentkapasiteten for hele bredden av brua.

Det ble også diskutert hvilken formel som skulle brukes for verdien α . Ligningen som ble benyttet i dimensjoneringen tok utgangspunkt i et A_s -ledd, som tilsvarende slakkarmerings bidrag. Derimot var det allerede forutsatt at spennarmeringen skulle ta alle de opptredende kreftene. Om slakkarmeringen sitt bidrag hadde utgjort en forskjell, skal derfor drøftes videre i dette kapitlet.

Alternativt til utregningen foretatt i oppgaven, kunne α blitt beregnet med kun bidrag fra spennarmeringen, som vist ved formelen under. Her er slakkarmeringens bidrag fjernet, slik at α kun avhenger av spennarmeringsarealet.

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_p}{0,8 * f_{cd} * b * d}$$

Som nevnt tidligere, ble det besluttet at spennarmeringen skulle ta opp hele det dimensjonerende momentet i bruddgrensetilstand. Det betyr at konstruksjonens momentkapasitet skal være tilstrekkelig uten bidraget gitt av mengden slakkarmering som legges inn i tverrsnittet. Ved å ekskludere slakkarmeringens bidrag, beregnes en α lik 0,45. Dette resulterer i en momentkapasitet lik 47355,59 kNm for beregninger av hele bruas bredde. Som gitt ved tidligere nevnte analyseresultater er opptredende moment 45402,59 kNm. Momentkapasiteten er fremdeles større enn opptredende moment, altså er det bevist at kapasiteten er ivaretatt for spennarmeringen alene. Det var derfor ikke nødvendig å ta hensyn til slakkarmeringens bidrag til tverrsnittskapasiteten.

9.4 Lastbalansering

Slik oppgaven ble lagt opp, var lastbalansering benyttet for å bestemme eksentrisiteten samt gi en forsikring om at brua vil motvirke de opptredende kreftene. Slik kapittel 5.1.4 viser, ble tyngepunktsaksen lokalisert i høyde 615,2 mm over undersiden av tverrsnittet. Med den beregnede eksentrisiteten på 874 mm fra lastbalanseringen, ville spennarmeringen ligget under tverrsnittet dersom spennarmeringen blir oppspent i tyngdepunktsaksen. Det ble derfor tatt utgangspunkt i at den må legges med endeeksentrisiteter, slik at eksentrisiteten på midten ligger riktig i tverrsnittet.

Det kan derimot diskuteres om dette er en korrekt håndtering av problemet. Ifølge *Betongkonstruksjoner* vil endeeksentrisitetene bidra med et forankringsmoment. Forankringsmomentet vil være motsatt rettet enn forspenningsmomentet midt i felt, og vil derfor motvirke hensikten med oppspenningen. I den sammenheng ble det undersøkt hvilken spennarmeringsmengde som vil ha passende eksentrisitet i forhold til tverrsnittet, og samtidig motvirke momentet midt i felt uten endeeksentrisiteter.

Med utgangspunkt i opptredende moment, M_{Ed} , og en midteksentrisitet på 520 mm, tilsier dette en oppspenningskraft på 13618 kN per meter. Denne oppspenningskraften er vesentlig større enn oppspenningskraften som er benyttet i oppgaven, som ble beregnet lik 8113,5 kN per meter. Spennarmeringsmengden som tilsvarer oppspenningskraften på 13618 kN, vil tilsvare et areal på 68383 mm². Dette arealet er nesten like stort som den balanserte armeringsmengden,

som har verdi $69458,57 \text{ mm}^2$. Denne verdien er hentet fra kapittel 5.1.2. Dersom man ser dette i sammenheng med bidraget fra slakkarmeringen, vil tverrsnittet bli overarmert. Dette er grunnen til at gruppen gikk for løsningen med endeeksentrisiteter.

Derimot ble det klart for gruppen at den valgte løsningen ikke er korrekt. Ifølge *Betongkonstruksjoner* vil ikke endeeksentrisitetene bidra til oppspenningsmomentet midt i felt. Dette ble gruppen klar over mot slutten av prosjektet, og det var dermed for sent å endre på det. Gruppen er derfor klar over at endeeksentrisitetene egentlig skulle vært fjernet for prosjekteringen i oppgaven.

9.5 Bruendene

Oppgaven har brukt et snitt midt i felt for de fleste beregninger. For å begrense oppgavens omfang ble det ikke dimensjonert for området over opplagrene. Dette kapittelet vil derfor ta for seg forslag til hvordan endene til brua kunne blitt dimensjonert. Det vil ikke bli foretatt beregninger relatert til dette, men det vil drøftes hvordan prosjekteringen kunne blitt gjennomført.

For det første vil det oppstå et endemoment fordi spennkabelen ligger med en eksentrisitet i forhold til tyngdepunktsaksen. Det hadde vært mer gunstig dersom spennkablene hadde ligget i tyngdepunktsaksen ved endene, siden dette ville resultert i eksakt motvirkning av de opprettede momentkreftene. Slik spennarmeringen ligger nå, vil det oppstå endemomenter som ikke kan motvirkes, siden det statiske systemet ikke tillater momentkrefter i opplagrene. Dette vil tilsa en annen statisk modell med innspenninger i stedet for glidelagre og fastlagre.

Et annet problem ved bruendene er spenningene. Som rapporten viser, blir spenningene fra spennkablene motvirket av egenvekten og det oppstår trykk i hele tverrsnittet midt i felt. Derimot vil spenningene fra egenvekten avta nærmere opplagrene. Området ved opplagrene vil derfor bli påvirket av større spenninger enn midt i felt. Disse spenningene vil ikke bli undersøkt, men det er sannsynlig at de kan forårsake riss. Det bør derfor armeres slik at det ikke oppstår strekkspenninger i disse områdene. Dette kobles mye sammen med spaltestrekkarmeringen som er nevnt tidligere i dette kapittelet.

9.6 Neglisjerte laster

Vindlasten ble vurdert for liten til å bli medregnet i håndberegningene. Brua som dimensjoneres har annet arealmoment om y-aksen, I_y , lik $1,01 \cdot 10^{12}$. Derimot er I_z lik $8,17 \cdot 10^{13}$. Dette tilsier at brua lettere vil bøye seg om y-aksen enn om z-aksen. Bredden av brua bidrar i stor grad til denne forskjellen. Dersom brua hadde vært over flere lange spenn, ville vindlasten utgjort en større forskjell. Det kan med dette argumenteres for at vinden i vertikal retning vil utgjøre en større risiko for konstruksjonen enn vinden i horisontal retning. Vindlasten kan både virke som en løftkraft, men også som en nedadrettet kraft. For at brua ikke skal bli påvirket av vindens løft, må derfor egenlasten presse ned med større kraft enn vinden presser oppover. For et smalere, tynnere tverrsnitt ville egenvekten vært mindre, noe som ville ført til at løftkraften fra vinden må tas hensyn til.

Vindlasten ble neglisjert i håndberegningene, men ble inkludert i platemodellen slik at det er mulig å finne momentbidraget fra denne. For både horisontale og vertikale vindkrefter, blir det ifølge *FEM-design* et maksimalt momentbidrag på 51,8 kNm/m, som omgjøres til 621,6 kNm. Dette vil utgjøre en større forskjell enn tidligere antatt, men sett i forhold til trafikklastenes størrelsesorden vurderer gruppen det som en rimelig forenkling å neglisjere vindlast for håndberegningene.

Termisk last ble også neglisjert i håndberegninger. Maksimalt temperaturkontraksjonsintervall, $\Delta T_{N,con}$ og $\Delta T_{N,exp}$, ble påført både plate- og bjelkemodellen. Men resultatene fra analysene viste at dette ikke utgjorde noen forskjell for de indre kreftene i brua. Derimot kan det antas at det kan ha utgjort en påvirkning på opplagrene og videre ned i fundamentet, noe som er uvisst siden fundamentet og geotekniske hensyn er neglisjert i oppgaven. Siden temperaturlasten ikke ble tatt med i håndberegningene og analyse i *FEM-design* viste ingen tydelig påvirkning på overbygningen, har lasten derfor ikke blitt benyttet i dimensjoneringen.

Ved en gjennomgang ble det oppdaget at bidraget fra landkarvingene ved en feil er blitt utelatt fra beregningene. Som nevnt i kapittel 3.1.2 utgjør landkarvingene en eksentrisk last på 210,40 kN. Denne lasten settes som en punktlast på hver side av brua. Ettersom lasten virker i massesenter av vingene, vil de plasseres en avstand på 1,64 meter fra opplager. Vingene vil dermed skape et moment i hver bruende. Ved å multiplisere lasten med kraftarm, fås et moment lik 345,06 kNm. Dette momentet vil gi en viss motvirkning til momentet fra egenlasten, M_g .

M_g ville da vært 20991,19 kNm, i motsetning til 21336,25 kNm som er benyttet ved beregninger i rapporten. Momentet fra egenlasten ville med dette vært litt mindre dersom vingene ble tatt med. Feilen er ikke stor, og vil ikke ha utslagsgivende innvirkning på konstruksjonen.

10 Konklusjon

Gjennom en arbeidsperiode på 20 uker har gruppen jobbet målrettet med problemstillingen som innebærer dimensjonering av en spennarmert betongbru. Det var flere resultatmål som ble gjennomgått gjennom prosjektet. Det første var å finne den oppspenningen som motvirker lastvirkningene. Det andre var å finne den armeringsmengden som tilfredsstiller kravene til brudd- og bruksgrensetilstanden. Det tredje og siste var å drøfte de eventuelle forskjellene mellom dimensjoneringen i denne oppgaven, og Afry sine resultater. Denne oppgaven gjenspeiler et godt svar på problemstillingen, samt de ulike delmålene.

Resultatet viser at 16 spennkabler vil motvirke lastene som opptrer på brua, samtidig som denne oppspenningskraften fører til at det ikke dannes riss midt i felt eller for store nedbøyninger. Ved dette er to av de tre resultatmålene besvart. Derimot viser sammenligningen med Afry sin prosjektering at dimensjoneringen foretatt i denne oppgaven er konservativ. Det er en forskjell på 10 spennkabler mellom prosjekteringene, som innebærer at nedbøyning og mengden slakkarmering også varierer.

Hensikten med denne oppgaven var å gi studentene innsikt i arbeidsmetodikk og beregninger som er aktuelle ved prosjektering i arbeidslivet. Flere av beregningene som er gjennomført blir ikke foretatt i arbeidslivet, men ble inkludert i denne oppgaven. På denne måten ble studentene utfordret med ny metodikk, men fikk fortsatt muligheten til å jobbe med kjent stoff. Gruppen opplever et stort læringsutbytte av dette prosjektet, og er stolte av resultatet.

Referanser

FN, 2022. *FN.no*. [Internett]

Available at: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/industri-innovasjon-og-infrastruktur>

Google Maps, 2022. [Internett]

Available at:

<https://www.google.no/maps/@69.7673643,21.0213177,3a,75y,332.15h,97.26t/data=!3m6!1e1!3m4!1sTAMtwM2VS7n8LxZ8XNPq-g!2e0!7i13312!8i6656>

Per Kristian Larsen, A. H. C. A. A., 1993. *Stålkonstruksjoner: profiler og formler*.

Trondheim: Fagbokforlaget.

SINTEF, 2022. *Byggforsk*. [Internett]

Available at:

https://www.byggforsk.no/dokument/284/naturlig_tilslag_i_betong_egenskaper_og_dokumentasjon

Standard Norge, 1991. *Eurokode 1: laster på konstruksjoner, del 1-5: allmenne laster, termiske påvirkninger*. s.l.:s.n.

Standard Norge, 1991. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 2: Trafikklast på bruer*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 1992. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. s.l.:s.n.

Statens Vegvesen, 2022. *Vegvesen*. [Internett]

Available at: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/ferjefrie39/>

Strusoft, 2022. *Youtube*. [Internett]

Available at: <https://www.youtube.com/playlist?list=PLX-NOd6ztACwK0VW6sLPKEVy7M-L7JJ9->

Sørensen, S. I., 2010. *Betongkonstruksjoner*. 2 red. Bergen: Fagbokforlaget.

Vegdirektoratet, 2015. *Bruprojektering*. [Internett]

Available at: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-n400-bruprojektering.pdf>

[Funnet 8 Januar 2022].

Vegvesenet, 2017. 2.3.14 Oppspenningsrekkefølge. I: *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. s.l.:s.n., p. 2022.

Vegvesenet, 2017. *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. [Internett]

Available at: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2569768/SVV%20rapport%20%20668%20Beregningsveiledning%20for%20etteroppspente%20betongbruer.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

[Funnet 8 Januar 2022].

Vegvesenet, 2019. *Prosjekt: E6 Storslett Bru*. [Internett]

Available at: <https://www.vegvesen.no/globalassets/vegprosjekter/drift-og-vedlikehold/e6storslettbru/vedlegg/planbeskrivelse-12-08-2019.pdf>

[Funnet 6 april 2022].

Vegvesenet, 2021. *E6 Storslett Bru*. [Internett]

Available at: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e6storslettbru/>

[Funnet 5 April 2022].

Vedleggsliste

2.3 Overdekning

- 2.3.1 Overdekning overside
- 2.3.2 Overdekning underside

3. Laster

- 3.1.1 Egenvekt
- 3.1.2 Landkarvinger
- 3.1.3 Belegning
- 3.1.4 Rekkverk
- 3.1.5 Kantdrager
- 3.2.1 Trafikklast
- 3.2.1a Jevnt fordelt last (UDL)
- 3.2.1b Aksellast (TS)
- 3.2.2 Vind
- 3.2.3 Termisk last

4. Opptredende laster

- 4.2 Håndberegninger
- 4.2.1 Kvalitetssjekk av FEM-design
- 4.2.2 lasttilfeller for bjelken
- 4.2.3 Karakteristiske laster på utkrager
- 4.2.4 Lasttilfeller for utkrager

5. Spennkraft

- 5.1 Spennarmering
- 5.1.2 Spennarmeringsmengde
- 5.1.3 Sjekk mot balansert armeringsmengde
- 5.1.4 Eksentrisiteter
- 5.2 Tap av spennkraft
- 5.2.1 Tap av tøyingsdifferanse
- 5.2.1a Låsetap
- 5.2.1b Friksjonstap
- 5.2.1c Spennkrafttap fra umiddelbare tap

6. Bruddgrensetilstand

- 6.1.1 Momentkapasitet
- 6.1.2 Skjærkapasitet

7. Bruksgrensetilstand

- 7.1 Spenningsberegning ved urisset betong (stadium I)
- 7.2 Langtidseffekter
- 7.2.1 Kryp
- 7.2.2 Svinn
- 7.2.3 Relaksasjon
- 7.3 Spenningsendring

- 7.4 Nedbøyning
- 7.4.1 Bøyestivhet for uopprisset tverrsnitt
- 7.4.2 Langtidsnedbøyning pga. permanente laster
- 7.4.3 Nedbøyning pga. svinn
- 7.4.4 Oppbøyning fra spennarmeringen
- 7.4.5 Total defleksjon av brua

8. Tverrsnitt

- 8.1 Lengdearmoring i underkant
- 8.2 Tverrarmoring i underkant
- 8.3 Tverrarmoring i overkant
- 8.4 Lengdearmoring i overkant
- 8.5 Skjærarmoring
- 8.6 Spennarmering

9. Sammenligning og refleksjon

2.3 Overdekning

EC2, del 1-1

2.3.1 Overdekning overside

$$C_{min} = maks \left\{ C_{min.dur} + \Delta C_{dur,y} - \frac{C_{min.b}}{10 mm} \Delta C_{dur,add} - \Delta C_{dur,st} \right. \quad (4.2)$$

Der:

$$C_{min.b} = \emptyset = 32 mm$$

$$C_{min.dur} = 50 mm$$

$$\Delta C_{dur,y} = \Delta C_{dur,add} = \Delta C_{dur,st} = 0 mm$$

$$C_{min} = 50 mm$$

$$\Delta C_{dev} = 10 mm$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 50 mm + 10 mm = 60 mm \quad (4.1)$$

Tabell NA.4.4N

2.3.2 Overdekning underside

$$C_{min} = maks \left\{ C_{min.dur} + \Delta C_{dur,y} - \frac{C_{min.b}}{10 mm} \Delta C_{dur,add} - \Delta C_{dur,st} \right. \quad (4.2)$$

Der:

$$C_{min.b} = \emptyset = 110 mm \leq 80 mm \Rightarrow C_{min.b} = 80 mm$$

$$C_{min.dur} = 60 mm$$

$$\Delta C_{dur,y} = \Delta C_{dur,add} = \Delta C_{dur,st} = 0 mm$$

$$C_{min} = 80 mm$$

Tabell NA.4.5N

$$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 80 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$$

(4.1)

3. Laster

3.1 Permanente laster

3.1.1 Egenlast

$$g_1 = \rho_c * A_c = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 10,1m^2 = 252,5 \frac{kN}{m}$$

3.1.2 Landkarvinger

$$\text{Areal rektangelet: } A_r = b_r * l_r = 0,3m * 4,55m = 1,365m^2$$

$$\text{Massesenter rektangel: } Z_{c.r} = \frac{1}{2} * l_r = \frac{1}{2} * 4,55m = 2,275m$$

$$\text{Areal trekant: } A_t = \frac{1}{2} * b_t * l_r = \frac{1}{2} * 3,1m * 4,55m = 7,05m^2$$

$$\text{Massesenter trekant: } Z_{c.t} = \frac{1}{3} * l_r = \frac{1}{3} * 4,55m = 1,517m$$

$$\text{Volum landkarvinge: } V_{lv} = (A_r + A_t) * h_{lv} = (1,365m^2 + 7,05m^2) * 0,5m = 4,2075m^3$$

$$\text{Massesenter landkarvinge: } Z_{c.lv} = \frac{(Z_{c.t} * A_t) + (Z_{c.r} * A_r)}{2 * V_{lv}} = \frac{(1,517 * 7,05) + (2,275 * 1,365)}{8,415} = 1,64m$$

$$\text{Last vinger: } P_v = m * A_v = 25 \frac{kN}{m^3} * 8,415m^3 = 210,40 kN$$

3.1.3 Belegning

$$q_1 = 3,5 * b_{vei} = 3,50 \frac{kN}{m^2} * [4,00 + (2,00 * 3,75)]m = 40,25 \frac{kN}{m}$$

3.1.4 Rekkverk

$$q_2 = q_{\text{rekkverk}} * n_{\text{rekkverk}} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3 = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3.1.5 Kantdrager

$$q_3 = n_{\text{kantdrager}} * \rho_c * A_k = 2 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (0,5\text{m} * 0,6\text{m}) = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3.2 Variable laster

3.2.1 Trafikklast

3.2.1a Jevnt fordelt last (UDL)

$$\text{Lastfelt 1: } q_{1k} = \alpha * q_{ik} * b_{Li} = 0,6 * 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m} = 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Lastfelt 2: } q_{2k} = 1,0 * 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Lastfelt 3: } q_{2k} = 1,0 * 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Lastfelt 4: } q_{3k} = 1,0 * 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Totalt: } q_k = \sum_{i=1}^{i=4} q_{ik} = 38,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3.2.1b Aksellast (TS)

$$\text{Kjørefelt 1: } P_{1k} = \frac{2 * Q_{1k}}{4} = \frac{600 \text{ kN}}{4} = 150 \text{ kN}$$

$$\text{Kjørefelt 2: } P_{2k} = \frac{2 * Q_{2k}}{4} = \frac{400 \text{ kN}}{4} = 100 \text{ kN}$$

EC1, del 2

Tabell 4.2 & NA.4.3.2.

Tabell 4.2

$$\text{Kjørefelt 3: } P_{3k} = \frac{2 \cdot Q_{3k}}{4} = \frac{200 \text{ kN}}{4} = 50 \text{ kN}$$

3.2.2 Vindlast

$$F_w = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C * A_{ref,x} = \frac{1}{2} * 1,25 * 27^2 * 3,055 * 91 = 126 \text{ kN}$$

Der:

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 27 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$A_{ref,x} = L * d_{tot} = 26 \text{ m} * 3,5 \text{ m} = 91 \text{ m}^2$$

$$C = C_e * C_{f,x} = 2,35 * 1,3 = 3,055$$

$$F_w = \frac{1}{2} * 1,25 * 27^2 * 3,055 * 91 = 126 \text{ kN}$$

3.2.3 Termisk last

Maksimalt temperaturkontraksjonsintervall:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e.min} = 10 - (-17) = 27^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e.max} - T_0 = 31 - 10 = 21^\circ\text{C}$$

EC1 del 1-4

(8.3.2)

NA.E.1.3.3

NA.4.2(2)P &
Tabell NA.4(901.1)

8.3.1(4)), figur 8.5
& tabell 8.1

8.3.1(1) & figur 4.2

Eurokode 1, del 1-5

6.1.3.3 (3)

4. Opptredende laster

4.2 Håndberegninger

4.2.1 Kvalitetssjekk av FEM-design

Tabell NA.A2.4(B)

Andre permanente laster: $g_2 = q_1 + q_2 + q_3 = (40,75 + 15 + 1,5) \frac{kN}{m} = 56,75 \frac{kN}{m}$

$$\begin{aligned} \text{Total dim. fordelt last: } q_{tot} &= q_L * \gamma_{TR.dom} + g_1 * \gamma_G + g_2 * \gamma_G \\ &= 38,7 \frac{kN}{m} * 1,35 + 253,5 \frac{kN}{m} * 1,2 + 56,75 \frac{kN}{m} * 1,2 \\ &= 424,61 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

Momentberegning:

$$\text{Moment midt i felt: } M_{q.max} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{424,61 \frac{kN}{m} * (26m)^2}{8} = 35879,55 \text{ kNm}$$

Dim. punktlast: $P_{Ed} = 1200 \text{ kN} * 1,35 = 1650 \text{ kN}$

$$\text{Moment midt i felt: } M_{P.max} = \frac{P * (\frac{L}{2})^2}{L} = \frac{1650 * 13^2}{26} = 10725,00 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Superposisjonsprinsippet: } M_{tot} &= M_q + M_P \\ &= (35879,55 + 10725) \text{ kNm} = 46604,55 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Skjærberegning:

$$\text{Opplagerkraft: } V_{zq} = \frac{q_{tot} * L}{2} = \frac{424,61 \frac{kN}{m} * 26m}{2} = 5519,93 \text{ kN}$$

$$V_{zP} = 1650 \text{ kN (fra punktlasten)}$$

$$\begin{aligned} \text{Superposisjonsprinsippet: } V_{tot} &= V_{zq} + V_{zP} \\ &= (5519,93 + 1650) \text{ kN} = 7169,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.1 Karakteristiske laster på bjelken

$$\text{Egenvekt: } g_k = \rho_c * b_{\text{snitt}} * h = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} * 1,1 \text{ m} = 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Belegning: } q_{1.k} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk: } q_{2.k} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Kantdrager: } q_{3.k} = A_k * \rho_c = (0,5 \text{ m} * 0,6 \text{ m}) * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Trafikklast (UDL): } q_{L.k} = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,6 * 1 \text{ m} = 5,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Trafikklast (Aksel): } P_{L.k} = \frac{Q_{1k}}{2} = \frac{300 \text{ kN}}{2} = 150 \text{ kN}$$

4.2.2 Lasttilfeller for bjelken

Laster	Kar. last	Egenlast dom.		Trafikklast dom.	
		Lastfaktor	Dim. last	Lastfaktor	Dim.last
Egenvekt	27,5 kN/m	1,35	37,13 kN/m	1,20	33,00 kN/m
Belegning	3,5 kN/m	1,35	4,73 kN/m	1,20	4,20 kN/m
Rekkverk	0,5 kN/m	1,35	0,68 kN/m	1,20	0,60 kN/m
Kantdrager	7,5 kN/m	1,35	10,13 kN/m	1,20	9,00 kN/m
UDL	5,4 kN/m	0,95	5,13 kN/m	1,35	7,29 kN/m
Aksellast	150 kN	0,95	142,50 kN	1,35	202,50 kN

Egenlast dominerende (verdier fra tabell 4.2.2):

$$g_{Ed,dom} = (37,13 + 4,73 + 0,68 + 10,13) \frac{kN}{m} = 52,67 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed,sub} = 5,13 \text{ kN/m}$$

$$P_{Ed,sub} = 142,50 \text{ kN}$$

Likevektslign. av hele bjelkens lengde:

$$\sum M_A = 0: (g_{Ed,dom} + q_{Ed,sub}) * \frac{(L)^2}{2} + P_{Ed,sub} * (12,4 + 13,6)m - B_z * L = 0$$

$$\Rightarrow B_z = \frac{(52,67 + 5,13) \frac{kN}{m} * \frac{(26 \text{ m})^2}{2} + 142,50 \text{ kN} * (12,4 + 13,6)m}{26 \text{ m}} = 893,90 \text{ kN}$$

$$A_z = B_z = 893,90 \text{ kN}$$

Snitter midt i felt, ved L = 13 meter:

$$\begin{aligned} M_{g,dom}(13) &= A_z * 13m - (g_{Ed,dom} + q_{Ed,sub}) * \frac{13 \text{ m}^2}{2} - P_{Ed,sub} * 0,6 \text{ m} \\ &= 893,90 \text{ kN} * 13m - (52,67 + 5,13) \frac{kN}{m} * \frac{13 \text{ m}^2}{2} - 142,50 \text{ kN} * 0,6 \text{ m} \\ &= 6651,10 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Trafikklast dominerende (verdier fra tabell 4.2.2):

$$g_{Ed,sub} = (33,00 + 4,20 + 0,60 + 9,00) \frac{kN}{m} = 46,80 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed,dom} = 7,29 \frac{kN}{m}$$

$$P_{Ed,dom} = 202,50 \text{ kN}$$

Likevektslign. av hele bjelkens lengde:

$$\sum M_A = 0: (g_{Ed,sub} + q_{Ed,dom}) * \frac{(L)^2}{2} + P_{Ed,dom} * (12,4 + 13,6)m - B_z * L = 0$$

$$\Rightarrow B_z = \frac{(46,80 + 7,29) \frac{kN}{m} * \frac{(26 m)^2}{2} + 202,50 kN * (12,4 + 13,6)m}{26 m} = 905,67 kN$$

$$A_z = B_z = 905,67 kN$$

Snitter midt i felt, ved x = 13 meter:

$$M_{TR,dom}(13) = A_z * 13m - (g_{Ed,sub} + q_{Ed,dom}) * \frac{13 m^2}{2} - P_{Ed,dom} * 0,6 m$$

$$= 905,67 kN * 13m - (46,80 + 7,29) \frac{kN}{m} * \frac{13 m^2}{2} - 202,50 kN * 0,6 m$$

$$= 7081,61 kNm$$

$$M_{Ed} = M_{TR,dom}(13) = 7081,61 kNm$$

4.2.3 Karakteristiske laster på utkrager

$$\text{Egenlast: } g_{u,k} = (b_u * h_u) * \rho_c = (0,4m * 1m) * 25 \frac{kN}{m^3} = 10 \frac{kN}{m}$$

4.2.4 Lasttilfeller for utkrager

Laster	Karakteristisk last	Egenlast dominerende		Trafikklast dominerende	
		Lastfaktor	Dim. last	Lastfaktor	Dim.last
Egenvekt	10 kN/m	1,35	13,5 kN/m	1,20	12,00 kN/m
Belegning	3,5 kN/m	1,35	4,73 kN/m	1,20	4,20 kN/m
Rekkverk	0,5 kN	1,35	0,68 kN	1,20	0,60 kN
Kantdrager	7,5 kN	1,35	10,13 kN	1,20	9,00 kN
UDL	5,4 kN/m	0,95	5,13 kN/m	1,35	7,29 kN/m
Aksellast	150 kN	0,95	142,50 kN	1,35	202,50 kN

Egenlast dominerende (verdier fra tabell 4.2.4):

$$g_{Ed,dom} = (13,5 + 4,73) \frac{kN}{m} = 18,23 \frac{kN}{m}$$

$$P_{Ed,dom} = (0,68 + 10,13)kN = 10,81 kN$$

$$q_{Ed,sub} = 5,13 \frac{kN}{m}$$

$$P_{Ed,sub} = 142,50 kN$$

$$\begin{aligned} \text{Dim. Moment: } M_{Ed.g.dom} &= 5,13 \frac{kN}{m} * 2,5 m * 1,25 m + 142,5 kN * 2,5 m \\ &\quad + 142,5 kN * 0,5 m + 18,23 \frac{kN}{m} * 2,5 m * 1,25 m \\ &\quad + 10,8 kN * 2,5 m = 527,5 kNm \end{aligned}$$

Trafikklast dominerende:

$$g_{Ed,sub} = (12,00 + 4,20) \frac{kN}{m} = 16,2 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed,dom} = 5,4 \frac{kN}{m} * 1,35 = 7,29 \frac{kN}{m}$$

$$P_{Ed,dom} = 150 kN * 1,35 = 202,5 kN$$

$$P_{Ed,sub} = 8 kN * 1,2 = 9,6 kN$$

$$\begin{aligned} \text{Dim. Moment: } M_{Ed.TR.dom} &= 202,5kN * 2,5 m + 9,6 kN * 2,5 m \\ &\quad + 202,5 kN * 0,5 m + 7,29 \frac{kN}{m} * 2,5 m * 1,25 m \\ &\quad + 16,2 \frac{kN}{m} * 2,5 m * 1,25 m = 704,91 kNm \end{aligned}$$

5. Spennkraft

5.1 Spennarmering

5.1.2 Spennarmeringsmengde

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 1426,09 \text{ N/mm}^2$$

(3.3.6(6))

$$d = h - C_{nom} - b\text{øyle} - r_{r\text{ør}}$$

$$= 1100 \text{ mm} - 65 \text{ mm} - (25 \text{ mm} * 1,25) - \frac{110 \text{ mm}}{2} = 948,75 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 948,75 \text{ mm} = 853,88 \text{ mm}$$

Per meter bru:

$$M_{ED} = 7081,61 * 10^6 \text{ Nmm}$$

$$A_p = \frac{M_{ED}}{f_{pd} * Z} = \frac{7081,61 * 10^6 \text{ Nmm}}{1426,09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 853,88 \text{ mm}} = 5815,52 \text{ mm}^2$$

Sørensen, 7.1.3 (7.14)

$$n_{kabler} = \frac{A_p}{A_{p.kabel}} = \frac{5815,52 \text{ mm}^2}{2660 \text{ mm}^2} = 2,19$$

For hele brua:

$$n_{kabler.total} = n_{kabler} * b_{tykk} = 2,19 \frac{\text{kabler}}{\text{m}} * 7 \text{ m} = 15,33 \approx 16$$

$$A_{p.total} = n_{kabler.total} * A_{p.kabel} = 16 * 2660 \text{ mm}^2 = 42560,00 \text{ mm}^2$$

5.1.3 Sjekk mot balansert armeringsmengde

$$\varepsilon'_{p0} = 6,3 \cdot 10^{-3}$$

Sørensen, 6.4.2

$$\alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} = \frac{0,0035}{0,0035 + \left(\frac{1426,09 \text{ N/mm}^2}{195 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2} - 6,3 \cdot 10^{-3} \right)} = 0,775$$

Sørensen, 7.1.2 (7.7)

$$A_{p,bal} = 0,8 \cdot \alpha_{bal} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}}$$

Sørensen, 7.1.2 (7.8)

$$\begin{aligned} &= 0,8 \cdot 0,775 \cdot 7000 \text{ mm} \cdot 948,75 \text{ mm} \cdot \frac{25,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1426,09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \\ &\quad - 13672,2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{434,75}{1426,09} = 69458,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

5.1.4 Eksentrisiteter

$$C_z = 615,2 \text{ mm}$$

$$C_{z,over} = 1100 \text{ mm} - 615,2 \text{ mm} = 484,8 \text{ mm}$$

$$N_P = P = \sigma_{pm0} \cdot A_{p,meter} = 1394 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 5815,52 \text{ mm}^2 = 8106,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(5.10.3)

$$M_P = M_{Ed} \Rightarrow N_P \cdot e = M_{Ed}$$

$$\Rightarrow e = \frac{M_{Ed}}{N_P} = \frac{7081,61 \text{ kNm/m}}{8106,83 \text{ kN/m}} = 0,87354 \text{ m} \approx 874 \text{ mm}$$

$$e_2 = C_z - C_{nom} - \emptyset_{boyle} = 615,2 \text{ mm} - 65 \text{ mm} - 30 \text{ mm} \approx 520 \text{ mm}$$

$$e_m = e = \frac{e_1}{2} + e_2 + \frac{e_3}{2} = e_1 + e_2$$

Sørensen, 4.4 (4.15)

$$e_1 = e_m - e_2 = 874 \text{ mm} - 520 \text{ mm} = 354 \text{ mm}$$

5.2 Tap av spennkraft

EC2, del 1-1

Spennkraft:

(5.10.3)

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0} &= \min\{k_1 * f_{pk} ; k_2 * f_{p0,1k}\} \\ &= \min\{0,75 * 1860; 0,85 * 1640\} = 1394 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$N_p = -P_{m0} = -\sigma_{pm0} * A_{p,total} = -1394 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 42560 \text{ mm}^2 = -59328,64 \text{ kN}$$

5.2.1a Låsetap

Tøyningstap i spennstålet:

Sørensen, 5.2.1

$$\Delta\varepsilon_{L\ddot{a}s} = \frac{\Delta L_{L\ddot{a}s}}{L} = \frac{6 \text{ mm}}{26000 \text{ mm}} = 2,31 * 10^{-4}$$

Oppspenningstøyning av spennstålet:

Sørensen, 5.2.1

$$\varepsilon_{p,jekk} = \frac{P_{jekk}}{E_s * A_p}$$

Der:

$$\frac{P_{p0}}{A_p} \leq \min\{0,8 * f_{pk}, 0,9 * f_{p0,01k}\} = 1476 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\left(\frac{P_{p0}}{A_p}\right)}{E_p} = \frac{1476 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{195 * 10^3} = 7,57 * 10^{-3}$$

$$\frac{\Delta P}{P_{p0}} = \frac{2,31 * 10^{-4}}{7,57 * 10^{-3}} = 0,03$$

$$\frac{P_{jekk}}{P_{p0}} = 1 + \frac{\Delta P}{P_{p0}} = 1,03$$

$$P_{jekk} = 1,03 * P_{p0} = 1,03 * \left(1476 \frac{N}{mm^2} * 42560 mm^2 \right) = 64308,56 kN$$

$$\varepsilon_{p,jekk} = \frac{64308,56 * 10^3 N}{200 * 10^3 * 42560 mm^2} = 7,55 * 10^{-3}$$

Sørensen, 5.2.1

Spennkrafttap pga. låsing:

$$\Delta P_{Lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{Lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * P_{jekk} = \frac{2,31 * 10^{-4}}{7,55 * 10^{-3}} * 64308,56 * 10^3 = 1966,2 kN$$

Sørensen, 5.2.2

5.2.1b Friksjonstap

Spennkablernes helning:

$$\text{Ved bjelkeendene, } \theta_A = \theta_B = \frac{2 * e_2}{L/2} = \frac{2 * 0,52 m}{26m/2} = 0,08 rad$$

I midtsnittet, $\theta_m = 0$

Spennkabelens vinkelendring:

$$\text{Ved passiv forankring, } x = 26 m: \theta = \theta_A + \theta_B = 0,08 + 0,08 = 0,16 rad$$

$$\text{I midtsnittet, } x = 13 m: \theta = \theta_A - \theta_m = 0,08 - 0 = 0,08 rad$$

Opprinnelig oppspenningskraft (jekkekraft):

(5.10.2.1)

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \min \{0,80 * f_{pk} ; 0,90 * f_{p0,1k}\} = \min \{0,80 * 1860; 0,90 * 1640\} \\ &= 1476 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\tag{5.10.2.1}$$

$$P_{max} = \sigma_{max} * A_{p.total} = 1476 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 42560 \text{ mm}^2 = 62818,56 \text{ kN}$$

Spennkrafttap ved passiv forankring:

(5.10.5.2)

$$\begin{aligned}\Delta P_{\mu}(x = 26) &= P_{max} * (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \\ &= 62818,56 \text{ kN} * \left(1 - e^{-0,18 \text{ rad}^{-1} \left(0,16 \text{ rad} + 0,005 \frac{\text{rad}}{\text{m}} * 26 \text{ m}\right)}\right) \\ &= 3195,01 \text{ kN}\end{aligned}\tag{5.10.5.2}$$

Spennkrafttap i midtsnittet:

$$\begin{aligned}\Delta P_{\mu}(x = 13) &= P_{max} * (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \\ &= 62818,56 \text{ kN} * \left(1 - e^{-0,18 \text{ rad}^{-1} \left(0,08 \text{ rad} + 0,005 \frac{\text{rad}}{\text{m}} * 13 \text{ m}\right)}\right) = 1618,35 \text{ kN}\end{aligned}$$

5.2.1c Spennkrafttap fra umiddelbare tap

$$\Delta P = \Delta P_{l\ddot{a}s} + \Delta P_{\mu}(x = 26) = (1966,20 + 3195,01) \text{ kN} = 5151,21 \text{ kN}$$

$$P_{m0.faktisk} = -(P_{max} - \Delta P) = -(62818,56 - 5151,21) \text{ kN} = -57667,35 \text{ kN}$$

6. Bruddgrensetilstand

6.1.1 Momentkapasitet

$$M_{Rd} = 0,8 * \alpha(1 - 0,4 * \alpha) * f_{cd} * b * d^2$$

Der:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,5} = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_p + A_{s,min} * f_{yd}}{0,8 * f_{cd} * b * d}$$

Per meter av bruas bredde:

$$\alpha = \frac{1426,09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 5815,52 \text{ mm}^2 + 1874,73 \text{ mm}^2 * 434,78 \text{ N/mm}^2}{0,8 * 25,50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 1000 \text{ mm} * 948,75 \text{ mm}} = 0,47$$

$$M_{Rd} = 0,8 * 0,47 * (1 - 0,4 * 0,47) * 25,50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 1000 \text{ mm} * (948,75 \text{ mm})^2$$
$$= 7007,90 \text{ kNm}$$

For hele bruas bredde:

$$\alpha_{Rd.total} = \frac{1426,09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 42560,00 \text{ mm}^2 + 13672,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 434,78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0,8 * 25,50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 7000 \text{ mm} * 948,75 \text{ mm}} = 0,49$$

$$M_{Rd.total} = 0,8 * 0,49 * (1 - 0,4 * 0,49) * 25,50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 7000 \text{ mm} * (948,75 \text{ mm})^2$$
$$= 50638,86 \text{ kNm}$$

EC2, del 1-1

Sørensen, 7.1.2 (7.5)

(3.1.6) & NA.3.1.6

Sørensen, 7.1.2 (7.9)

6.1.2 Skjærkapasitet

Urisset:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} * \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 * \sigma_{cp} * f_{ctd}}$$

(6.2.2 (2))

Der:

FEM-design

$$I_y = 1017005500550 \text{ mm}^4$$

FEM-design

$$S_y = 1391432965 \text{ mm}^3$$

(6.2.2 (2))

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{45386 * 10^3}{10100000} = 4,49$$

(3.1.6 (2)P)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{2,7 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1,5} = 1,53 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(6.2.2 (2))

$$\alpha_l = 1,0$$

$$V_{Rd,c} = \frac{1017005500550 * 7000}{1391432965} * \sqrt{1,53^2 + 1 * 4,49 * 1,53} = 15532,33 \text{ kN}$$

Risset:

$$V_{Rdc} = \left(C_{Rdc} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right) * b_w \quad (6.2.2 (1))$$

Der:

$$C_{Rdc} = \frac{k_2}{1,5} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad \text{NA.6.2.2(1)}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,459 \leq 2,0 \quad (6.2.2 (1))$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{42560}{7000 * 948} = 0,006 \leq 0,02 \quad (6.2.2 (1))$$

$$f_{ck} = 45 \frac{N}{mm^2}$$

$$\begin{aligned} V_{Rdc} &= \left(0,12 * 1,459 * (100 * 0,006 * 45)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 4,49 \right) * 7000 * 948 \\ &= 8037,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Bruksgrensetilstand

EC2, del 1-1

7.1 Spenningsberegning ved urisset betong (stadium I)

Betongtverrsnitt etter 28 døgn (transformert tverrsnitt):

$$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{1,95 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2}{30 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2} = 6,50$$

Sørensen, 6.2

$$\begin{aligned} A_t &= A_c + (\eta - 1) * A_{p.total} \\ &= 10,10 * 10^6 \text{ mm}^2 + (6,50 - 1) * 42560 \text{ mm}^2 = 10334080 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$e = e_2 = 520 \text{ mm}$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1) * A_{p.total} * e}{A_t} = \frac{(6,5 - 1) * 42560 \text{ mm}^2 * 520 \text{ mm}}{10334080 \text{ mm}^2} = 11,78 \text{ mm}$$

$$I_c = 1017005,50 * 10^6 \text{ mm}^4$$

FEM-design

$$\begin{aligned} I_t &= I_c + A_c * y_t^2 + (\eta - 1) * A_{p.total} * (e - y_t)^2 \\ &= 1017005,50 * 10^6 \text{ mm}^4 + 10,10 * 10^6 \text{ mm}^2 * (11,78 \text{ mm})^2 \\ &\quad + (6,50 - 1) * 42560 \text{ mm}^2 * (520 \text{ mm} - 11,78 \text{ mm})^2 \\ &= 10,79 * 10^{11} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Aksialkraft og moment ved oppspenning:

$$N_p = -P_{m0} = -\sigma_{pm0} * A_{p.total} = -1394 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 42560 \text{ mm}^2 = -59328,64 \text{ kN} \quad (5.10.2)$$

$$\begin{aligned} M_p &= N_p * (e - y_t) = -59328,64 \text{ kN} * (0,52 - 0,01178) \text{ m} \\ &= -30152,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sørensen, 6.2

Spenning i betong i underkant av tverrsnitt:

$$\begin{aligned}\sigma_c\left(\frac{h}{2}\right) &= \frac{N_P}{A_t} + \frac{M_P}{I_t} * \left(\frac{h}{2} - y_t\right) \\ &= \frac{-59328,64 * 10^3 \text{ N}}{10334080 \text{ mm}^2} + \frac{-30152,00 * 10^6 \text{ Nmm}}{10,79 * 10^{11} \text{ mm}^4} * \left(\frac{1100 \text{ mm}}{2} - 11,78 \text{ mm}\right) \\ &= -20,78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\end{aligned}$$

Sørensen, 6.2

Spenning i betong i overkant av tverrsnitt:

$$\begin{aligned}\sigma_c\left(-\frac{h}{2}\right) &= \frac{N_P}{A_t} + \frac{M_P}{I_t} * \left(-\frac{h}{2} - y_t\right) \\ &= \frac{-59328,64 * 10^3 \text{ N}}{10334080 \text{ mm}^2} + \frac{-30152,00 * 10^6 \text{ Nmm}}{10,79 * 10^{11} \text{ mm}^4} * \left(-\frac{1100 \text{ mm}}{2} - 11,78 \text{ mm}\right) \\ &= 9,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\end{aligned}$$

Sørensen, 6.2

Moment inkludert oppspenningskraft og egenvekt (i midtsnitt):

$$M_g = \frac{g_1 * L^2}{8} = \frac{252,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (26\text{m})^2}{8} = 21336,25 \text{ kNm}$$

Profiler og formler, Tabell 3.1

$$M_t = M_P + M_g = (-30152,00 + 21336,25) \text{ kNm} = -8815,75 \text{ kNm}$$

Spenning i betong i underkant av tverrsnitt:

$$\begin{aligned}\sigma_c\left(\frac{h}{2}\right) &= \frac{N_P}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} * \left(\frac{h}{2} - y_t\right) \\ &= \frac{-59328,64 * 10^3 \text{ N}}{10334080 \text{ mm}^2} + \frac{-8815,75 * 10^6 \text{ Nmm}}{10,79 * 10^{11} \text{ mm}^4} * \left(\frac{1100 \text{ mm}}{2} - 11,78 \text{ mm}\right) \\ &= -10,14 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Sørensen, 6.2

Spenning i betong i overkant av tverrsnitt:

$$\sigma_c\left(-\frac{h}{2}\right) = \frac{N_P}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} * \left(-\frac{h}{2} - y_t\right)$$

Sørensen, 6.2

$$= \frac{-59328,64 * 10^3 \text{ N}}{10334080 \text{ mm}^2} + \frac{-8815,75 * 10^6 \text{ Nmm}}{10,79 * 10^{11} \text{ mm}^4} * \left(-\frac{1100 \text{ mm}}{2} - 11,78 \text{ mm} \right)$$

$$= -1,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenning i betong i høyde med spennarmering:

$$\sigma_c(e) = \frac{N_P}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} * (e - y_t)$$

$$= \frac{-59328,64 * 10^3 \text{ N}}{10334080 \text{ mm}^2} + \frac{-8815,75 * 10^6 \text{ Nmm}}{10,79 * 10^{11} \text{ mm}^4} * (520 \text{ mm} - 11,78 \text{ mm})$$

$$= -9,89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tillatt trykkspenning i betongen: $\sigma_c \left(\frac{h}{2} \right) \leq 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Sørensen, 6.2

(5.10.2.2 (5))

Tillatt strekkspenning i betongen: $\sigma_c \left(-\frac{h}{2} \right) \leq f_{ctm}$

(N400, 13.1.7)

7.2 Langtidseffekter

EC2, del 1-1

7.2.1 Kryp

Betongens alder ved påføring av last:

$$t_0 = 28 \text{ døgn}$$

Betongens alder ved langsiktig analyse:

$$t = \infty$$

Normert kryptall: $\varphi_{t0} = \varphi_{RH} * \beta_{fcm} * \beta_{t0}$

Tillegg B.1

Der:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{53}\right)^{0,7} = 0,75$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{53}\right)^{0,2} = 0,92$$

$$RH = 80\%$$

$$h_0 = 2 * \frac{A_c}{u} = 2 * \frac{10,10 * 10^6 \text{ mm}^2}{25182,00 \text{ mm}} = 802,16 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \alpha_1 * \frac{\frac{RH}{100}}{0,1 * h_0^{\frac{1}{3}}}\right) * \alpha_2 = \left(1 + 0,75 * \frac{\frac{80}{100}}{0,1 * 802,16^{\frac{1}{3}}}\right) * 0,92 = 1,59$$

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{53}} = 2,31$$

$$\beta_{t_0} = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,2}} = 0,49$$

$$\varphi_{t_0} = 1,59 * 2,31 * 0,49 = 1,80$$

Kryputvikling:

$$\beta_c(t, t_0) = \beta_c(\infty, 28) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0,3} \approx 1,00$$

Tillegg B.1

Kryptall:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{t_0} * \beta_c(t, t_0) = 1,80 * 1,00 = 1,80$$

Tillegg B.1

Effektiv «langtids» e-modul:

$$E_{cl}(t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t_0}} = \frac{30,00 * 10^3 \text{ N/mm}^2}{1,00 + 1,80} = 10714,29 \text{ N/mm}^2$$

Sørensen, 6.3.1 (6.13)

Laster:

Oppspenning: $M_p = -30152,00 \text{ kNm}$

Permanente laster: $M_{g2} = 21336,25 \text{ kNm} + 4795,40 \text{ kNm} = 26131,65 \text{ kNm}$

Nyttelast: $M_q = 10710,20 \text{ kNm}$

FEM-design

FEM-design

Midlere E-modul:

$$E_{\text{middel}} = \frac{\sum|M|}{\frac{M_{g2} + M_p}{E_{cl}(t_0)} + \frac{M_q}{E_{cm}}} = \frac{|-30152,00 + 26131,65 + 10710,20| \text{ kNm}}{\frac{(26131,65 + |-30152|) \text{ kNm}}{10714,29 \text{ N/mm}^2} + \frac{10710,20 \text{ kNm}}{30,00 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}} = 11941,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sørensen, 6.3.1 (6.14)

Betongtverrsnitt etter ∞ døgn (transformert tverrsnitt):

$$\eta = \frac{E_p}{E_{\text{middel}}} = \frac{1,95 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2}{11941,55 \text{ N/mm}^2} = 16,33$$

Sørensen, 6.2

$$A_t = A_c + (\eta - 1) * A_{p,\text{total}} = 10,10 * 10^6 \text{ mm}^2 + (16,33 - 1) * 42560 \text{ mm}^2$$
$$= 10752444,8 \text{ mm}^2$$

Sørensen, 6.3.1

$$y_t = \frac{(\eta - 1) * A_{p,\text{total}} * e}{A_t} = \frac{(16,33 - 1) * 42560 \text{ mm}^2 * 520 \text{ mm}}{10752444,8 \text{ mm}^2} = 31,55 \text{ mm}$$

$$I_c = 1017005,50 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_t = I_c + A_c * y_t^2 + (\eta - 1) * A_{p,\text{total}} * (e - y_t)^2$$
$$= 1017005,50 * 10^6 \text{ mm}^4 + 10,10 * 10^6 \text{ mm}^2 * (31,55 \text{ mm})^2$$
$$+ (16,33 - 1) * 42560 \text{ mm}^2 * (520 \text{ mm} - 31,55 \text{ mm})^2$$
$$= 11,83 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

FEM-design

Laster:

$$N_k = N_p = - 59328,64 \text{ kN}$$

$$M_k = N_k * (e - y_t) + M_q + M_{g2}$$

$$= [- 59328,64 \text{ kN} * (0,52 - 0,03155)\text{m}] + (26131,65 + 10710,20)\text{kNm}$$

$$= 7862,78 \text{ kNm}$$

Sørensen, 6.3.1

Spenning i betong (kryp) i høyde med spennarmering:

$$\sigma_{c.k}(e) = \frac{N_k}{A_t} + \frac{M_k}{I_t} * (e - y_t)$$

$$= \frac{-59328,64 * 10^3 \text{ N}}{10752444,8 \text{ mm}^2} + \frac{7862,78 * 10^6 \text{ Nmm}}{11,83 * 10^{11} \text{ mm}^4} * (520 \text{ mm} - 31,55 \text{ mm})$$

$$= - 2,27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sørensen, 6.2

Spenning i betong (kryp) i underkant av tverrsnitt:

$$\sigma_{c.k}\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{N_k}{A_t} + \frac{M_k}{I_t} * \left(\frac{h}{2} - y_t\right)$$

$$= \frac{-59328,64 * 10^3 \text{ N}}{10752444,8 \text{ mm}^2} + \frac{7862,78 * 10^6 \text{ Nmm}}{11,83 * 10^{11} \text{ mm}^4} * \left(\frac{1100 \text{ mm}}{2} - 31,55 \text{ mm}\right)$$

$$= -2,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sørensen, 6.2

Spenningsendring i spennarmering:

$$\Delta\sigma_{p.k} = \frac{\sigma_{c.k}(e)}{E_{middel}} * E_P = \frac{-2,27 \frac{N}{mm^2}}{11941,55 \frac{N}{mm^2}} * (1,95 * 10^5) \frac{N}{mm^2} = -37,07 \frac{N}{mm^2}$$

Sørensen, 6.2

7.2.2 Svinn

Betongtrykkfasthet ved 28 døgn:

$$t_s = 28 \text{ døgn}$$

$$f_{cm} = 53 \frac{N}{mm^2}$$

Tabell 3.1

$$f_{cm0} = 10 \frac{N}{mm^2}$$

Tillegg B.2

Autogen svinntøyning: $\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$

(3.1.4)

Der:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 * t^{0,5}) \approx 1 \text{ for } t = \infty$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 2,5 * (45 - 10) * 10^{-6} = 8,75 * 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca} = 1 * 8,75 * 10^{-5} = 8,75 * 10^{-5}$$

Nominell svinntøyning ved uttørking:

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

Tillegg B.2

Der:

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1,55 * \left(1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right) = 0,756$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \text{ for sementklasse N}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 \text{ for sementklasse N}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left((220 + 110 * 4) * e^{\left(-0,12 * \frac{53}{10} \right)} \right) * 10^{-6} * 0,756 = 2,245 * 10^{-4}$$

Svinntøyning ved uttørking:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

(3.1.4)

Der:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04*\sqrt{h_0^3}} \approx 1 \text{ for } t = \infty$$

$$k_h = 0,7 \text{ for } h_0 > 500 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 1 * 0,7 * 2,245 * 10^{-4} = 1,57 * 10^{-4}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 1,57 * 10^{-4} + 8,75 * 10^{-5} = 2,45 * 10^{-4}$$

(3.1.4)

$$\text{Svinntøyning har negativt fortegn} \Rightarrow \varepsilon_{cs} = - 2,45 * 10^{-4}$$

Laster:

$$N_s = -\varepsilon_{cs} * E_p * A_{p.total} = -(-2,45 * 10^{-4}) * 1,95 * 10^5 \frac{N}{mm^2} * 42560 mm^2$$
$$= 2033,30 kN$$

Sørensen, 6.3.2 (6.15)

$$M_s = N_s * (e - y_t) = 2033,30 kN * (0,52 - 0,03155)m = 993,16 kNm$$

Sørensen, 6.2

Spenningsendring i betongen i høyde med spennarmering:

$$\Delta\sigma_{c.s}(e) = \frac{N_s}{A_t} + \frac{M_s}{I_t} * (e - y_t)$$
$$= \frac{2033,30 * 10^3 N}{10752444,8 mm^2} + \frac{993,16 * 10^6 Nmm}{11,83 * 10^{11} mm^4} * (520 mm - 31,55 mm)$$
$$= 0,60 \frac{N}{mm^2}$$

Sørensen, 6.2

Spenning i betong (svinn) i underkant av tverrsnitt:

$$\sigma_{c.s}\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{N_s}{A_t} + \frac{M_s}{I_t} * \left(\frac{h}{2} - y_t\right)$$
$$= \frac{2033,30 * 10^3 N}{10752444,8 mm^2} + \frac{993,16 * 10^6 Nmm}{11,83 * 10^{11} mm^4} * \left(\frac{1100 mm}{2} - 31,55 mm\right)$$
$$= 0,62 \frac{N}{mm^2}$$

Sørensen, 6.2

Spenningsendring i spennarmering:

$$\Delta\sigma_{p.s} = \left(\varepsilon_{cs} + \frac{\Delta\sigma_{c.s}(e)}{E_{middel}}\right) * E_p = \left(-2,45 * 10^{-4} + \frac{0,60 \frac{N}{mm^2}}{11941,55 \frac{N}{mm^2}}\right) * 1,95 * 10^5 \frac{N}{mm^2}$$
$$= -37,98 N/mm^2$$

Sørensen, 6.3.2 (6.17)

7.2.3 Relaksasjon

Relaksasjonstap:

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

(3.3.2 (6))

Absoluttverdi av den initielle forspenningen:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0} = \min \{k_1 * f_{pk} ; k_2 * f_{p0,1k}\} = 1394 \frac{N}{mm^2} \quad (5.10.3)$$

Faktor:

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1394}{1860} = 0,75 \quad (3.3.2 (7))$$

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr} &= 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75*(1-\mu)} * 10^{-5} * \sigma_{pi} \\ &= 0,66 * 2,5 * e^{9,1*0,75} * \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75*(1-0,75)} * 10^{-5} * 1394 = 67,90 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (3.3.2 (7))$$

Laster:

$$N_r = \Delta\sigma_{pr} * A_{p,total} = 67,90 \frac{N}{mm^2} * 42560 mm^2 = 2889,82 kN$$

$$M_r = N_r * (e - y_t) = 2889,82 kN * (0,52 - 0,03155)m = 1411,53 kNm$$

Spenningsendring i betongen i høyde med spennarmering:

$$\Delta\sigma_{c,r}(e) = \frac{N_r}{A_t} + \frac{M_r}{I_t} * (e - y_t)$$

Sørensen, 6.2

$$= \frac{2889,82 \cdot 10^3 \text{ N}}{10752444,8 \text{ mm}^2} + \frac{1411,53 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{11,83 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4} * (520 - 31,55) \text{ mm}$$

$$= 0,85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenning i betong (svinn) i underkant av tverrsnitt:

$$\sigma_{c,r} \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{N_r}{A_t} + \frac{M_r}{I_t} * \left(\frac{h}{2} - y_t \right)$$

$$= \frac{2889,82 \cdot 10^3 \text{ N}}{10752444,8 \text{ mm}^2} + \frac{1411,53 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{11,83 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4} * \left(\frac{1100}{2} - 31,55 \right) \text{ mm}$$

$$= 0,89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sørensen, 6.2

Spenningsendring i spennarmering:

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{\Delta\sigma_{c,r}(e)}{E_{middel}} * E_p = \frac{0,85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{11941,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} * 1,95 * 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 13,88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sørensen, 6.2

7.3 Spenningsendring

EC2, del 1-1

Total langtidsspenning i betongen i underkant av tverrsnitt:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,langtids}\left(\frac{h}{2}\right) &= \sigma_{c.k}\left(\frac{h}{2}\right) + \Delta\sigma_{c.s}\left(\frac{h}{2}\right) + \Delta\sigma_{c.r}\left(\frac{h}{2}\right) \\ &= (-2,07 + 0,62 + 0,89) \frac{N}{mm^2} = -0,56 \frac{N}{mm^2}\end{aligned}$$

Total langtidsspenning i spennarmeringen:

$$\sigma_{p,max} = \min\{k_1 * f_{pk} ; k_2 * f_{p0,1k}\}$$

(5.10.2.1)

$$= \min\{0,80 * 1860; 0,90 * 1640\} = 1488 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{p,langtids} = \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p.k} + \Delta\sigma_{p.s} - \Delta\sigma_{p.r} + \Delta\sigma_{p.r}$$

$$= (1394,00 - 37,07 - 37,98 - 67,90 + 13,88) \frac{N}{mm^2} = 1264,93 \frac{N}{mm^2}$$

7.4 Nedbøyning

EC2, del 1-1

7.4.1 Bøyestivhet for uopprisset tverrsnitt

Betongens arealtrehetsmoment:

$$I_c = 1017005,50 * 10^6 mm^4$$

FEM-design

Bøyestivhet for uopprisset tverrsnitt:

$$EI = E_{cm} * I_c = 30 * 10^3 \frac{N}{mm^2} * 1017005,50 * 10^6 mm^4 = 3,05 * 10^{16} Nmm^2$$

Sørensen, 5.2.3 (5.10)

7.4.2 Langtidsnedbøyning pga. permanente laster

Sørensen, 5.2.5

Forutsettes resultater fra vedlegg 7.2.1 Kryp

Lastene:

$$q = 56,75 \frac{kN}{m}$$

$$p_{lang} = 252,5 \frac{kN}{m}$$

Nedbøyning midt på bjelken etter lang tid:

$$\delta_{lang} = \frac{5}{384} * \frac{(g + p_{lang}) * L^4}{EI} = \frac{5 * (252,5 + 56,75) * 26^4 * 10^{12}}{384 * 3,05 * 10^{16}} = 60,53 \text{ mm}$$

7.4.3 Nedbøyning pga. svinn

Sørensen, 5.2.6 (5.32)

$$K_s = \frac{\varepsilon_{cs}}{d} = \frac{2,45 * 10^{-4}}{948} = 2,58 * 10^{-7} \text{ mm}^{-1}$$

Sørensen, 5.2.6

$$\begin{aligned} \delta_{svinn} &= \int_L K_s * M_{virt} dx = \frac{1}{2} * K_s * \frac{L}{4} * L = \frac{K_s * L^2}{8} \\ &= \frac{2,58 * 10^{-7} * 26000^2}{8} = 21,80 \text{ mm} \end{aligned}$$

7.4.4 Oppbøyning fra spennarmering

Endeeksentrisiteter ekskludert:

$$M_p = \frac{q * L^2}{8} \Rightarrow q = \frac{M_p * 8}{L^2} = \frac{-30152,08 \text{ kNm} * 8}{26 \text{ m}^2} = -356,83 \frac{kN}{m}$$

Profiler og formler,
Tabell 3.1

$$\delta_{P.1} = \frac{5 * q * L^4}{384 * EI} = \frac{5 * -356,83 * 10^6 \frac{N}{\text{mm}^2} * (26000 \text{ mm})^4}{384 * 3,05 * 10^{16}} = -69,61 \text{ mm}$$

Profiler og formler,
Tabell 3.1

Endeeksentrisiteter inkludert:

$$\delta_{b1} = \frac{P * e}{EI} * \frac{L^2}{4,8} = \frac{-59328,64 * 10^3 * 520 * 26000^2}{3,05 * 10^{16} * 4,8} = -142,45 \text{ mm} \quad \text{Sørensen, 4.5 (4.22)}$$

$$\delta_{b2} = \frac{P * e}{EI} * \frac{L^2}{8} = \frac{59328,64 * 10^3 * 354 * 26000^2}{3,05 * 10^{16} * 8} = 58,19 \text{ mm} \quad \text{Sørensen, 4.5 (4.23)}$$

$$\delta_{P,2} = \delta_{b1} + \delta_{b2} = -84,26 \text{ mm} \quad \text{Sørensen, 4.5 (4.24)}$$

7.4.5 Total defleksjon

Total nedbøyning:

$$\delta_{total.1} = \delta_{lang} + \delta_{svinn} + \delta_{P,1} = (60,53 + 21,80 - 69,61) \text{ mm} = 12,72 \text{ mm}$$

$$\delta_{total.2} = \delta_{lang} + \delta_{svinn} + \delta_{P,2} = (60,53 + 21,80 - 85,48) \text{ mm} = -3,15 \text{ mm}$$

8. Tverrsnitt

EC2, del 1-1

8.1 Lengdearmering i underkant

Minimums armeringsmengde per meter av bruas bredde:

(9.2.1.1(1))

$$0,26 * b_t * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 * 1000 \text{ mm} * 948,75 \text{ mm} * \frac{3,8 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} = 1874,73 \frac{mm^2}{m}$$

$$0,0013 * b_t * d = 0,0013 * 1000 \text{ mm} * 948,75 \text{ mm} = 1233,37 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{s,min} = 1874,73 \frac{mm^2}{m}$$

Minimums armeringsmengde for hele bruas tverrsnitt:

(9.2.1.1(1))

$$0,26 * b_t * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 * 7000 \text{ mm} * 948,75 \text{ mm} * \frac{3,8 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} = 13123,11 \text{ mm}^2$$

$$0,0013 * b_t * d = 0,0013 * 7000 \text{ mm} * 948,75 \text{ mm} = 8633,63 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,total} = 13123,11 \text{ mm}^2$$

Faktisk armeringsmengde:

$$n_{armeringsjern} = \frac{A_{s,min,total}}{\pi * r^2} = \frac{13123,11 \text{ mm}^2}{\pi * \left(\frac{20}{2}\right)^2} = 41,77 \approx 42$$

$$A_{s,underkant,total} = n * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 42 * \pi * \left(\frac{20}{2}\right)^2 = 13194,69 \text{ mm}^2$$

Maksimal senteravstand mellom armeringsjern (hovedarmering):

$$s_{max.slabs.h2} = \min[2h, 250 \text{ mm}] = 250 \text{ mm} \quad (9.3.1.1(3))$$

Fri (horisontal) avstand mellom armeringsjern:

$$\begin{aligned} a_h &\geq \max\{k_1 * \phi ; d_g + k_2 ; 20 \text{ mm}\} = \max\{2 * \phi ; d_g + 5 ; 20 \text{ mm}\} \\ &= 2 * 20 = 40 \text{ mm} \end{aligned} \quad (8.2(2))$$

8.2 Tverrarmering i underkant

EC2, del 1-1

$$\frac{13194,7 \text{ mm}^2}{7 \text{ m}} = 1884,96 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$25\% \text{ av: } 1884,96 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 471,24 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (9.3.1.1(2))$$

$$\text{For } \phi 25: n = \frac{471,24 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{\pi * \left(\frac{25}{2}\right)^2} = 0,96$$

$$\frac{1000}{5} = 200 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \rightarrow 5 \text{ armeringsstenger per meter}$$

Maksimal senteravstand mellom armeringsjern (fordelingsarmering):

$$s_{max.slabs.f2} = \min[3h, 400 \text{ mm}] = 400 \text{ mm} \quad (9.3.1.1(3))$$

Fri (horisontal) avstand mellom armeringsjern:

$$\begin{aligned} a_h &\geq \max\{k_1 * \phi ; d_g + k_2 ; 20 \text{ mm}\} = \max\{2 * \phi ; d_g + 5 ; 20 \text{ mm}\} \\ &= 2 * 25 = 50 \text{ mm} \end{aligned} \quad (8.2(2))$$

8.3 Tverrarmering i overkant

EC2. del 1-1

$$d = h - C_{nom} + \frac{\emptyset}{2} = 400 \text{ mm} - 75 \text{ mm} + \frac{25}{2} \text{ mm} = 312,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 * d = 281,25 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{704,91 * 10^6 \text{ Nmm}}{434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 281,25 \text{ mm}} = 5774,99 \text{ mm}$$

$$n = \frac{A_s}{\pi * \left(\frac{25}{2}\right)^2} = 11,76 \text{ jern} \approx 12 \text{ jern per meter lengde}$$

Maksimal senteravstand mellom armeringsjern (hovedarmering)

$$s_{max.slabs.h2} = \min[2h, 250 \text{ mm}] = 250 \text{ mm}$$

(9.3.1.1(3))

Fri (horisontal) avstand mellom armeringsjern

$$a_h \geq \max\{k_1 * \phi; d_g + k_2; 20 \text{ mm}\} = \max\{2 * \phi; d_g + 5; 20 \text{ mm}\} \\ = 2 * 25 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

(8.2(2))

8.4 Lengdearmering i overkant

EC2, del 1-1

$$12 * \pi * \left(\frac{25}{2}\right)^2 = 5890,48 \text{ mm}^2$$

$$25\% \text{ av } 5890,48 \text{ mm}^2 = 1472,62 \text{ mm}^2 \text{ per meter bredde}$$

(9.3.1.1(2))

$$A_{s.overkant} = 1472,62 \text{ mm}^2 * 12 \text{ m} = 17671,44 \text{ mm}^2$$

$$\text{For } \emptyset 20: n = \frac{A_{s,\text{trykk}}}{\pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} = \frac{17671,44 \text{ mm}^2}{\pi * \left(\frac{20}{2}\right)^2} = 56,25 \approx 57 \text{ jern}$$

Eksakt armeringsmengde:

$$A_{s,\text{overkant.total}} = n * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 57 * \pi * \left(\frac{20}{2}\right)^2 = 17907,08 \text{ mm}^2$$

Maksimal senteravstand mellom armeringsjern (fordelingsarmering)

$$s_{\text{max.slabs.f2}} = \min[3h, 400 \text{ mm}] = 400 \text{ mm} \quad (9.3.1.1(3))$$

Fri (horisontal) avstand mellom armeringsjern

$$\begin{aligned} a_h &\geq \max\{k_1 * \phi ; d_g + k_2 ; 20 \text{ mm}\} = \max\{2 * \phi ; d_g + 5 ; 20 \text{ mm}\} \\ &= 2 * 20 = 40 \text{ mm} \end{aligned} \quad (8.2(2))$$

8.5 Skjærarmering

EC2. del 1-1

Minimum skjærarmeringsforhold:

$$\rho_{w,\text{min}} = 0,1 * \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,1 * \frac{\sqrt{45}}{500} = 1,34 * 10^{-3} \quad \text{NA.9.2.2(5)}$$

Minste skjærarmeringstversnitt per lengdeenhet langs bjelken:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * \sin \alpha} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,\text{min}} * b_w = 1,34 * 10^{-3} * 7000 \text{ mm} = 9,39 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Armeringsmengde:

$$A_{sw} = 2 * n * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 2 * 2 * \pi * \left(\frac{25}{2}\right)^2 = 1963,50 \text{ mm}^2$$

Nødvendig senteravstand:

$$s \leq \frac{A_{sw}}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)} = \frac{1963,50 \text{ mm}^2}{9,39 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 209,10 \text{ mm}$$

Største senteravstand mellom skjærarmeringsenheter:

$$S_{l,max} = 0,6 * h' = 0,6 * 0,9 * 1100 = 594 \text{ mm}$$

$$S_{l,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 * \phi \\ d_G + k_2 \\ 20 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 * 25 \\ 16 + 5 \\ 20 \end{array} \right. = 25 \text{ mm}$$

8.6 Spennarmering

Minste fri horisontal avstand mellom kabelrør:

$$a_h = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi \\ d_g + 5 \\ 50 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 110 \\ 16 + 5 \\ 50 \end{array} \right. = 110 \text{ mm}$$

NA.9.2.2(6)

8.2(2)

EC2, del 1-1

8.10.1.3(3) &
figur 8.15

9 Sammenligning og refleksjon

9.3 Feilsøking for tverrsnittskapasiteter

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_P}{0,8 * f_{cd} * b * d} = \frac{1426,09 \frac{N}{mm^2} * 42560 mm^2}{0,8 * 25,5 \frac{N}{mm^2} * 7000 mm * 948 mm} = 0,45$$

Sørensen, 7.1.2 (7.9)

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 0,8 * \alpha * (1 - 0,4 * \alpha) * f_{cd} * b * d^2 \\ &= 0,8 * 0,45 * (1 - 0,4 * 0,45) * 25,5 \frac{N}{mm^2} * 1000 mm * (948,75 mm)^2 \\ &= 47355,59 kNm \end{aligned}$$

Sørensen, 7.1.2 (7.5)

9.4 Lastbalansering

$$N_P = \frac{M_P}{e} = \frac{7081,36 kNm/m}{0,52 m} = 13618 kN/m$$

$$A_{P,per\ meter} = \frac{N_P}{\sigma_{pm0}} = \frac{13618 * 10^3 N}{1394 \frac{N}{mm^2}} = 9769 mm^2/m$$

$$A_{P,total} = A_{p,per\ meter} * 7 m = 68383 mm^2$$