

## **Dimensjonering av gang- og sykkelbru i Halden sentrum**

Design of Pedestrian- and Bicycle Bridge in Halden City Center

**Trondheim Mai 2024**

Navn studenter:

John Erik Bakken

Halvard Kornmo

Kadir Bakir

Intern veileder:

Arne Mathias Selberg

NTNU

Ekstern veileder:

Brion Lance Caguiat

Structor Oslo AS

Prosjektnr:

2024 - 3

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for konstruksjonsteknikk



---

# Problembeskrivelse

Rapporten er ÅPEN

## Problemdefinering / prosjektbeskrivelse

Bacheloroppgaven omhandler prosjektering av en gang- og sykkelbru, i regi av Structor Oslo AS. Bachelorgruppa skal i hovedsak være selvstendige. Med jevne mellomrom vil faste møter avholdes henholdsvis med intern og ekstern veileder, for å sikre at oppgaven går etter planen. En fremdriftsplan som gruppa har utarbeidet, vil hjelpe gruppa å sette delmål og gi et estimat på hvor mye av prosjektet som er utført, og sikrer at en jevn fremgang vil oppnås gjennom hele prosjektiden.

## Resultatmål

Gruppa har for dette prosjektet flere mål, ramset opp punktvis under:

- Oppnå økt kompetanse innen brukonstruksjon, ved å regne på et stort og sammensatt prosjekt over lengre tid.
- Få praktisk erfaring og kompetanse for arbeidslivet, både ved å samarbeide med en ekstern bedrift, for å skaffe kontakter i arbeidslivet og for å arbeide på et reelt prosjekt.
- Oppnå høy vurdering på bacheloroppgaven. Etter å ha lagt ned mye tid i prosjektet, er det viktig å få en bekreftelse på at arbeidet som er utført er av god kvalitet.

### Stikkord:

Betongbru  
Dimensjonering  
Prosjektering  
Kvalitetssikring  
Statisk analyse  
Focus Konstruksjon  
Eurokode  
Statens Vegvesen  
Armering

### Keywords:

Concrete bridge  
Dimensioning  
Engineering  
Quality assurance  
Static analysis  
Focus Construction  
Eurocode  
The Norwegian Public Roads Administration  
Reinforcement

---

## Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av tre studenter fra linjen ”Bachelor i ingeniørfag, Bygg” ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, med en fordypning i konstruksjonsteknikk. Oppgaven er skrevet på grunnlag av kompetansen som er til-egnet gjennom det treårige studieløpet i Trondheim.

Ønsket vårt var en oppgave som omhandlet beregninger av en betongkonstruksjon. Sammen med intern veileder fant vi ut at vi ønsket å dimensjonere en brukon-struksjon. Structor Oslo AS var interesserte i å inngå et samarbeid, og sendte oss tegningene til en ferdig prosjektert bru.

Takk til vår interne veileder, universitetslektor Arne Mathias Selberg ved NTNU, for god hjelp til oppgavebegrensning og beregninger, tilgjengelighet for møter når vi stod fast og god veiledning gjennom hele prosjektet.

Takk til Structor Oslo AS for samarbeidsvillighet, innsyn i deres beregninger og positiv innstilling til prosjektet.

Takk til sivilingeniør Brion Lance Caguiat ved Structor Oslo AS for kontroll av og innspill i beregninger, samt god oppfølging og veiledning i prosjektet.



---

Kadir Bakir



---

John Erik Bakken



---

Halvard Kornmo

Trondheim 21.05.2024

---

## Sammendrag

Bachelorgruppa tok kontakt med Structor Oslo AS med et ønske om å inngå samarbeid, på grunn av deres kompetanse innenfor byggfaget. Selskapet var villige til å samarbeide, og ble dermed gruppas eksterne veileder. Deretter fikk gruppa velge å skrive om flere ulike brukonstruksjoner, og valgte oppgaven om gang- og sykkelbrua i Halden sentrum. Bacheloroppgaven tar for seg prosjektering av en slakkarmert brukonstruksjon. Brua er statisk kompleks, noe som har ført til flere forenklinger og egne antagelser underveis i beregningene. Oppgavens problemstilling omhandler gruppas ønske om å finne ut hvordan valg av statisk modell og forenklinger påvirker beregningene for styrken og bestandigheten til en gang- og sykkelbru av betong i brudd- og bruksgrensetilstand. Omfanget av oppgaven er begrenset for å være i tråd med arbeidsmengde og tidsbegrensning som inngår i en bacheloroppgave.

Beregninger og prosjektering i oppgaven er gjort i henhold til Norsk Standard samt Statens Vegvesens håndbøker. Både beregninger, forenklinger og antagelser som er gjort i oppgaven er begrunnet og refererer til standarder og håndbøker. Det har blitt utført lastkombinasjons- og kapasitetsanalyser for å kunne fastsette riktig mengde armering, i tillegg til å kunne tilfredstille kravene brua må oppfylle.

Det har blitt utført både håndberegninger og analyse fra Focus Konstruksjon. Alle beregninger ligger som vedlegg nederst i oppgaven. Analyser fra Focus Konstruksjon er lagt til som figurer. Tegninger av tversnitt og armering er utarbeidet i ArchiCad og inkludert som figurer.

Gjennom oppgaven, har universitetslektor Arne Mathias Selberg vært gruppas interne veileder, samtidig som sivilingeniør Brion Lance Caguiat har vært gruppas eksterne veileder. Deres ekspertise og brede erfaring innenfor faget har hjulpet gruppa med å gjennomføre bacheloroppgaven om en kompleks brukonstruksjon.

Den siste delen av oppgaven omhandler diskusjon av antagelser og forenklinger som er gjort, etterfulgt av en sammenligning av resultater med resultatene til Structor. Etter et grundig arbeid over en lengre periode er diskusjon og sammenligning viktig og det gir gruppa grunnlag for en dypere forståelse av faget.

Det konkluderes med at såfremt lastene er påført korrekt gir forenklinger av statisk system ikke like stort utslag på resultatene, som forenklinger i spesifikke konstruksjonsdeler. Her bør en være mer påpasselig med forenklingene som gjøres, da små endringer fort kan gi store ulikheter i beregningene.

---

## Abstract

The bachelor group contacted Structor Oslo AS with a desire to enter into a collaboration, due to their expertise within the topic. The company was willing to collaborate and thus became the group's external advisor. Thereafter, the group was given the choice to write about several different bridge constructions, and chose the task about the pedestrian and bicycle bridge in Halden City Center. The bachelor thesis addresses the design of a passively reinforced bridge construction. The bridge is statically complex, which has led to several simplifications and own assumptions during the calculations. The problem statement of the thesis concerns the group's desire to find out how the choice of static model and simplifications, affect the calculations for the strength and durability of a pedestrian and bicycle bridge made of concrete in the ultimate and serviceability limit states. The scope of the thesis is limited to be in line with the workload and time constraints included in a bachelor's thesis.

Calculations and design in the thesis are done according to Norwegian Standards and the Norwegian Public Roads Administration's manuals. Both calculations, simplifications, and assumptions made in the thesis are justified and refer to standards and manuals. Load combination and capacity analyses have been performed to determine the correct amount of reinforcement, in addition to meeting the requirements that the bridge must fulfill.

Both hand calculations and analysis from Focus Construction have been performed. All calculations are attached at the bottom of the thesis. Analyses from Focus Construction are included as figures. Drawings of cross-sections and reinforcement have been prepared in Archicad and included as figures.

Throughout the thesis, university lecturer Arne Mathias Selberg has been the group's internal advisor, while civil engineer Brion Lance Caguiat has been the group's external advisor. Their expertise and extensive experience in the field have helped the group carry out the bachelor thesis on a complex bridge construction.

The final part of the thesis discusses the assumptions and simplifications made, followed by a comparison of results with the results of Structor. Discussion and comparison at the end of thorough work over a longer period of time provide the group with a basis for a deeper understanding of the field.

It's concluded that as long as the loads are applied correctly, simplifying the static system doesn't affect the resulting forces as much as simplifications in specific structural components do. Care should be taken with the simplifications made, as small changes can quickly lead to significant differences in the calculations.

---

# Innholdsfortegnelse

Problembeskrivelse	i
Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Figurer	xi
Tabeller	xi
<b>1 Innledning</b>	<b>5</b>
1.1 Bakgrunn for oppgaven . . . . .	5
1.2 Problemstilling og problemdefinisjon . . . . .	5
1.3 Oppbygging . . . . .	6
1.4 Metode . . . . .	6
<b>2 Betong som byggemateriale</b>	<b>7</b>
2.1 Betongens rolle i byggebransjen . . . . .	7
2.1.1 Historisk utvikling . . . . .	7
2.1.2 Dagens bruk av betong . . . . .	7
2.2 Betong i brukonstruksjoner . . . . .	7
2.3 Gang- og sykkelbru i Halden sentrum . . . . .	9
2.3.1 Beliggenhet . . . . .	9
<b>3 Prosjektgrunnlag</b>	<b>10</b>
3.1 Samarbeid med Structor Oslo AS . . . . .	10
3.2 Dataverktøy . . . . .	10
3.2.1 Focus konstruksjon . . . . .	10
3.2.2 ArchiCad . . . . .	11
3.2.3 Overleaf . . . . .	12

---

3.2.4	Microsoft Excel . . . . .	13
3.2.5	JupyterHub (Python) . . . . .	13
3.3	Forenklinger i oppgaven . . . . .	13
3.4	Standarder . . . . .	15
3.4.1	Eurokode 0 - NS-EN 1990 . . . . .	15
3.4.2	Eurokode 1 - NS-EN 1991 . . . . .	15
3.4.3	Eurokode 1 - NS-EN 1991, del 2 . . . . .	15
3.4.4	Eurokode 2 - NS-EN 1992 . . . . .	15
3.4.5	SVV Håndbok - N400 . . . . .	16
3.4.6	SVV Håndbok - V412 . . . . .	16
<b>4</b>	<b>Laster</b>	<b>17</b>
4.1	Egenlast . . . . .	17
4.2	Nyttelast . . . . .	17
4.3	Snølast . . . . .	17
4.4	Servicekjøretøy . . . . .	17
4.5	Ulykkeslast . . . . .	18
4.6	Vindlast . . . . .	18
4.7	Jordtrykkslast . . . . .	18
<b>5</b>	<b>Teoretisk grunnlag</b>	<b>19</b>
5.1	Statisk system . . . . .	19
5.2	Lastkombinasjoner . . . . .	19
5.3	Torsjon . . . . .	20
5.4	Armering . . . . .	20
5.4.1	Strekkarmering . . . . .	20
5.4.2	Trykkarmering . . . . .	21
5.4.3	Tverrarmring . . . . .	21
5.4.4	Overflatearmring . . . . .	21
5.4.5	M-N diagram . . . . .	21



---

5.4.6	Skjærarmering . . . . .	22
5.4.7	Forankringslengde . . . . .	22
5.4.8	Omfaringslengde . . . . .	22
5.5	Bruddgrensetilstand - ULS . . . . .	22
5.6	Bruksgrensetilstand - SLS . . . . .	22
5.6.1	Spenningsbegrensning . . . . .	23
5.6.2	Rissviddebegrensning . . . . .	23
5.6.3	Nedbøyningsbegrensning . . . . .	23
5.6.4	Kryp og svinn . . . . .	23
<b>6</b>	<b>Resultat og sammenligning</b>	<b>24</b>
6.1	Opptredende krefter og utnyttelsesgrad i bruplate . . . . .	24
6.1.1	Moment . . . . .	24
6.1.2	Aksialkraft . . . . .	24
6.1.3	Skjærkraft . . . . .	24
6.2	Opptredende krefter og utnyttelsesgrad i indre søyle . . . . .	25
6.2.1	Moment . . . . .	25
6.2.2	Aksialkraft . . . . .	25
6.2.3	Skjærkraft . . . . .	25
6.3	Opptredende krefter og utnyttelsesgrad i ytre søyle . . . . .	25
6.3.1	Moment . . . . .	25
6.3.2	Aksialkraft . . . . .	25
6.3.3	Skjærkraft . . . . .	26
6.4	Moment-, skjærkraft- og aksialkraftdiagram . . . . .	26
6.5	Kontroll i bruksgrensetilstand . . . . .	27
6.5.1	Spenningsbegrensning . . . . .	27
6.5.2	Nedbøyningsbegrensning . . . . .	27
6.5.3	Rissviddebegrensning . . . . .	27
6.6	Armering . . . . .	28
6.6.1	Strekkarmering . . . . .	28

---

---

6.6.2	Skjærarmering . . . . .	28
6.6.3	Tverrarmering . . . . .	29
6.6.4	Momentnullpunkter . . . . .	29
6.6.5	Armeringsplassering . . . . .	30
6.6.6	Forankringslengde . . . . .	32
6.6.7	Omfaringslengde . . . . .	32
6.7	Tverrsnitt . . . . .	32
6.7.1	Bruplate . . . . .	33
6.7.2	Søyler . . . . .	34
6.8	Sammenligning med Structors resultater . . . . .	35
6.8.1	Utnyttelsesgrad . . . . .	35
6.8.2	Armeringsmengde . . . . .	35
6.8.3	Forankringslengde . . . . .	36
6.8.4	Omfaringslengde . . . . .	36
6.8.5	Rissvidder . . . . .	36
6.8.6	Nedbøyning . . . . .	37
<b>7</b>	<b>Diskusjon og refleksjon</b>	<b>38</b>
7.1	Laster og lastkombinasjoner . . . . .	38
7.2	Statisk System . . . . .	38
7.3	Plate og søyler . . . . .	39
7.4	Forenklinger . . . . .	40
7.5	Byggefase . . . . .	42
<b>8</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>43</b>
	<b>Referanseliste</b>	<b>44</b>
	<b>Vedlegg</b>	<b>46</b>
<b>A</b>	<b>Vitenskapelig artikkel</b>	<b>46</b>

---

<b>B Tegning GS-bru Halden</b>	<b>48</b>
<b>C Forenklinger</b>	<b>49</b>
C.A Geometriske beregninger . . . . .	49
<b>D Beregninger Laster</b>	<b>50</b>
D.A Karakteristisk egenlast . . . . .	50
D.B Total jevnt fordelt last med lastfaktorer . . . . .	51
D.C Ulykkeslast . . . . .	51
D.D Vindlast . . . . .	52
<b>E Lastkombinasjoner</b>	<b>54</b>
E.A Lastkombinasjon 1 . . . . .	54
E.B Lastkombinasjon 2 . . . . .	54
E.C Lastkombinasjon 3 . . . . .	54
E.D Lastkombinasjon 4 . . . . .	55
E.E Lastkombinasjon 5 . . . . .	55
E.F Lastkombinasjon 6 . . . . .	56
E.G Lastkombinasjon 7 . . . . .	56
E.H Lastkombinasjon 8 . . . . .	56
<b>F Beregninger for plate</b>	<b>58</b>
F.A Bruddgrensetilstand - ULS . . . . .	58
F.A.1 Betong i plate . . . . .	58
F.A.2 Overdekning . . . . .	58
F.A.3 Momentdiagram håndberegning . . . . .	60
F.A.4 Momentkapasitet i plate, per meter . . . . .	60
F.A.5 Strekkarmering i plate . . . . .	61
F.A.6 Skjærkraftkapasitet i plate . . . . .	63
F.A.7 Skjærarmering i plate . . . . .	64
F.A.8 Tverrarmering i plate . . . . .	64

---

F.A.9	Aksialkraftkapasitet i plate . . . . .	65
F.A.10	Forankringslengde . . . . .	65
F.A.11	Omfaringslengde for skjøting av armeringsjern . . . . .	68
F.B	Bruksgrensetilstand - SLS . . . . .	70
F.B.1	Spenningsbegrensning . . . . .	70
F.B.2	Rissviddekontroll over indre søyle . . . . .	70
F.B.3	Rissviddekontroll over ytre søyle . . . . .	73
F.B.4	Rissviddekontroll av midtre felt . . . . .	76
F.B.5	Rissviddekontroll av felt mellom søyler . . . . .	79
F.B.6	Nedbøyningsberegning midtre felt . . . . .	81
F.B.7	Nedbøyningsberegning felt mellom søyler . . . . .	83
F.B.8	Nedbøyningsberegning utkragerbjelke . . . . .	85
<b>G</b>	<b>Beregninger for indre søyle</b>	<b>87</b>
G.A	Bruddgrensetilstand - ULS . . . . .	87
G.A.1	Momentkapasitet indre søyle . . . . .	87
G.A.2	M-N diagram indre søyle . . . . .	87
G.A.3	Skjærkraftkapasitet indre søyle . . . . .	92
G.A.4	Skjærarmering indre søyle . . . . .	93
G.A.5	Tverrarmering indre søyle . . . . .	94
G.A.6	Aksialkraftkapasitet indre søyle . . . . .	94
G.B	Bruksgrensetilstand - SLS . . . . .	95
G.B.1	Rissviddekontroll av indre søyle . . . . .	95
<b>H</b>	<b>Beregninger for ytre søyle</b>	<b>98</b>
H.A	Bruddgrensetilstand - ULS . . . . .	98
H.A.1	Momentkapasitet ytre søyle . . . . .	98
H.A.2	M-N-Diagram ytre søyle . . . . .	98
H.A.3	Skjærkraftkapasitet ytre søyle . . . . .	103
H.A.4	Skjærarmering ytre søyle . . . . .	104

---

---

H.A.5	Tverrarmering ytre søyle . . . . .	105
H.A.6	Aksialkraftkapasitet ytre søyle . . . . .	105
H.B	Bruksgrensetilstand - SLS . . . . .	105
H.B.1	Rissviddekontroll av ytre søyle . . . . .	105

## Figurer

1	Skisse over plassering GS-bru. (Halden kommune 2024) . . . . .	10
2	Oppsett av programmet Focus Konstruksjon . . . . .	11
3	Oppsett av programmet ArchiCad . . . . .	12
4	Oppsett av programmet Overleaf . . . . .	13
5	Statisk system, hentet fra Focus . . . . .	19
6	Momentdiagram, Lastkombinasjon 1. Hentet fra Focus . . . . .	26
7	Skjærkraftdiagram, Lastkombinasjon 1. Hentet fra Focus . . . . .	26
8	Aksialkraftdiagram, Lastkombinasjon 1. Hentet fra Focus . . . . .	26
9	Visualiseringsfigur av moment, Hentet fra Focus . . . . .	29
10	Armeringsplassering Bruplate - Ytre Søyle, hentet fra ARCHICAD . . . . .	31
11	Armeringsplassering Bruplate - Indre Søyle, hentet fra ARCHICAD . . . . .	31
12	Tverrsnitt Bruplate, hentet fra ARCHICAD . . . . .	33
13	Søyletverrsnitt, hentet fra ARCHICAD . . . . .	34
14	Momentdiagram håndberegning . . . . .	60
15	M-N-diagram indre søyle . . . . .	91
16	M-N-Diagram ytre søyle . . . . .	102

## Tabeller

1	Resultatkrefter, M er strekkrefter . . . . .	24
2	Nedbøyning bruplate . . . . .	27
3	Rissvidder . . . . .	27
4	Armeringsmengder, strekk i bruddgrensetilstand. . . . .	28

---

5	Armeringsmengder, strekk etter rissviddekontroll . . . . .	28
6	Skjærarmeringsmengder . . . . .	29
7	Tverrarmeringsmengder . . . . .	29
8	Momentnullpunkt venstre side . . . . .	30
9	Momentnullpunkt høyre side . . . . .	30
10	Maksverdier momentnullpunkt . . . . .	30
11	Forankringslengde rette stenger . . . . .	32
12	Forankringslengde for ikke rette stenger . . . . .	32
13	Omfaringslengde . . . . .	32
14	Sammenligning utnyttelsesgrad . . . . .	35
15	Sammenligning armeringsmengde bruplate . . . . .	35
16	Sammenligning armeringsmengde indre søyle . . . . .	35
17	Sammenligning armeringsmengde ytre søyle . . . . .	36
18	Sammenligning forankringslengde . . . . .	36
19	Sammenligning omfaringslengde . . . . .	36
20	Sammenligning rissvidde . . . . .	36
21	Sammenligning nedbøyning . . . . .	37

---

# Forkortelser og tegnforklaring

## Forkortelser

EK	Eurokode
FEM	Finite Element Method
GS-bru	Gang- og Sykkelbru
NA	Nasjonalt tillegg
NS-EN	Norsk Standard - Europastandard
NTNU	Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
SLS	Serviceability Limit State - Bruksgrensetilstand
ULS	Ultimate Limit State - Bruddgrensetilstand

## Store latinske bokstaver

$A_c$	Tverrsnittsareal betong
$A_s$	Tverrsnittsareal armering
$A_{c,eff}$	Effektivt areal av betongstrekkzone
$A_{ref,x}$	Referansearealer (vindlast)
$A_{s,min}$	Minimum strekkarmering
$A_{s,max}$	Maksimum strekkarmering
$A_{sw}$	Tverrsnittsareal skjærarmering
B	Bredde
C	Vindlastfaktor
$C_{dur}$	Tilleggs- eller reduksjonsfaktor
$C_{min,dur}$	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger
$C_{min}$	Minste overdekning
$C_{min,b}$	Minste overdekning som følge av kravene til heft
$C_{nom}$	Nominell overdekning
$C_{Rd,c}$	Betongkapasitetsfaktor
$E_{c,eff}$	Effektiv (langtids) elastisitetsmodul
$E_{cm}$	Elastisitetsmodul betong
$E_s$	Elastisitetsmodul stål
EI	Bøyestivhet
F	Kraft
H	Høyde
$I_c$	Arealregningsmoment betong
L	Spennvidde
$L_{bd}$	Dimensjonerende forankringslengde
$L_{b,min}$	Minste forankringslengde
$L_{b,rqd}$	Nødvendig kraftinnføringslengde
M	Moment

---

$M_{Ed}$	Opptredende dimensjonerende moment
$M_{Rd}$	Dimensjonerende momentkapasitet
$N$	Aksialkraft
$N_{Ed}$	Opptredende dimensjonerende aksialkraft
$Q$	Punktlast
$R$	Radius
$S_r$	Rissavstand
$S_{1/2}$	Strekraft i armering
$S_{max,slabs}$	Maksimal senteravstand tverrarmering plate
$S_{cl,max}$	Maksimal senteravstand tverrarmering søyle
$T_c$	Trykkraft i betong
$U$	Omkrets av tverrsnitt utsatt for tørking
$V$	Skjærkraft
$V_{Ed}$	Opptredende dimensjonerende skjærkraft
$V_{Rd,c}$	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet

### Små latinske bokstaver

$a$	Avstand
$b$	Avstand
$b$	Tverrsnittsbredde
$b_v$	Bredde på konstruksjonen
$c$	Multiplikasjonsfaktor
$c_{dir}$	Retningsfaktor
$c_{season}$	Årstidsfaktor
$c_{alt}$	Nivåfaktor
$c_{prob}$	Sannsynlighetsfaktor
$c_e$	Eksponeringsfaktor
$c_{fx}$	Kraftfaktor i x-retning
$d$	Effektiv tverrsnittstykkelse
$d_v$	Dybde av konstruksjonen
$f_{bd}$	Dimensjonerende heftfasthet armeringsjern
$f_{cd}$	Dimensjonerende trykkfasthet betong
$f_{cd}$	Dimensjonerende flytegrense armering
$f_{ck}$	Karakteristisk sylindetrykkfasthet betong
$f_{ctd}$	Dimensjonerende strekkfasthet betong
$f_{ctk}$	Karakteristisk strekkfasthet betong
$f_{ctk,0.05}$	Karakteristisk strekkfasthet (5% kvartil) betong



---

$f_{ctm}$	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$f_{yk}$	Karakteristisk flytegrense armering
$h$	Tverrsnittshøyde
$h_0$	Effektiv tverrsnittstykkel
$h'$	Avstand mellom strekk- og trykkarmeringens tyngdepunkt
$k$	Multiplikasjonsfaktor
$k_c$	Reduksjonsfaktor
$k_h$	Multiplikasjonsfaktor
$k_t$	Multiplikasjonsfaktor
$k_1$	Multiplikasjonsfaktor
$k_{1,2,3,4}$	Multiplikasjonsfaktorer
$l_0$	Dimensjonerende omfaringslengde
$l_{0,min}$	Minimum omfaringslengde
$q$	Jevnt fordelt last
$s$	Senteravstand armering
$t$	Tid
$v_b$	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
$v_{min}$	Multiplikasjonsfaktor
$w_k$	Rissvidde
$w_{max}$	Maksimum rissvidde
$z$	Indre momentarm
$z_{min}$	Minste høyde
$z_0$	Ruhetslengde

### Greske bokstaver

$\alpha_{cc}$	Multiplikasjonsfaktor
$\alpha$	Forholdstall
$\alpha_{ct}$	Multiplikasjonsfaktor
$\alpha_{1,2,3,4,5,6}$	Multiplikasjonsfaktorer
$\alpha_e$	Forholdstall
$\gamma_p$	Partialfaktor nyttelast
$\gamma_g$	Partialfaktor egenlast
$\gamma_c$	Partialfaktor betong
$\gamma_s$	Partialfaktor armeringsstål
$\delta$	Nedbøyning
$\varepsilon_{cu}$	Trykktøyningsgrense betong
$\varepsilon_{yk}$	Armeringstøyning

---

$\varepsilon_{sm}$	Midlere armeringstøyning
$\varepsilon_{cm}$	Midlere betongtøyning
$\varepsilon_{cs}$	Total svinntøyning
$\varepsilon_{cd}$	Uttørkingssvinntøyning
$\varepsilon_{ca}$	Autogen svinntøyning
$\varepsilon_{cd,0}$	Nominell fri uttørkingssvinntøyning
$\varepsilon_c$	Betongtøyning
$\varepsilon_s$	Armeringstøyning
$\eta_{1,2}$	Multiplikasjonsfaktorer
$\eta$	Materialstivhetsforhold
$\kappa_s$	Svinnkrumning
$\rho_l$	Armeringsforhold lengdearmering
$\rho_{w,min}$	Minimum skjærarmeringsforhold
$\rho$	Armeringsforhold
$\rho_{p,eff}$	Forholdstall
$\sigma_c$	Trykkspenning i betong
$\sigma_{cp}$	Trykkspenning i betong fra aksialbelastning
$\sigma_M$	Momentspenning
$\sigma_N$	Aksialspenning
$\sigma_{sd}$	Dimensjonerende spenning i armering
$\sigma_s$	Armeringsspenning i opprisset tilstand
$\phi$	Diameter armeringsjern
$\phi(\infty, t_0)$	Kryptall ved gitt tidspunkt

---

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn for oppgaven

Gruppen er sammensatt av tre studenter med fordypning i konstruksjonsteknikk fra linjen "Bachelor i ingeniørfag, Bygg" ved NTNU i Trondheim. Gruppen begynte i samarbeid med NTNU å forberede oppgaven i september 2023. Veileder for oppgaven fra NTNU ble tidlig valgt ut da gruppelemmene var enige om en spesifikk veileder alle ville ha. Sammen med veileder ble det bestemt ut ifra gruppas interesser at oppgaven skulle omhandle beregninger av en betongbru. Flere ulike rådgivende ingeniørbedrifter ble kontaktet via e-post med forespørsel om et mulig samarbeid. Rundt nyttårsskiftet ble et samarbeid med Structor Oslo AS inngått, og blant flere muligheter ble gang- og sykkelbrua i Halden sentrum valgt ut som en passende konstruksjon for oppgaven.

Da gruppen startet med oppgaven, ble det satt et møte med både intern- og ekstern veileder for å fastsette mål og metoder som skulle benyttes. Dette bidro til å forme en klar plan for oppgaven. Gjennom utførelsen av oppgaven forventet gruppen at det ville bli tilegnet betydelige kunnskaper om brukonstruksjon. Det vil også være muligheter til å fordype seg i prosjektledelse og teamarbeid, ferdigheter som er nødvendige for ingeniører i arbeidslivet. Erfaringene som samles under oppgaven vil være verdifulle for fremtidige roller som ingeniør i byggebransjen.

Prosjekteringen gruppen skal gjennomføre av gang- og sykkelbrua i Halden sentrum vil foregå med andre metoder og grunnlag enn det Structor har brukt. Det er begrenset tid for oppgaven og gruppen har ikke like mye kunnskap og erfaring som Structor har. Det vil bli gjort egne forenklinger og antagelser. Prosjekteringen vil basere seg på laster fra Statens Vegvesens håndbøker, og beregningene utføres i henhold til Norsk Standard.

## 1.2 Problemstilling og problemdefinisjon

*Hvordan påvirker valg av statistisk modell og forenklinger i beregningene styrken og bestandigheten til en gang- og sykkelbru av betong i brudd- og bruksgrensetilstand?*

Gruppen skal svare på problemstillingen ved å utføre flere beregninger og analysere data for å komme fram til en konklusjon. Gjennom oppgaven vil det forklares og diskuteres hvordan gruppen har utført og jobbet med problemstillingen. Videre vil det bli lagt mer vekt på kritisk vurdering av innhentede data og beregningene. Deretter vil både data og beregninger bli presentert i form av tabeller og figurer. Det er for å gi en bedre forståelse over hvordan gruppen har kommet fram til resultater og hvordan det har blitt jobbet med problemstillingen.

---

## 1.3 Oppbygging

Oppgaven er delt i flere deler. I innledningen introduseres oppgaven, bakgrunn og metodene som brukes blir forklart og problemstillingen blir fastsatt. I hoveddelen tar teksten først for seg betongens historie som byggemateriale, prosjektgrunnlag, beregninger, laster og det teoretiske grunnlaget for oppgaven. Resultatene gjøres rede for og sammenlignes med Structor sine resultater. I diskusjons- og refleksjonsdelen ser gruppa på resultatene og hva som kunne vært gjort annerledes, etterfulgt av konklusjonen. I oppgaven forekommer flere tabeller og figurer, som alle er listet opp i vedleggs-, figur- og tabellistene.

## 1.4 Metode

Denne oppgaven tar utgangspunkt i tegninger gruppa har fått utlevert av Structor. Gang- og sykkelbrua i Halden ble ferdig prosjektert parallelt med at gruppa løste oppgaven. Byggearbeidet har startet og brua skal stå ferdig innen skolestart høsten 2024. Tegningene gruppa har fått utlevert, er begrenset til å inneholde kun nødvendig informasjon slik at gruppa kan arbeide selvstendig og gjøre egne antakelser, uten å se på løsningen Structor har gjort. Dette gir en dypere forståelse gjennom prosessen, da gruppa selv må finne ut hvilke antagelser som er nødvendig og riktig å gjøre. Tegningen oppgaven er basert på finnes i vedlegg B.

For å få nok teoretisk grunnlag til å kunne regne på brua, har det blitt brukt flere faglige publikasjoner. I kapittel 3.4 blir det nevnt hvilke publikasjoner som har blitt tatt i bruk.

Bachelorgruppa startet oppgaven ved analyser og diskusjoner om hvilke litterære verk og publikasjoner kunne være relevant for problemstillingen. Deretter valgte gruppa å ha jevnlig møter med både intern og ekstern veileder underveis. Dette har ført til at gruppa har jobbet i henhold til framdriftsplanen. Gjennom gode konstruktive tilbakemeldinger, om hva som er gjort bra og hva som kan forbedres, fikk gruppa verdifull innsikt i arbeidsprosessene i byggebransjen.

---

## 2 Betong som byggemateriale

*I dette kapitlet vil grunnleggende teori, historie om betong og dens styrker og svakheter gjøres rede for. Betong er et bredt og stort tema, men dette kapitlet vil være begrenset. Første delkapittel handler om betongens rolle i byggebransjen og litt om dens historiske utvikling. Deretter vil det gjøres rede for bruk av betong i brukonstruksjoner.*

### 2.1 Betongens rolle i byggebransjen

#### 2.1.1 Historisk utvikling

Betong er det mest brukte byggematerialet i historien, nesten to ganger så mye brukt som andre byggematerialer. Betongens historie strekker seg helt tilbake til antikkens tid, men funn viser at betong kan ha eksistert helt siden 5600 år f.Kr. ved elven Donau. En mer utbredet bruk av betong sees fra romernes tid ca. 300 år f.Kr. Romerne bygget flere konstruksjoner av betong, og de lagde ofte disse uten noen form for armering. Et imponerende eksempel på dette er Pantheon, som fortsatt står den dag idag. Pantheon er kjent for å være verdens største kuppel laget i betong uten noen form for armering. Romernes betong og betongbruk ligner mye på det man ser i dag. Betong var, i likhet med i dag, det viktigste og mest brukte byggematerialet (Kontrollrådet 2024).

#### 2.1.2 Dagens bruk av betong

Betong som byggemateriale har utviklet seg siden romertiden, både når det gjelder betongens styrke, bestandighet og bærekraftighet. Det har resultert i nye metoder for produksjon og konstruksjon med betong. I dag blir betong brukt i alle mulige konstruksjoner, både store og små. Det både plasstøpes for bruk i bruer, kaier, dammer og bygninger, og prefabrikeres som søyler, vegg- og dekkeelementer og bjelker (Thue 2024).

### 2.2 Betong i brukonstruksjoner

Betong er et ofte foretrukket materiale i dagens brukonstruksjoner. Det er vanskelig å sammenligne med andre materialer, på grunn av dens holdbarhet og estetikk. Betongens egenskaper gjør det mulig å lage store konstruksjoner som ville vært vanskelig å konstruere med andre materialer. Økonomi har også en stor rolle, og det er flere økonomiske løsninger knyttet til betong enn andre byggematerialer. Derfor er betong mer etterspurt i markedet for brukonstruksjoner enn noe annet byggemateriale (MPA, The Concrete Centre 2024).

Det er både fordeler og ulemper ved bruk av betong som et byggemateriale. Under er noen av dem diskutert.

---

## Fordeler:

- Funksjon og styrke

Betongens bruksområder og design er kun begrenset av designerens kreativitet. Betong kan bygges og designes i mange forskjellige former og strukturer, dette fører til at brukonstruksjonene kan enkelt blende seg inn i naturen og dens omgivelser. Samtidig som at betong er veldig funksjonelt, har den også veldig stor styrke. Når disse to egenskapene kombineres, vil det oppstå store, fine og sterke konstruksjoner (MPA, The Concrete Centre 2024).

- Holdbarhet

Betong har lang levetid og er egnet for tøffe og aggressive miljøforhold. Det er oppnåelig med opp til 100 års levetid, og betongkonstruksjoner som er nøye prosjektert og utført krever lite vedlikehold (MPA, The Concrete Centre 2024).

- Allsidighet

Betong er meget allsidig med tanke på antall bruksområder, og kommer i veldig mange forskjellige former som for eksempel dekker, plater, søyler, bjelker og vegger (MPA, The Concrete Centre 2024).

- Byggbarhet

Byggbarhet er et sentralt aspekt i utviklingen av bruer og andre strukturer. Betong er et attraktivt valg fordi det kan planlegges i god tid og forhåndsstøpes, noe som sammen med riktig teknologi og design kan føre til økonomiske besparelser og en raskere byggeprosess. Dette resulterer i bruer som ikke bare er robuste, men også holdbare og av høy kvalitet (MPA, The Concrete Centre 2024).

- Bærekraft

Betong har et levetid på ca. 100 år med lave vedlikeholdskostnader, forutsatt at arbeidet utføres riktig. Betong kan også være resirkulerbart. Opp til 95% av betongen kan gjenbrukes, både selve betongen samt armeringen (MPA, The Concrete Centre 2024).

- Økonomi

Vedlikehold og inspeksjon medfører betydelige kostnader, noe som ofte ønskes minimert. Bruk av betong kan redusere disse utgiftene, da det krever mindre vedlikehold og sjeldnere inspeksjoner. Dette gjør betong til et særlig attraktivt alternativ med tanke på langsiktig kostnadseffektivitet (MPA, The Concrete Centre 2024).

## Ulemper:

- Lav strekkfasthet

Betong har begrenset strekkfasthet og må derfor armeres for å håndtere strekkref-tene som oppstår. Dette er nødvendig for å øke materialets styrke og bestandighet i forskjellige konstruksjoner (Civil Engineering 2024).

---

- Duktilitet

Betong er et lite duktilt materiale sammenlignet med andre byggematerialer, på grunn av den lave strekkfastheten (Civil Engineering 2024).

- Høy vekt

Betongens vekt er relativt høy i forhold til styrken (Civil Engineering 2024).

- Løselige salter

Betong kan inneholde oppløselige salter, som ved inntrenging av vann kan etterlate saltene på betongens overflate. Dette kan være både et estetisk og et teknisk problem (Civil Engineering 2024).

## 2.3 Gang- og sykkelbru i Halden sentrum

Gruppen skal prosjektere en gang- og sykkelbru (GS-bru), som skal ligge i Halden sentrum. Det var tidligere en bru på samme plass. Denne ble fjernet på grunn av setningsskader som hadde svekket konstruksjonen (Halden kommune 2024). Den nye GS-brua skal være en mer robust og slitesterk bru som er prosjektert med fire vinklede søyler. Dette gjør brua kompleks. Gruppen har derfor gjort egne antagelser og forenklinger som diskuteres nærmere i kapittel 3.3.

Den gamle brua hadde kun to søyler som stod vertikalt på to fundamenter. Grunnet dårlige geotekniske forhold er dette gjort annerledes på den nye brua. Den nye brua får en høyde på 6,6 meter og en lengde på 48,5 meter. Brua støttes opp med fire søyler, hvor to og to søyler samles i ett fundament. Dette fører til vinklede søyler og en mer kompleks utregning. Etter diskusjon med Structor Oslo AS, valgte gruppen å se bort ifra geotekniske forhold og beregning av fundament. Dette ble gjort for å begrense oppgavens omfang og rette fokuset mot konstruksjonsteknikken i brua og søylene.

GS-brua i Halden skal konstrueres med slakkarmert betong i både bruplata og søylene. Som vist i kapittel 2.2 har betong som byggemateriale mange fordeler. Etter håndbok N400 er brua prosjektert med en forventet levetid på 100 år (Statens Vegvesen 2024). Med grundige geotekniske undersøkelser og forarbeid, en nøye utført byggeprosess og et lavt vedlikeholdsbehov forventes betongbrua å være en god løsning for kommunen.

### 2.3.1 Beliggenhet

GS-brua skal krysse Haakon VII's vei (Fv.220) ved Halden arena. Brua er prosjektert og utformet for å sikre en trygg og effektiv krysning av en trafikkert vei. Dette gjelder spesielt for barn og unge som skal til skolen og Halden arena (Halden kommune 2024).



Figur 1: Skisse over plassering GS-bru. (Halden kommune 2024)

### 3 Prosjektgrunnlag

*Dette kapittelet forklarer hvordan gruppa har valgt å bruke forskjellige dataverktøy, og hvilke standarder gruppa har valgt å følge med tanke på beregninger og kontroller. Kapittelet vil også gi en oversikt over forenklingene gruppa har valgt å gjøre. Gruppas begrensede tid og erfaring sammenlignet med Structor Oslo AS er tatt hensyn til, samtidig som tilstrekkelig kompleksitet er bevart.*

#### 3.1 Samarbeid med Structor Oslo AS

Structor Oslo AS har tildelt gruppa en prosjekteringsoppgave av en bru i Halden sentrum. Gruppa har fått tilgang til Structors tegninger i form av ytre dimensjoner av tversnitt, statikk og spennvidder, men ikke beregninger. Gruppa gjennomførte egne beregninger og lagde armeringstegninger, som senere ble sammenlignet med beregninger og tegninger fra Structor. Siden brua er kompleks og flere ganger statisk ubestemt, ble prosjektering av brua tilpasset gruppas egne antagelser og forenklinger.

#### 3.2 Dataverktøy

##### 3.2.1 Focus konstruksjon

”Focus Konstruksjon 2D er et FEM analyseprogram for Microsoft Windows som benytter elementmetoden for å beregne alt fra enkle til komplekse konstruksjoner i 2D.” (Sogelink Focus software 2024). Focus Konstruksjon 2D, heretter bare kalt Focus i teksten, ble valgt som digitalt verktøy til denne oppgaven grunnet gruppas kjennskap til programmet. I tidligere deler av utdanningen har gruppa anvendt Focus



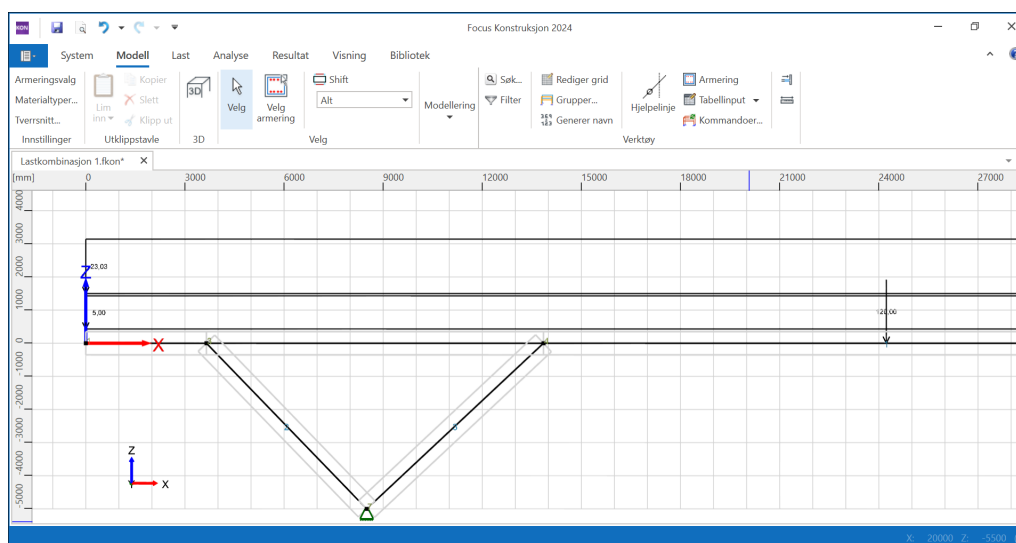
i flere emner innenfor konstruksjonsteknikk. God kjennskap til programmet i forkant av prosjektet har vært tidsbesparende for gruppa, kontra å lære et nytt program.

FEM, elementmetoden, er en utregningsmetode som hovedsaklig brukes innen ingeniørvitenskap. Det er en beregningsmetode for kompliserte sammensatte systemer som går ut på å dele opp systemet i mange mindre elementer. Elementene regnes ut hver for seg som en del av et system. Til slutt settes elementene tilbake i systemet hvor de virker sammen (Bell og Meyer 2024).

Fagområdet konstruksjonsteknikk bruker FEM i dataprogram, som gir raske og nøyaktige beregninger. Håndberegninger av store systemer med mange frihetsgrader blir ofte svært omfattende, derfor blir det erstattet med beregninger gjort i dataprogram som Focus. Håndberegninger blir i dag brukt til kontroll av dataprogrammene, uten å ta for seg et helt system.

Focus har gitt muligheten til å regne kompiserete systemer via bruk av FEM, men har også vært begrensende i beregningenes omfang. Ettersom Focus kun har blitt anvendt i to dimensjoner har krefter som torsjon blitt utelatt. Mer om dette finnes i kapittel 3.3, avsnitt 2.

Oppsettet i Focus vises i figur 2. Her kan ulike randbetingelser, knutepunkter, materialer og laster velges. På bildet vises modelleringen av det statiske systemet på venstre side av brua med lastene i lastkombinasjon 1 (Vedlegg E.A).



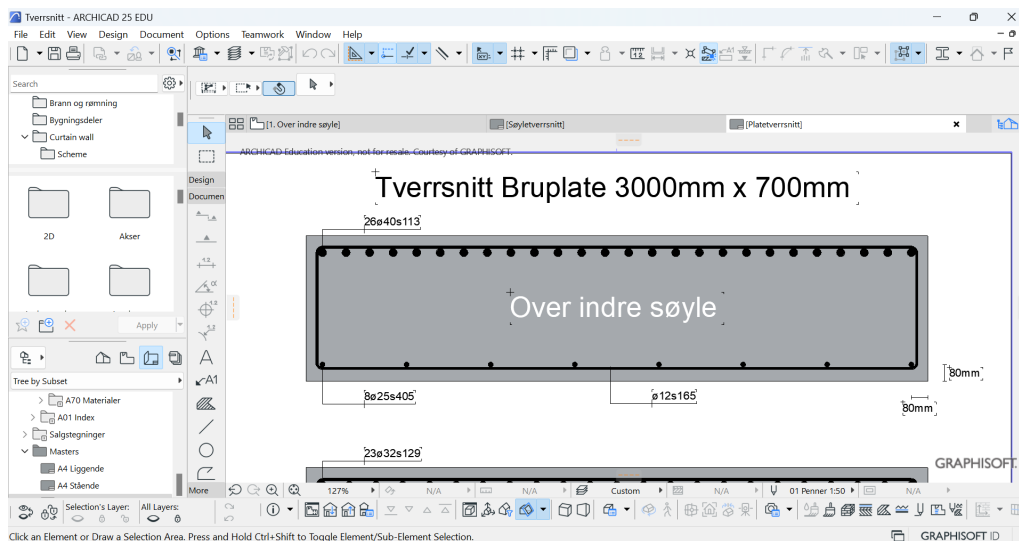
Figur 2: Oppsett av programmet Focus Konstruksjon

### 3.2.2 ArchiCad

ArchiCad er et BIM (Building Information Modelling) verktøy som regnes som den første i verden til å lansere ideen om å forbedre tegninger ved hjelp av en 3D-modell. I ArchiCad er det enkelt å skissere og visualisere, og programmets mange funksjoner gjør det til et utmerket verktøy for byggebransjen. Mange hevder at ved bruk av ArchiCad økes produktiviteten med over 40% sammenlignet med tradisjonelt design. (Nordic Bim Group 2024)

---

ArchiCad ble brukt i oppgaven for å tegne tverrsnitts- og armeringstegninger til brua. ArchiCad ble valgt på grunn av at gruppemedlemmene har fått opplæring i programmet gjennom studiet og har brukt dette ved modellering i flere tidligere emner. Programmet er brukervennlig og gjør både modelleringen samt eksporteringen av modeller enkelt.

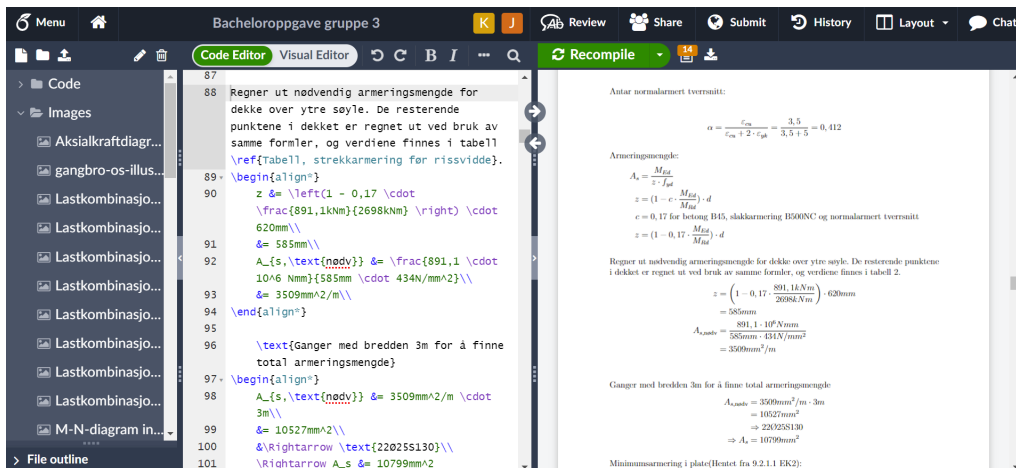


Figur 3: Oppsett av programmet ArchiCad

### 3.2.3 Overleaf

Overleaf er et nettbasert tekstbehandlingsprogram laget for å forenkle samarbeidsprosjekter. Overleaf benytter typesettingssystemet LaTeX for å lage oversiktlige dokumenter. Bedriften som står bak Overleaf er Digital Science UK Limited. Bedriften ble stiftet av to matematikere som ville finne en bedre løsning for vitenskapelig samarbeid og kommunikasjon (Overleaf 2024).

Grappa valgte Overleaf som tekstbehandlingsprogram fordi det er laget for å fungere i store samarbeidsprosjekter. Overleaf gjør samarbeid enklere med en god oversikt i programmets oppbygning og den endelige PDF-filen som produseres. Bruken av LaTeX gjør at lange utregninger med ulike formler blir ryddige og oversiktlige. I figur 4 vises oppsettet på Overleaf sin nettside; en oversikt over filer på venstre side, en felt for tekstredigering i midten og en forhåndsvisning av PDF til høyre.



Figur 4: Oppsett av programmet Overleaf

### 3.2.4 Microsoft Excel

Microsoft Excel er et digitalt, dynamisk regneark. I kombinasjon med Microsoft Teams kan Excel brukes som et samarbeidsprogram. At programmet er dynamisk betyr at tallene som legges inn i regnearket er påvirket av hverandre. Eksempelvis når en konstant endres, endres også alle andre tall som nyttiggjør seg av denne konstanten automatisk.

Gruppen har brukt Excel til deling av utregninger og automatisk utregning. Flere utregninger må prøves med ulike tall frem til tallet er passende. Med lange utregninger kan dette være tidkrevende å gjøre for hånd.

### 3.2.5 JupyterHub (Python)

JupyterHub er et nettbasert program for å kjøre koder skrevet med programmeringsspråket Python. Det kan brukes til å utføre mange matematiske kalkulasjoner på kort tid. JupyterHub har et enkelt brukergrensesnitt som gjør at endringer i utregninger kan gjøres effektivt. Brukere av JupyterHub kan utføre arbeidene sine separat, deretter kan arbeidene effektivt deles og administreres av en systemadministratorer (Jupyter 2024).

JupyterHub har i denne oppgaven blitt brukt til å beregne rissviddekontroll. Beregningen av rissviddekontroll har mange ledd. Formelene må testes med ulike verdier, frem til en passende verdier er valgt. JupyterHub og Python er gruppa godt kjent med fra tidligere emner. Bruken av programmet var tidsbesparende for gruppa, da utregningen krevde mange gjentakelser.

## 3.3 Forenklinger i oppgaven

Flere forenklinger er innført før beregningene ble satt i gang. Det ble ansett som nødvendig for å få beregningene på et ferdighetsnivå gruppa kan utføre med grunn-

---

lag i sin utdanning. Det ble valgt å utføre mesteparten av beregningene for hånd, da gruppa ikke har tilstrekkelig erfaring med kraftige tredimensjonale beregningsprogram.

Manglende erfaring i tredimensjonale beregninger og bruken av det todimensjonale programmet "Focus Konstruksjon" gjorde at gruppa valgte å forenkle beregningene til to dimensjoner. Todimensjonale beregninger innebærer at brua blir sett på i høyde- og lengderetning. Nedbøyninger på tvers av lengderetningen til brua oppstår ikke lenger i todimensjonale beregninger. Krefter som påføres langs rekkverket vil i en tredimensjonal beregning kunne gi strekk og trykk samtidig i samme søyle. Torsjonskrefter oppstår av tilsvarende krefter, det sees bort ifra i denne rapporten. To unntak som vil opptre i dybderetningen i beregningene er ulykkeslast og vindlast,

Forenkling til to dimensjoner gjør at bruas horisontale kurve sees bort ifra. En konservativ løsning som ble innført er å endre det midtre spennets lengde til lengden langs ytterkanten av brua. Det nye midtre spennet,  $b_{\text{uylengde}_{\text{ytterkant}}}$  ble 20750mm. Beregning av dette finnes i vedlegg C.A.

Det statiske systemet som blir brukt i oppgaven er en forenkling av det faktiske statiske systemet i brua. Det er mange ulike statiske systemer som kan antas ut ifra hovetegningen av brua. Gruppa valgte et symmetrisk statisk system med to knutepunter til grunnen. Symmetrien i det statiske systemet er innført for å gjøre kontrollberegningen av M-, V- og N-diagram for hånd mindre komplisert. Symmetrien gir ingen store forskjeller i avstander og vinkler.

En annen forenkling i det statiske systemet er at brua er flatet ut. Dette er igjen for å gjøre håndberegningene mindre kompliserte, og fordi det fungerer bedre med flate bjelker i Focus Konstruksjon.

Avstandene i det statiske systemet i brua er rundet opp. Grunnen til opprundingen er for å forenkle beregninger og å gi penere, runde tall. Ved å kun runde avstandene opp er det konservativt.

En forenkling av lasten fra servicekjøretøy blir brukt i utregningen av moment- og skjærkraftdiagram. Ved å samle kraften fra begge akslingene til en kraft på 120kN vil det statiske systemet i brukonstruksjonen bli symmetrisk for håndberegningen. Det er også konservativt å samle denne lasten til en punktlast, da dette kan gi større opptredende krefter ulike lastkombinasjoner.

Jordtrykk på søyler er en last som blir sett bort ifra. Etter brua er ferdigstilt vil løsmasser legges delvis over søylene av estetiske hensyn. Vekten av løsmassene vil påvirke søylene, men i så liten grad at gruppa har valgt å se bort ifra dette.

Grunnforholdene til brua blir sett bort ifra. Grunnen til at det sees bort ifra er at det ikke er innenfor gruppas kompetanseområde, og analyse av grunnforhold er en omfattende beregning. Grunnforholdene kan ha store betydninger for utforming av brua, armeringsmengde og valg av statisk system. Når grunnforholdene ignoreres, kan også plata i søyleføttene tenkes på kun som et knutepunkt mellom søylene.

Søylene i konstruksjonen er etter Eurokode 2 kapittel 5.3.1 regnet som skiver, da spennvidden er mindre enn tre ganger konstruksjonsdelens høyde. I denne oppgaven

---

velges det likevel å regne på søylene som søyler, da skiver ikke er pensum i emner på bachelornivå.

## **3.4 Standarder**

### **3.4.1 Eurokode 0 - NS-EN 1990**

NS-EN 1990, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, brukes for å fastsette prinsipper og krav for konstruksjonens sikkerhet, brukbarhet og bestandighet. Denne standarden er grunnlaget for strukturell prosjektering og sikkerhetvurdering av konstruksjoner. (Standard Norge 2016)

### **3.4.2 Eurokode 1 - NS-EN 1991**

NS-EN 1991 spesifiserer laster som konstruksjoner må kunne motstå, og omfatter retningslinjer for beregninger av laster som blant annet vind-, snø-, nytte- og ulykkeslast. Standarden gir en detaljert beskrivelse på hvordan lastene skal anvendes i design og vurdering av ulike typer konstruksjoner.

Siden standarden er delt inn i ulike deler, har gruppa valgt å benytte følgende:

- NS-EN 1991-1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. (Standard Norge 2019)
- NS-EN 1991-1-3: Allmenne laster - Snølaster. (Standard Norge 2018a)
- NS-EN 1991-1-4: Allmenne laster - Vindlaster. (Standard Norge 2009)
- NS-EN 1991-1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster. (Standard Norge 2008)

### **3.4.3 Eurokode 1 - NS-EN 1991, del 2**

Eurokode 1- NS-EN 1991, del 2 handler spesifikt om trafikklaster på bru. Selv om brua i Halden sentrum kun er en gang- og sykkelbru, må det tas hensyn til laster fra servicekjøretøy. Denne lasten kan være avgjørende med tanke på lastkombinering og opptredende laster. Denne standarden gir detaljerte retningslinjer for hvordan laster fra forskjellige typer kjøretøy og/eller andre type transportmidler skal anvendes i evaluering av brukonstruksjoner. (Standard Norge 2010)

### **3.4.4 Eurokode 2 - NS-EN 1992**

NS-EN 1992 gir retningslinjer for prosjektering av bygg og anleggskonstruksjoner med uarmert, armert og spennarmert betong. Eurokode 2 gir krav til betongens kapasitet, bruksegenskaper, bestandighet og brannmotstand. Denne standarden er

---

avgjørende for å sikre at betongkonstruksjoner oppfyller nødvendige sikkerhets- og brukervennlighetskrav gjennom konstruksjonens levetid. (Standard Norge 2018b)

#### **3.4.5 SVV Håndbok - N400**

Standarden N400 er en teknisk veiledning som handler om veibruer. Standarden gjelder for prosjektering av bruer, ferjekaier, andre bærende konstruksjoner i det offentlige veinettet og hvor konstruksjonen går over, under eller langs det offentlige veinettet. Håndboken oppdateres regelmessig og er ment å sikre at bruene som bygges er sikre, holdbare og funksjonelle etter gjeldende standarder og praksis. (Statens Vegvesen 2024)

#### **3.4.6 SVV Håndbok - V412**

V412 håndboka til Statens Vegvesen definerer trafikklastene det skal kontrolleres for, samt lastfaktorer og lastkombinasjoner. Denne standarden gir detaljerte tekniske retningslinjer for utforming, konstruksjon og vedlikehold av veirekkverk, i tillegg til utforming av veiens sideområder. (Statens Vegvesen 2023)

---

## 4 Laster

*Dette kapitlet gir en oversikt over de forskjellige lastene gruppa har brukt for å beregne riktig styrke og kapasitet i brua. Det vil omfatte både de permanente og variable lastene som påvirker brua.*

### 4.1 Egenlast

For å lage et moment- og et skjærkraftdiagram er en anslått egenlast nødvendig. Egenlasten er en jevnt fordelt last sammenslått av egenvekten til betongen, kantbjelkene, stålrekkverket og belegningslasten. For å anslå vekten av brua ble målene fra den opprinnelige tegningen brukt til å bestemme volumet av betong. Med utgangspunkt i at betongen veier  $25\text{kN/m}^3$  ble den jevnt fordelte lasten bestemt. Den sammenslåtte egenlasten blir  $23,03\text{kN/m}$ , før sikkerhetsfaktorer er medregnet. Utrengninger for egenlast finnes i vedlegg D.A.

### 4.2 Nyttelast

Statens Vegvesens håndbok V412 Tabell 3.2.9-1 gir nyttelasten for gang- og sykkelbruer som en jevnt fordelt last. En jevnt fordelt last på  $5,0\text{kN/m}^2$  velges for denne brua (Statens Vegvesen 2023). Nyttelasten kommer av bruas brukere. Ved å velge  $5,0\text{kN/m}^2$  kan vedlikeholdsutstyr i klasse G1 anvendes. Klasse G1 har en last som tilsvarer lasten fra servicekjøretøy i punkt 4.4.

Total jevn fordelt last med lastfaktorer finnes i vedlegg D.B

### 4.3 Snølast

Hentet fra Eurokode 1-3: Snølast. Tabell NA.4.1(901) gir den karakteristiske snølasten på mark for Halden, som er  $3,0\text{kN/m}^2$ . (Standard Norge 2018a).

Hentet fra Statens Vegvesen Håndbok N400 Bruprojektering, 5.12-1. Snølast skal ikke regnes å opptre samtidig med trafikklast på veibruer, fergekaier eller gang- og sykkelbruer...”. (Statens Vegvesen 2024). Dermed kan snølasten sees bort ifra, fordi den er mindre enn, og kan ikke opptre samtidig som trafikklasten, også kalt nyttelast i punkt 4.2.

### 4.4 Servicekjøretøy

Hentet fra Eurokode 1-2: Trafikklast på bruer, NA.5.3.2.3. Gangbruer skal belastes med punktlastene til et servicekjøretøy. Det vil være fordelt på to akslinger, på henholdsvis 40kN og 80kN. Akslingene har en avstand på 3 meter og hjulavstand på 1,3 meter mellom hjulenes senterlinjer. (Standard Norge 2010).

---

En forenkling av denne lasten blir brukt i beregningene. Forenklingen står i kapittel 3.3.

## 4.5 Ulykkeslast

Hentet fra Eurokode 1-7: Ulykkeslaster 4.3.1. Ulykkeslaster forårsaket av kjøretøy dimensjoneres etter trafikkategorien i området rundt konstruksjonen. Tabell 4.1 gir en ulykkeslast på veier i byområder  $F_x = 500kN$  og  $F_y = 250kN$ . Hvor x-retning er på tvers av brua og y-retning er med lengderetningen til brua. Denne lasten kan opptre i søylene til brua grunnet den trafikkerte tofeltsveien under brua. (Standard Norge 2008). Beregning av største opptredende moment fra ulykkeslasten finnes i vedlegg D.C.

## 4.6 Vindlast

De opptredende vindlastene i henholdsvis x- og y-retning er  $F_{W,x} = 55,93kN$  og  $F_{W,y} = 13,98kN$  Beregninger finnes i vedlegg D.D.

Vindlastene i x-retning og y-retning virker i samme retninger som ulykkeslastene i punkt 4.5. Fordi kreftene har lik retning og vindlastene er mye mindre, er vindlastene neglisjerbare. Bruas korte spenn og lille overflate gjør de opptredende vindlastene lave i forhold til ulykkeslastene.

## 4.7 Jordtrykkslast

Alle de fire søylene til brua blir delvis dekket av løsmasser, etter at konstruksjonen er ferdigstilt. Trykket fra løsmassene vil påvirke styrken til søylene og ha en innvirkning på søylenes utforming. Dette ser vi bort ifra i denne oppgaven i henhold til kapittel 3.3.



---

## 5 Teoretisk grunnlag

*Dette kapitlet dekker det teoretiske grunnlaget for oppgaven. Kapitlet gir en oversikt over hvilke forutsetninger som har blitt lagt til grunn. Det refereres til hvilke deler av eurokodene og Statens Vegvesens håndbøker som blir tatt i bruk. I tillegg vises det hvordan forutsetningene påvirker beregningene og valgene i oppgaven.*

### 5.1 Statisk system

For å kunne gjøre beregninger av brua, er det helt nødvendig å lage en god statisk modell som representerer bruas bæresystem. Med en statisk modell er det mulig dele opp brua i flere deler for å se hvordan krefter fordeler seg i de forskjellige elementene. I denne oppgaven valgte gruppa å forenkle den statiske modellen slik at det ble mulig å gjøre håndberegninger av spenningsfordeling for å sammenligne med FEM-analyser. Forenklingene finnes i kapittel 3.3.



Figur 5: Statisk system, hentet fra Focus

### 5.2 Lastkombinasjoner

For å finne største opptredende moment, skjær- og normalkraft er mange ulike lastkombinasjoner undersøkt. Beregningsprogrammet Focus ble anvendt til utregninger av moment-, skjærkraft- og normalkraftdiagrammer. Utregningene i Focus er to-dimensjonale og tar kun kreftene i z- og x-retning med i beregningene. De ulike lastkombinasjonene består av:

- En alltid opptredende jevnt fordelt last som tilsvarer egenvekten til brua over hele bruplata.
- En punktlast på 120kN fra et servicekjøretøy som kan plasseres vilkårlig på hele plata eller ikke opptre.
- En jevnt fordelt nyttelast som kan opptre over hele plata, deler av plata, eller ikke opptre.

Åtte ulike lastkombinasjoner ble ansett som beregningsmessig relevante og ble undersøkt videre i Focus. Lastkombinasjonene ble valgt ut da de ga maksimale negative og positive påvirkninger av M, V og N. Brua ble delt opp i følgende deler hvor maksimale verdier ble hentet ut:

- 
- Bunn av ytre søyle
  - Topp av ytre søyle
  - Bunn av indre søyle
  - Topp av indre søyle
  - Plata over indre søyle
  - Plata over ytre søyle
  - Plata i bruas midterste spenn
  - Plata mellom indre og ytre søyle

En håndberegning av momentene i lastkombinasjon 1 ble utført som en kontroll av resultatene fra Focus. Håndberegningen er gjort med et forenklet statisk system, som ikke vil gi et stort utslag. Hovedpoenget med denne utregningen er at resultatene blir lignende resultatene fra Focus. Dette ble gjort for å vise at det statiske systemet er tegnet riktig og at resultatene er riktige i Focus. Håndberegningen finnes i figur 14, vedlegg F.A.3.

## 5.3 Torsjon

Torsjon er en effekt som oppstår der krefter virker med en eksentrisitet i forhold til punktet som tar opp kreftene. I denne oppgaven vil det i teorien kunne oppstå torsjonskrefter ved flere anledninger. Siden brua har en horisontal kurvatur, vil det oppstå små torsjonskrefter på grunn av at ytterste punktet av plata vil ha et overheng i forhold til søylene. Det kan også oppstå torsjonskrefter som følge av at tjenestekjøretøy plasseres i ytterkant av plata, samt at vindlaster kan skape torsjonskrefter. Siden brua er smal og at søylene er nesten like brede som brua, vil torsjonskreftene som oppstår bli relativt små. På grunn av forenklinger gruppa har gjort på den statiske modellen, vil krefter på grunn av torsjon ikke tas med i beregningene.

## 5.4 Armering

### 5.4.1 Strekkarmering

Betong er et lite duktilt materiale som tåler lite strekkrefter før det går til brudd. Likevel vil det ofte opptre store strekkrefter i betongkonstruksjoner, og for at betongen skal kunne motstå kreftene er det nødvendig å legge inn strekkarmering. Dette er armeringsjern som blir plassert i den delen av tverrsnittet hvor det oppstår strekkrefter, og som tar opp disse kreftene.

Ved enkelte tilfeller er det ikke beregningsmessig behov for strekkarmering, da er det et krav om å legge inn minimum strekkarmering. Minimumskravet sikrer at

---

konstruksjonen blir mer duktil, som er gunstig i tilfeller det brudd oppstår. I tillegg er lengdearmering nødvendig for å feste skjærarmering i betongen. Enkelte steder i brua kan det oppstå strekk i over- og underside av tverrsnittet. Her er det behov for strekkarmering i både over- og underside.

#### **5.4.2 Trykkarmering**

Dersom betongtverrsnittet ikke har nok momentkapasitet til å ta opp opptredende momenter, er det nødvendig å sette inn trykkarmering for å forsterke tverrsnittet. Trykkarmering er i likhet med strekkarmering også en form for lengdearmering. Forskjellen er at trykkarmering er plassert i tverrsnittets trykksone. I brua er det ikke beregningsmessig behov for trykkarmering, men minimum trykkarmering er nødvendig for å feste skjærarmeringen. I konstruksjonsdeler hvor strekk oppstår på over- og underside, kan strekkarmeringen også fungere som trykkarmering. Det er ikke redusert armeringsmengde som følge av dette.

#### **5.4.3 Tverrarmering**

I platekonstruksjoner vil det ofte oppstå krefter i tverrgående retning. Disse kreftene kan oppstå av forskjellige grunner, for eksempel av temperaturendringer som vil skape tøyninger i brua, eller ved plassering av tjenestekjøretøy, som er en relativt stor påkjenning på plata. I denne oppgaven er det sett bort i fra disse faktorene på grunn av forenklinger og kompleksitet av oppgave. Grappa valgte å legge inn minimumskravet til tverrarmering for å sikre styrken av brua.

#### **5.4.4 Overflatearmering**

I Statens Vegvesen 2024 8.7.1-4 stilles det krav om at overflatearmering skal ha en diameter på 12mm eller mer. I denne oppgaven gjelder dette for strekk-, trykk- og tverrarmering.

#### **5.4.5 M-N diagram**

M-N diagram tar for seg kombinasjonen av moment og aksialkraft i en konstruksjonsdel. Diagrammet konstrueres ved å regne ut kapasitet for kombinert moment og aksialkraft i ulike tøyningstilstander. Det er laget et M-N diagram for henholdsvis indre og ytre søyle, som brukes til å bestemme lengdearmeringen. For den indre søylen er høyden til tverrsnittet antatt lik langs hele lengden. Høyden er satt tilsvarende den tykkeste delen av søylen, som er 867mm.

---

#### 5.4.6 Skjærarmering

Skjærarmering tar opp skjærkrefter og består av armeringsjern formet til bøyer som legges på tvers av lengdearmeringen. Det er ikke krav til minimum skjærarmering i konstruksjonsdeler som regnes som plater. For å være konservativ er plata i denne oppgaven regnet etter kravene som stilles for en bjelke i eurokoden. Da er det krav til minimum skjærarmering. Minimum skjærarmering i plata ble regnet ut som en 1000mm bred bjelke. Senteravstanden og armeringsmengden ble så tilpasset for å være tilstrekkelig for hele tverrsnittets bredde på 3000mm.

#### 5.4.7 Forankringslengde

Tilstrekkelig heft mellom betong og armeringsjern er nødvendig for at konstruksjonen skal tåle spenningene som opptrer. Forankringslengde er et tillegg i armeringslengde som går forbi den teoretiske enden av jernet, som skal sikre tilstrekkelig heft.

#### 5.4.8 Omfaringslengde

Omfaringslengder er nødvendige for korrekt overføring av krefter mellom armeringsjern som skjøtes. Lengden bestemmer hvor lang overlappen mellom armeringsjern som skjøtes må være. Dette sikrer at armeringen har tilstrekkelig heft til betongen og oppnår full teoretisk styrke.

### 5.5 Bruddgrensetilstand - ULS

Beregninger i ULS bestemmer konstruksjonens kapasitet i bruddgrensetilstand. ULS tar utgangspunkt i materialets tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter. I beregningen er det viktig å bruke de største opptredende kreftene fra alle lastkombinasjoner. Lastfaktorene  $\gamma_p = 1,5$  for nyttelast og  $\gamma_g = 1,2$  for egenlast er benyttet i utregningene, hentet fra kapittel 4.1 i Betongkonstruksjoner (Sørensen 2013).

### 5.6 Bruksgrensetilstand - SLS

Beregninger i SLS viser at konstruksjonen tilfredstiller krav i henhold til standarder. I eurokode 2 kapittel 7.1 stilles det krav til spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning (Standard Norge 2018b). I SLS er lastfaktoren  $\gamma = 1$ , da det i denne tilstanden skal dimensjoneres for et mest mulig virkelighetsnært tilfelle.

---

### 5.6.1 Spenningsbegrensning

I EK 2 kapittel 7.2 stilles det krav til at trykkspenninger i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetning, mikroriss eller store krepdeformasjoner.

### 5.6.2 Rissviddebegrensning

Eurokode 2 kapittel 7.3 stiller krav til at opprissing i betongen skal begrenses slik at konstruksjonens funksjon og bestandighet ikke svekkes. Konstruksjonen bør ikke ha store synlige riss, selv om de er ufarlige, da det gir den et utseende som ser utrygt ut. Dersom rissene blir større enn tillatt vil konstruksjonen være sårbar for vann som trenger inn til armeringen så den korroderes. Kravene for rissviddebegrensning avhenger av eksponeringsklasse og størrelse for armering.

### 5.6.3 Nedbøyningsbegrensning

I eurokode 2 kapittel 7.4 kreves det at deformasjon av konstruksjonsdeler skal begrenses. Grunnen for dette er at konstruksjonens funksjon og utseende ikke må påvirkes på en ugunstig måte. Nedbøyningen i en konstruksjonsdel bør ikke overskride en verdi på  $spennvidde/250$ . I brukonstruksjoner legges det vanligvis til en overhøyde i spennene. Overhøyden er formet som en vertikal kurve for å sikre at brua ikke får et u-formet spenn. Over lang tid vil brua sette seg uten at midtspennet henger.

### 5.6.4 Kryp og svinn

Kryp og svinn er viktige faktorer i langtids nedbøyningsberegning av betongkonstruksjoner. Over lang tid vil betongens styrke delvis svinne hen av påvirkninger fra kryp og svinn. Påvirkningene avhenger også av den relative luftfuktigheten i området rundt konstruksjonen over tid.

---

## 6 Resultat og sammenligning

*Dette kapittelet inneholder en fullstendig samling av resultatetene som kommer av gruppas beregninger. Kapittelet viser til vedleggene for fullstendige utregninger, som refererer til standardene formlene er hentet fra. Kapittelet inneholder tabeller og figurer for å gi et bilde på resultatene strukturert og oversiktlig.*

### 6.1 Opptredende krefter og utnyttelsesgrad i bruplate

For å regne ut opptredende krefter i brua har gruppa brukt Focus, hvor den statiske modellen for brua er lagt inn. Dette gir nøyaktige beregninger av krefter og hvordan de fordeler seg i brua.

	$M_{overside}(kNm)$	$M_{underside}(kNm)$	$V(kN)$	$N_{strekk}(kN)$	$N_{trykk}(kN)$
Over indre søyle	1656,5	—	515,1	468,8	680
Over ytre søyle	891,1	—	276,2	582,7	—
Midtre felt	—	1274,4	111,8	—	680
Felt mellom søyler	155,7	382,9	264,9	582,7	—
Indre søyle	912,9	—	415,5	—	1177,3
Ytre søyle	601,5	—	136,7	—	702,4

Tabell 1: Resultatkrefter, M er strekkrefter

#### 6.1.1 Moment

Det største momentet i bruplata oppstår over indre søyle med en verdi på 1656,5kNm (Tabell 1) ved lastkombinasjon 8 (E.H). Dimensjonerende momentkapasitet i bruplata er 2698kNm (F.A.4). Over indre søyle vil bruplata ha en utnyttelsesgrad av moment på 61,4%.

#### 6.1.2 Aksialkraft

Den største aksialkraften i bruplata vil oppstå som en trykkraft på 680kN (Tabell 1) i midtre felt ved lastkombinasjon 2 (E.B). Dimensjonerende aksialkraftkapasitet i bruplata er 57359kN (F.A.9). I midtre felt vil bruplata ha en utnyttelsesgrad av aksialkraft på 1,2%.

#### 6.1.3 Skjærkraft

Den største skjærkraften i bruplata oppstår over indre søyle med en verdi på 515,1kN (Tabell 1) ved lastkombinasjon 5 (E.E). Dimensjonerende skjærkraftkapasitet i bruplata er 1072kN (F.A.6). Over indre søyle vil bruplata ha en utnyttelsesgrad av skjærkraft på 48,1%.

---

## 6.2 Opptredende krefter og utnyttelsesgrad i indre søyle

### 6.2.1 Moment

Det største opptredende momentet i den indre søyla oppstår i toppen av søyla med en verdi på 912,9kNm (Tabell 1) ved lastkombinasjon 8 (E.H). Dimensjonerende momentkapasitet i søyla er 5273kNm (G.A.1). I toppen vil søyla ha en utnyttelsesgrad av moment på 17,3%.

### 6.2.2 Aksialkraft

Den største opptredende aksialkraften i den indre søyla oppstår som en trykkraft i toppen av søyla med en verdi på 1177,3kN (Tabell 1) ved lastkombinasjon 1 (E.A). Dimensjonerende aksialkraftkapasitet i søyla er 62289kN (G.A.6). I toppen vil søyla ha en utnyttelsesgrad av aksialkraft på 2,0%.

### 6.2.3 Skjærkraft

Den største opptredende skjærkraften i den indre søyla oppstår i toppen av søyla med en verdi på 415,5kN (Tabell 1) ved lastkombinasjon 1 (E.A). Dimensjonerende skjærkraftkapasitet i søyla er 2751kN (G.A.3). I toppen vil søyla ha en utnyttelsesgrad av skjærkraft på 15,1%.

## 6.3 Opptredende krefter og utnyttelsesgrad i ytre søyle

### 6.3.1 Moment

Det største opptredende momentet i den ytre søyla oppstår i toppen av søyla med en verdi på 601,5kNm (Tabell 1) ved lastkombinasjon 8 (E.H). Dimensjonerende momentkapasitet i søyla er 1810kNm (H.A.1). I toppen vil søyla ha en utnyttelsesgrad av moment på 33,2%.

### 6.3.2 Aksialkraft

Den største opptredende aksialkraften i den ytre søyla oppstår som en trykkraft i toppen av søyla med en verdi på 702,4kN (Tabell 1) ved lastkombinasjon 7 (E.A). Dimensjonerende aksialkraftkapasitet i søyla er 60284kN (H.A.6). I toppen vil søyla ha en utnyttelsesgrad av aksialkraft på 1,2% .

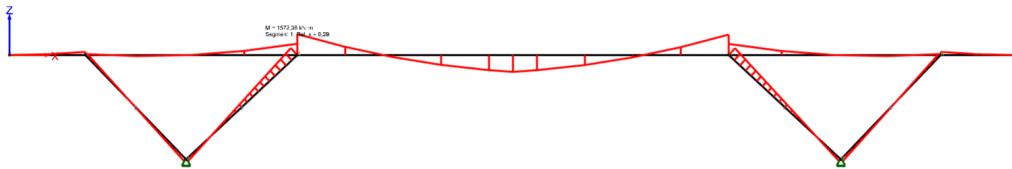
---

### 6.3.3 Skjærkraft

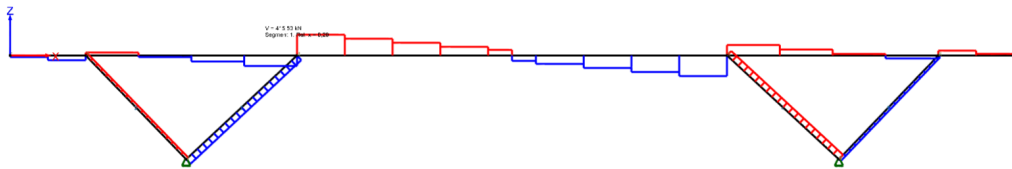
Den største opp tredende skjærkraften i den ytre søyla oppstår i toppen av søyla med en verdi på 136,7kN (Tabell 1) ved lastkombinasjon 8 (E.H). Dimensjonerende skjærkraftkapasitet i søyla er 893kN (H.A.3). I toppen vil søyla ha en utnyttelsesgrad av skjærkraft på 15.3%.

## 6.4 Moment-, skjærkraft- og aksialkraftdiagram

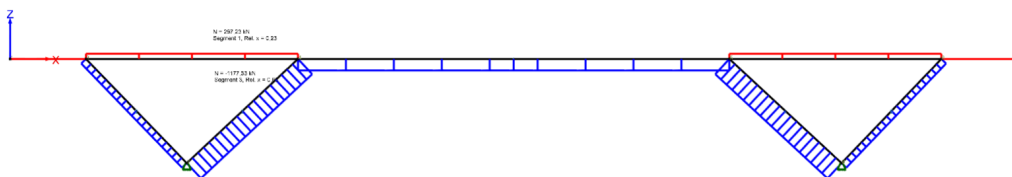
Fra Focus ble det hentet ut verdier for moment, skjær- og aksialkrefter. Alle lastkombinasjonene gir ulike diagrammer og verdier, derfor er det ikke hensiktsmessig å inkludere figurer av alle de ulike diagrammene. Figur 6, 7 og 8 viser utformingen av de ulike diagrammene fra lastkombinasjon 1 som eksempler.



Figur 6: Momentdiagram, Lastkombinasjon 1. Hentet fra Focus



Figur 7: Skjærkraftdiagram, Lastkombinasjon 1. Hentet fra Focus



Figur 8: Aksialkraftdiagram, Lastkombinasjon 1. Hentet fra Focus



---

## 6.5 Kontroll i bruksgrensetilstand

### 6.5.1 Spenningsbegrensning

Det ble utført en spenningskontroll i bruplata over indre søyle, som er konstruksjonsdelen med største opptredende trykkspenninger. EK2 kapittel 7.2 stiller krav til trykkspenninger i betongen skal begrenses til  $T_c \leq 0,6f_{ck} = 27N/mm^2$ . Maksimale opptredende trykkspenninger i konstruksjonen er beregnet til  $21,3N/mm^2$ , som er innenfor kravet. Beregninger for spenningskontroll finnes i vedlegg F.B.1.

### 6.5.2 Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyning for alle deler av brua er utregnet og finnes i vedlegg F.B.6, F.B.7 og F.B.8. Beregninger av nedbøyning er gjort for hånd, med bruk av formler fra Profiler og formler (Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU 1993). I midtre felt hvor nedbøyningen er størst velges det å legge inn en overhøyde i plata som opprettholder bruas egenskaper og estetikk når full nedbøyning inntreffer. Tabellen under viser resultat av nedbøyningsberegningene.

Plassering	Nedbøyning	Maks tillatt
Midtre felt	75,3mm	83,0mm
Felt mellom søyler	12,3mm	40,8mm
Utkragerbjelke	8,1mm	14,6mm

Tabell 2: Nedbøyning bruplate

### 6.5.3 Rissviddebegrensning

Rissviddekontroll ble utført i seks ulike snitt i brua. Strekkarmeringen ble dimensjonert basert på de største opptredende momentene, som er oppført i tabell 4. Det resulterte i at det ikke var tilstrekkelig armering i henhold til rissviddekontroll. Mengden strekkarmering ble økt for å tilfredsstille kravet til rissvidder. De endelige armeringsmengdene er listet opp i tabell 5.

Beregninger for rissviddekontroll med endelig armeringsmengde finnes i vedlegg H.B.1, G.B.1, F.B.4, F.B.3, F.B.2 og F.B.5. Tabellen under viser resultat av rissviddekontroll.

Snitt	Rissvidde $w_k$	Maks tillat $w_{max}$
Ytre søyle	0,360mm	0,366mm
Indre søyle	0,364mm	0,366mm
Midtre felt	0,364mm	0,366mm
Over ytre søyle	0,363mm	0,366mm
Over indre søyle	0,364mm	0,366mm
Felt mellom søyler	0,364mm	0,366mm

Tabell 3: Rissvidder

---

## 6.6 Armering

### 6.6.1 Strekkarmering

Strekkarmering må kontrolleres opp mot største opptredende momenter ulike steder i konstruksjonen. I feltet mellom søylene oppstår det strekkspenninger grunnet aksialkrefter som gjør opptredende spenninger større. Noen steder vil aksialkraften opptre som trykk, det kan teoretisk redusere mengden strekkarmering. I praksis kan ikke mengden armering reduseres fordi ikke alle lasttilfeller har like stort trykk fra aksialkraften. Det er også konservativt å ikke redusere armeringsmengden.

Strekkarmeringen dimensjoneres etter største opptredende momenter ulike steder i konstruksjonen og vi ender opp med strekkarmeringen som kan sees i tabell 4.

	$z(mm)$	$A_{s,n\ddot{o}dv}(mm^2/m)$	Armeringsstål	$A_s(mm^2)$
Over indre søyle	555	6869	26Ø32S110	20910
Over ytre søyle	585	3496	22Ø25S130	10799
Midtre felt	572	5126	32Ø25S90	15708
Felt mellom søyler	603	1719	11Ø25S260	5399
Indre søyle	776	2706	9Ø25S262	4417
Ytre søyle	407	3401	8Ø20S295	2513

Tabell 4: Armeringsmengder, strekk i bruddgrensetilstand.

Når armeringsmengden er bestemt i bruddgrensetilstand, må det gjøres kontrollberegninger i bruksgrensetilstand. For brua er det rissviddekontroll som blir dimensjonerende for armeringsmengde. Utregninger for rissviddekontroll finnes i følgende vedlegg: F.B.2, F.B.3, F.B.4, F.B.5 for plate, G.B.1 for indre søyle og H.B.1 for ytre søyle.

	Nødvendig armering ( $mm^2$ )	Armeringsstål	$A_s(mm^2)$
Over indre søyle	32400	26Ø40	32672
Over ytre søyle	18150	23Ø32	18497
Midtre felt	24450	31Ø32	24931
Felt mellom søyler	8850	19Ø25	9326
Indre søyle	17100	35Ø25	17181
Ytre søyle	11850	25Ø25	12272

Tabell 5: Armeringsmengder, strekk etter rissviddekontroll

### 6.6.2 Skjærarmering

Skjærarmeringen sjekkes opp mot største skjærkrefter i de ulike konstruksjonsdelene. Gjennomgående i hele brukonstruksjonen er at skjærkreftene er små nok til at det ikke er krav om skjærarmering eller at det kun er krav til minimumsarmering.

For søylene er det valgt kamstål  $\phi 16$  for å dekke minimumskravet som er regnet

ut i vedlegg G.A.4 og H.A.4. I plata er det valgt kamstål  $\phi 16$  for å dekke minimumskravet som er regnet ut i vedlegg F.A.7. Kamstål  $\phi 8$  kan brukes i henhold til minimumskravet, men kamstål  $\phi 12$  ble valgt for å ha en passende senteravstand.

Skjærarmering i bruplata ble regnet ut ved å betrakte plata som en bjelke. Det er fordi det ikke er krav til minimum skjærarmering i plate ifølge punkt 9.3 i EK2 (Standard Norge 2018b).

	Minimum armering	Største skjærkraft (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
Bruplate	$\phi 12S165$	515,1	584,7
Indre søyle	$\phi 16S115$	415,5	1009
Ytre søyle	$\phi 16S115$	136,7	705

Tabell 6: Skjærarmeringsmengder

### 6.6.3 Tverrarmering

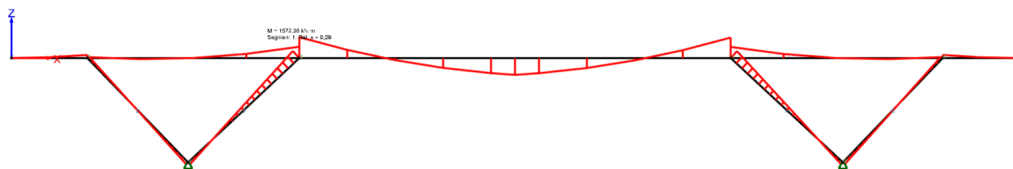
Det er valgt minimum tverrarmering over hele konstruksjonen. Utregninger for tverrarmering finnes i vedlegg F.A.8, G.A.5 og H.A.5.

	Armering
Bruplate	$\phi 12s400$
Indre søyle	$\phi 12s400$
Ytre søyle	$\phi 12s400$

Tabell 7: Tverrarmeringsmengder

### 6.6.4 Momentnullpunkter

For å vite hvor armeringsjernene skal begynne og slutte, er momentnullpunktene i konstruksjonen lokalisert ved hjelp av Focus Konstruksjon. Tallene som fremkommer i tabellene under representerer relativ x-koordinat i forhold til den fullstendige lengden av modellen av brua i Focus Konstruksjon. Figur 9 viser hvor opptredende momenter er plassert i lasttilfelle 1. Fra figuren hentes plasseringene av hvor momentet er null, altså der de sorte og røde linjene krysses.



Figur 9: Visualiseringsfigur av moment, Hentet fra Focus

Venstre side av brua:

Lastkombinasjon	1	2	3	4	5	6	7	8
Felt mellom søyler venstre	0,10	0,08	0,11	0,11	0,11	0,10		
Felt mellom sider høyre	0,18	0,16	0,21	0,22	0,21	0,18		
Midtre felt	0,37	0,37	0,35	0,37	0,35	0,38	0,40	0,39

Tabell 8: Momentnullpunkt venstre side

Høyre side av brua:

Lastkombinasjon	1	2	3	4	5	6	7	8
Felt mellom søyler venstre	0,82	0,84	0,82	0,81	0,82	0,79	0,76	0,78
Felt mellom sider høyre	0,90	0,92	0,90	0,89	0,90	0,89	0,88	0,88
Midtre felt	0,63	0,63	0,62	0,64	0,62	0,65	0,68	0,67

Tabell 9: Momentnullpunkt høyre side

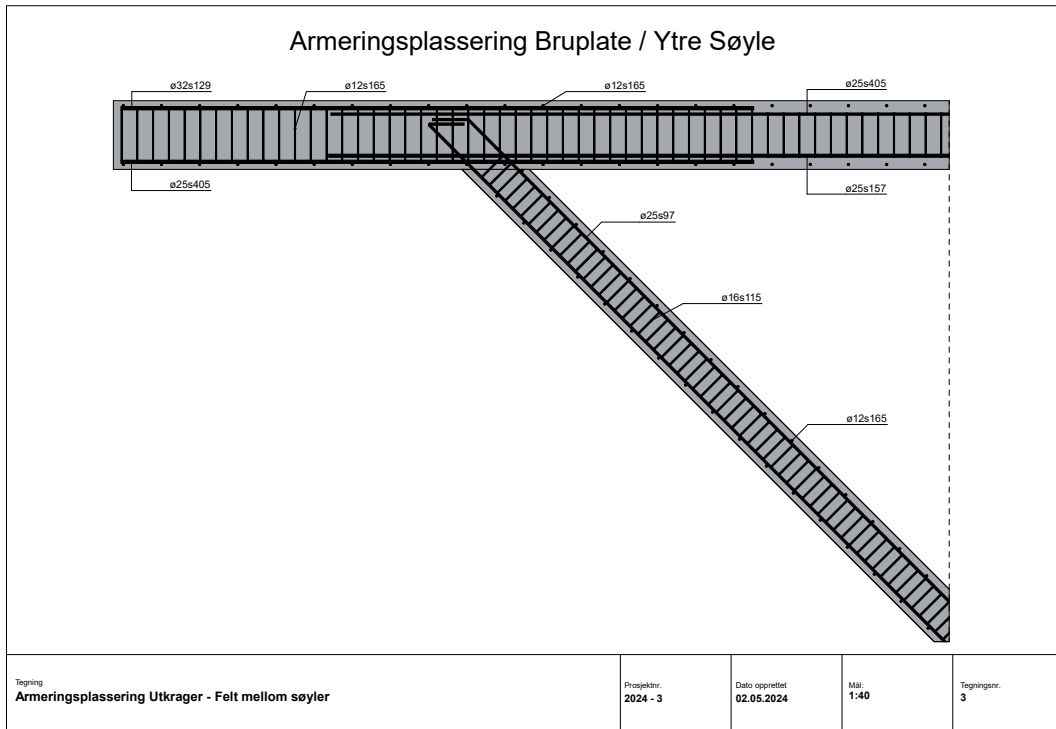
For å få armeringsjernene til å dekke alle lastkombinasjonene, trenger man de største og minste tallene fra tabellene over. De største tallene gir lengst armeringsjern som kommer fra venstre, og de minste tallene gir lengst armeringsjern som kommer fra høyre. Ekstremalpunktene gir:

	rel. x		avstand fra venstre [mm]	
Felt mellom søyler venstre	0,08	0,12	3876	5814
Felt mellom søyler høyre	0,16	0,24	7752	11628
Midtre felt	0,32	0,40	15504	19380

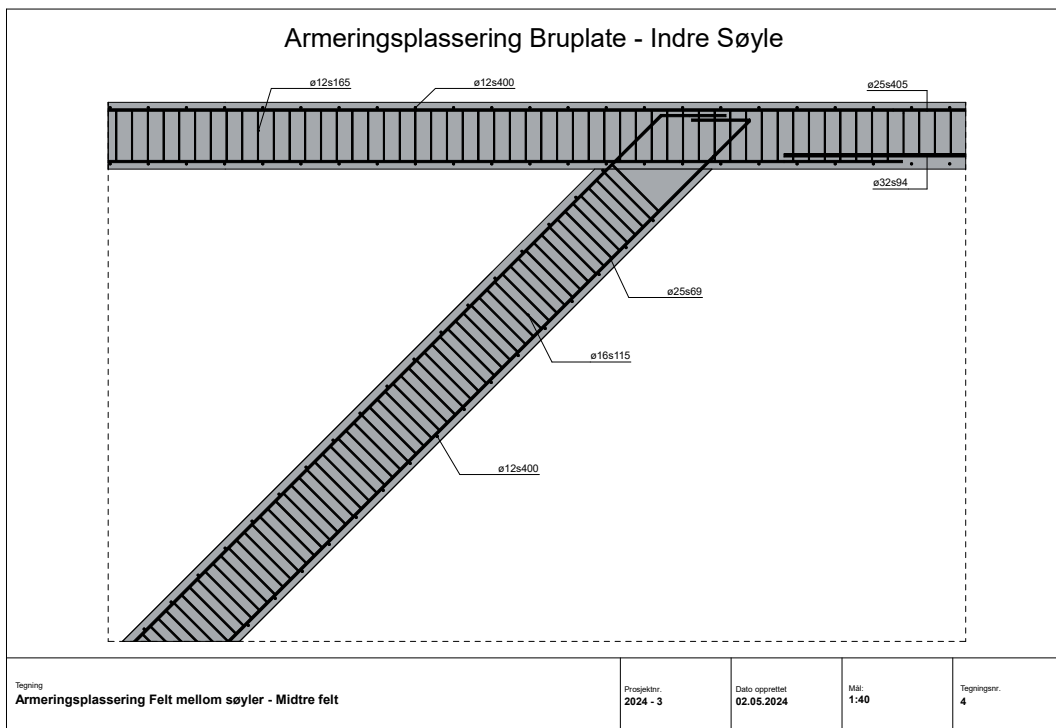
Tabell 10: Maksverdier momentnullpunkt

### 6.6.5 Armeringsplassering

På figurene under fremgår plassering av både strekkarmering og skjærarmering i brukonstruksjonen. For at det skal være mer oversiktlig er armeringen plassert med litt mellomrom på figuren. Egentlig vil armeringsjernene ligge inntil hverandre. Armeringsjernene er plassert ut i fra momentnullpunkt i konstruksjonsanalysen (6.6.4), og er i tillegg forankret med forankringslengde regnet ut i vedlegg F.A.10. Det er laget figurer kun for en halvdel av brua da den er symmetrisk. Plassering av tverrarmering er kun illustrerende, og må plasseres hensiktsmessig under bygging for å opprettholde korrekt overdekning. Her er det også viktig at tverrarmeringen i øvre og nedre del av tverrsnittet ligger overfor hverandre for å unngå konflikter med plassering av skjærarmering. Forankring fra søyle til plata er utført på en måte som i tillegg til å sikre forankring, ivaretar sikkerheten ved å ikke la armeringsjern stikke ut.



Figur 10: Armeringsplassering Bruplate - Ytre Søy, hentet fra ARCHICAD



Figur 11: Armeringsplassering Bruplate - Indre Søy, hentet fra ARCHICAD

---

### 6.6.6 Forankringslengde

Utregning for forankringslengder finnes i vedlegg F.A.10.

Kamstål	Forankringslengde strekk	Forankringslengde trykk
$\phi 25$	647mm	789mm
$\phi 32$	899mm	1010mm
$\phi 40$	1288mm	1370mm

Tabell 11: Forankringslengde rette stenger

Kamstål	Forankringslengde strekk	Forankringslengde trykk
$\phi 25$	789mm	789mm

Tabell 12: Forankringslengde for ikke rette stenger

### 6.6.7 Omfaringslengde

Utregning for omfaringslengder finnes i vedlegg F.A.11.

Kamstål	Omfaringslengde strekk	Omfaringslengde trykk
$\phi 25$	1000mm	1200mm
$\phi 32$	1300mm	1600mm
$\phi 40$	1700mm	2100mm

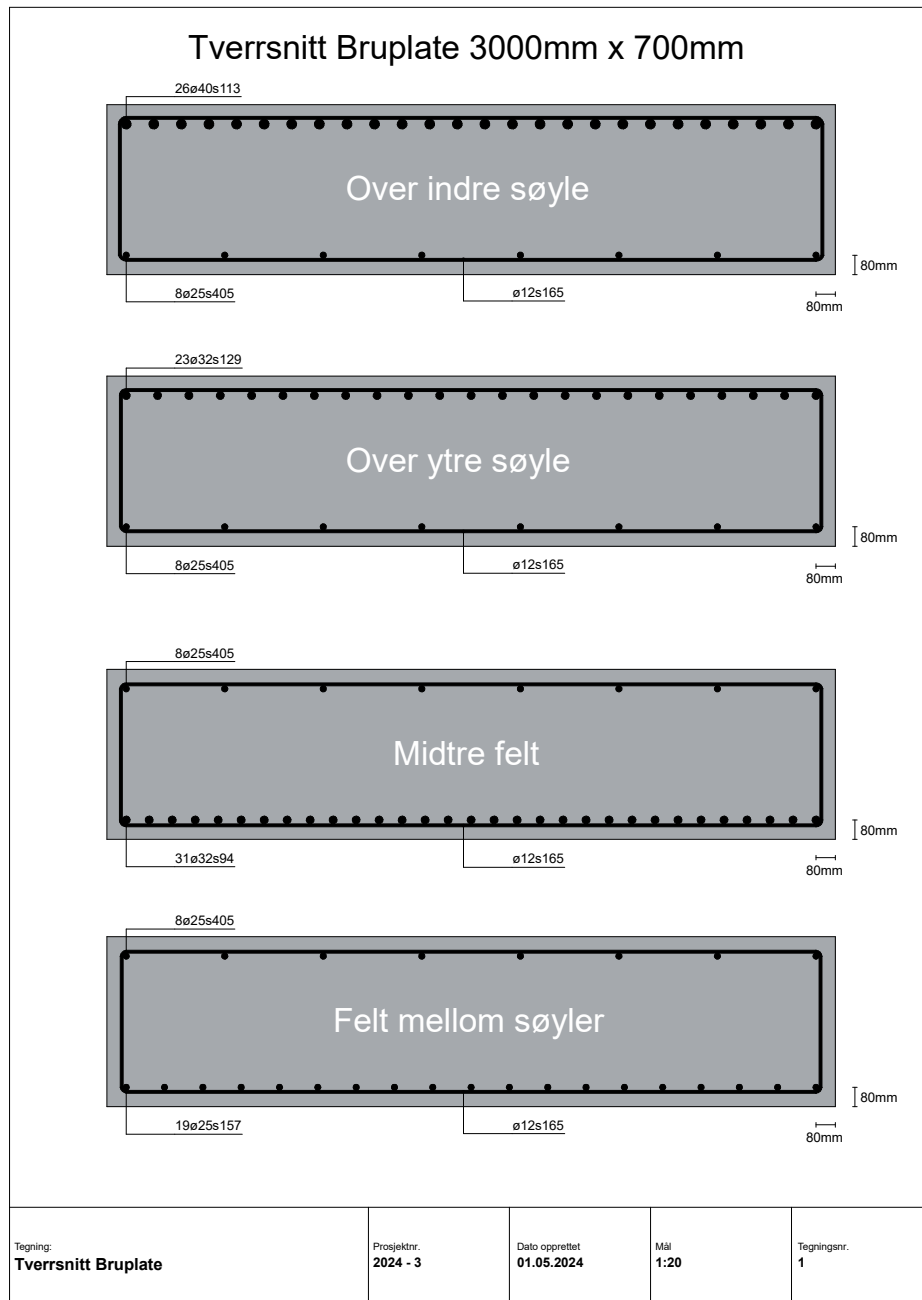
Tabell 13: Omfaringslengde

## 6.7 Tverrsnitt

Figurene under viser tverrsnitt av bruplate og søyler med inntegnet armering som er regnet ut i Tabell 5 og 6. Armering i tverrsnitt på grunn av forankring er ikke vist i tegninger under, da dette ikke er relevant. EK2 8.2(2) stiller krav om at armeringsstenger skal ha en fri avstand både horisontalt og vertikalt på  $2\phi$ . For indre søyle vil det si at det skal være en fri avstand på 50mm mellom armeringsjernene. Med  $\phi 25$  er det en fri avstand på kun 44mm, som vil si at det må gjøres et tiltak for å nå kravet. Gruppen velger her å gå fra  $\phi 25$  til  $\phi 32$  som resulterer i 22 armeringsstenger i stedet for 35, og dermed øker den frie avstanden til 79mm. For  $\phi 32$  er minstekravet til fri avstand 64mm, og kravet er dermed oppnådd. Da det fører til mange nye utregninger som er utført fra før av, blir ikke utregninger utført på nytt med  $\phi 32$  i indre søyle. Det samme problemet oppstår i midtre felt med  $\phi 32s94$  og over indre søyle med  $\phi 40s113$ . Her kan det med fordel brukes buntet armering for å øke avstanden. Figurene under viser original armering med for illustrasjon. Tverrarmering vises ikke i tverrsnittstegningene da det fremkommer i kapittel 6.6.5.

## 6.7.1 Bruplate

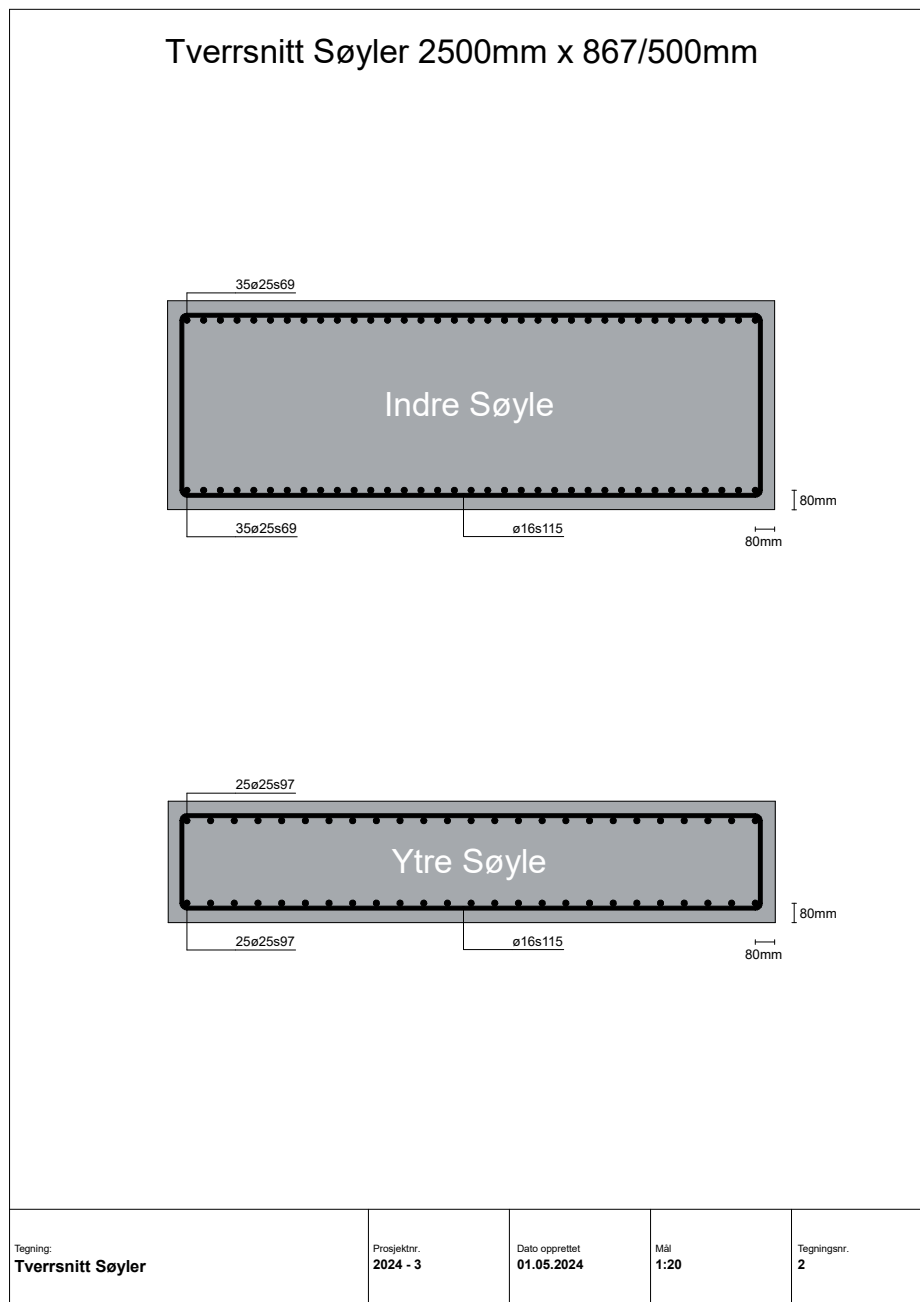
ARCHICAD EDUCATION VERSION



Figur 12: Tverrsnitt Bruplate, hentet fra ARCHICAD

## 6.7.2 Søyler

ARCHICAD EDUCATION VERSION



Figur 13: Søyletverrsnitt, hentet fra ARCHICAD



---

## 6.8 Sammenligning med Structors resultater

### 6.8.1 Utnyttelsesgrad

	Moment [%]
<b>Bachelorgruppe</b>	
Bruplate	61,4
<b>Structor Oslo AS</b>	
Bruplate	60

Tabell 14: Sammenligning utnyttelsesgrad

### 6.8.2 Armeringsmengde

#### Bruplate:

Structor har oppgitt armering i diameter på kamstål og senteravstand mellom armeringsstålet. For plate med bredde på 3000mm og overdekning på 75mm vil det være plass til 20 armeringsstål i bredden. Tverrsnittsareal av armering fremgår i tabellen under:

	Bachelorgruppe	Structor Oslo AS
<b>Strekkarmering</b>		
Midtre felt	$24931mm^2$	$25902mm^2$
Felt mellom søyler	$9326mm^2$	$9817mm^2$
Over indre søyle	$32672mm^2$	$19634mm^2$
Over ytre søyle	$18497mm^2$	$9817mm^2$
<b>Skjærarmering</b>	$\phi 12s165$	$\phi 16s150$
<b>Tverrarmering</b>	$\phi 12s400$	$\phi 20s150$

Tabell 15: Sammenligning armeringsmengde bruplate

Forskjellen i tverrarmering vil trolig oppstå grunnet faktorene som i denne oppgaven er sett bort ifra. Se kapittel 3.3 for forenklinger. Over indre søyle vil det være naturlig med ulikheter i armering da Structor har tverrsnittshøyde på 850mm og bachelorgruppa bruker tverrsnittshøyde på 700mm.

#### Indre søyle:

	Bachelorgruppe	Structor Oslo AS
<b>Strekkarmering</b>	$17181mm^2$	$7853mm^2$
<b>Skjærarmering</b>	$\phi 16s115$	-
<b>Tverrarmering</b>	$\phi 12s400$	$\phi 20s150$

Tabell 16: Sammenligning armeringsmengde indre søyle

#### Ytre søyle:

---

	<b>Bachelorgruppe</b>	<b>Structor Oslo AS</b>
<b>Strekkarmering</b>	12272mm <sup>2</sup>	5026mm <sup>2</sup>
<b>Skjærarmering</b>	ϕ16s115	-
<b>Tverrarmering</b>	ϕ12s400	ϕ20s150

Tabell 17: Sammenligning armeringsmengde ytre søyle

### 6.8.3 Forankringslengde

	<b>Bachelorgruppe</b>		<b>Structor Oslo AS</b>	
	Strekk	Trykk	Strekk	Trykk
ϕ25	647mm	789mm	800mm	1200mm
ϕ32	899mm	1010mm	1200mm	1500mm

Tabell 18: Sammenligning forankringslengde

Forskjellen i forankringslengde skyldes at gruppa har antatt at det er gode forhold for heft i konstruksjonen ( $\eta_1 = 1$ ). Det gir en verdi for dimensjonerende fasthet ( $f_{bd}$ ) på 3,44. Structor har vært konservative og antatt dårlige forhold for heft ( $\eta_1 = 0,7$ ). Det gir en verdi for dimensjonerende fasthet ( $f_{bd}$ ) på 2,41.

### 6.8.4 Omfaringslengde

	<b>Bachelorgruppe</b>		<b>Structor Oslo AS</b>	
	Strekk	Trykk	Strekk	Trykk
ϕ25	1000mm	1200mm	1200mm	1600mm
ϕ32	1300mm	1600mm	1700mm	2100mm

Tabell 19: Sammenligning omfaringslengde

Forskjellen i omfaringslengde skyldes at gruppa har antatt at det er gode forhold for heft i konstruksjonen ( $\eta_1 = 1$ ). Det gir en verdi for dimensjonerende fasthet ( $f_{bd}$ ) på 3,44. Structor har vært konservative og antatt dårlige forhold for heft ( $\eta_1 = 0,7$ ). Det gir en verdi for dimensjonerende fasthet ( $f_{bd}$ ) på 2,41.

### 6.8.5 Rissvidder

	<b>Bachelorgruppe</b>	<b>Structor Oslo AS</b>
<b>Midtre felt</b>	0,364mm	0,290mm
<b>Indre søyle</b>	0,360mm	0,250mm

Tabell 20: Sammenligning rissvidde

---

### 6.8.6 Nedbøyning

	<b>Bachelorgruppe</b>	<b>Structor Oslo AS</b>
<b>Midtre felt</b>	75mm	57mm

Tabell 21: Sammenligning nedbøyning

---

## 7 Diskusjon og refleksjon

*Dette kapitlet inneholder diskusjon og refleksjon over ulike valg tatt i beregningene. Forenklinger som er gjort i beregningene, ulike valg underveis i prosessene og sammenligninger med Structor Oslo AS sine resultater diskuteres. Påvirkningen og tyngden av valgene som er tatt reflekteres og evalueres.*

### 7.1 Laster og lastkombinasjoner

Gruppen valgte ut de største lastene som gir utslag i todimensjonale beregninger. Lastkombinasjonene bestod dermed kun av egenlast, brukslast og servicekjøretøylast. Flere laster som kunne gi små utslag kan inkluderes i tillegg til de nevnte lastene i lastkombinasjonene. Laster som kunne vært med er vindlaster, ulykkeslaster, temperaturlaster, bremselaster og katastrofelaster for hendelser som jordskjelv og flom. Vindlasten ble sett bort ifra fordi den er mye mindre enn ulykkeslasten som vil virke i samme retning (y-retning). Beregningskontroll på vindlaster er viktigere i store brukonstruksjoner med mange og/eller lange spenn, fordi der vil de oppståtte kreftene øke kraftig. Ulykkeslasten er ikke tatt med i lastkombinasjonene for å unngå krefter i dybderetningen i Focus, den er heller regnet som et eget tilfelle ved siden av for å vise at søylene tåler påkjenningen fra lasten. Bremselast i sving vil gi en skrå kraft i bruas lengderetning. Fordi den horisontale buen i brua er tatt bort vil denne kraften kun virke i lengderetning, og dermed ikke gi store utslag. I en utregning med den horisontale buen vil bremselasten kunne gi horisontale momenter som må dimensjoneres for. Temperaturlaster, og katastrofelaster ble utelatt grunnet manglende kompetanse i temaene og kompleksiteten disse lastene medfører seg. Satt opp mot Structors inkludering av lastene er resultatarmeringen nokså lik. Temperaturlasten vil kunne gi en større nedbøyning i midtre parti av brua og kan gi ekstra strekkrefter i betongen i kalde temperaturer. Om brua skal sikres mot katastrofetilfeller vil trolig mange av konstruksjonsdelene være overdimensjonerte for alle andre sannsynlige laster.

I sammenheng med at Structor inkluderer en tredje dimensjon og flere laster har Structor også laget langt flere lastkombinasjoner. Gruppen anser at alle lastkombinasjoner som er hensiktsmessig å inkludere i beregningene er tatt med, med forutsetningene nevnt over. Det lave antallet lastkombinasjoner kommer av de ulike forenklingene som er gjort før beregningene; symmetrisk statisk system, få inkluderte laster og ekskluderingen av buene i konstruksjonen. Ved å legge til fler ulike lastkombinasjoner kan noen laster være tilsvarende laster som er funnet i de 8 lastkombinasjoner, men trolig vil ingen nye laster oppstå som er større enn de opptredende maksimalkreftene i beregningene.

### 7.2 Statisk System

Ulikt valg av statisk system kan være den største grunnen til ulike oppnådde resultater. Gruppen valgte et forenklet statisk system for å utnytte kunnskaper i todimen-

---

sjonale beregninger og håndberegninger. Structors valg av statisk system kommer fra bruken av 3d-modellering, som gir mer nøyaktige resultater.

Det er også mange ulike mulige statiske modeller som kunne vært brukt til beregningene. En endring i statisk system som kunne vært gjort er å ikke betrakte endepunktene i plata som utkrager. Det er fordi endepunktene ligger på bakken og kunne blitt betraktet som opplager, med små krefter. Dette valget ble gjort for å gjøre det statiske systemet mindre statisk ubestemt, fordi glidelager i hver ende ville gitt 4 nye opplagerreaksjoner. I de fleste lastkombinasjoner vil kreftene som opptrer i utkragerne være relativt små. To unntak er lastkombinasjon 7 og 8, hvor servicekjøretøylasten påføres ytterst i utkrageren og gir store krefter over ytre søyle. Om et statisk system med opplager i endepunktene ble anvendt, kunne de opptredende kreftene i ytre søyle vært betydelig mindre.

En forbedring av resultatene i oppgaven kunne kommet fra å betrakte flere ulike statiske modeller. Ved kontroll av flere statiske modeller samtidig, vil større krefter kunne oppstå som burde dimensjoneres mot. Ved å se på ulike statiske modeller kan brua bli lettere optimalisert. Grunnen til at optimalisering blir lettere er fordi det vil være mulig å se hvilke krefter som blir mindre opptredende i ulike lastkombinasjoner og statisk modell kan velges deretter.

### 7.3 Plate og søyler

Strekkarmeringen i bruplata er plassert annerledes i oppgaven enn det Structor har gjort. Grappa regnet ut nødvendig armering og bestemte ulike armeringsmengder for hver enkelt konstruksjonsdel. Structor har valgt å legge  $\phi 25$  langs hele plata og deretter forsterket med  $\phi 32$  over søylene der de største momentene oppstår. Løsningen Structor har valgt er bedre tilpasset en bygningsprosess ved å ikke endre armering i hver del av plata. Grappa har ikke tatt hensyn til bygningsprosessen, da denne oppgaven kun fokuserer på de teoretiske armeringsmengdene.

Bruas prosjekterte tverrsnittshøyde varierer langs hele plata, fra 650mm til 850mm. Tverrsnittshøyden Structor har brukt er mer optimalisert for regne ut momenter i ulike konstruksjonsdeler. Grappa har antatt en fast høyde på 700mm. Forenklingen gjør beregningene av armeringsplasseringene enklere og brua er allerede flatet ut i en tidligere forenkling. I Focus er det utfordrende å regne på bjelker med ujevne tverrsnitt. Structor gjort sine beregninger og laget et mer komplisert statisk system i dataprogrammet SOFiSTiK. Det er et mer avansert modelleringsprogram med et mer omfattende brukergrensesnitt å lære enn Focus.

Structor har varierende tykkelse på de indre søylene. Tykkelsen på søylene er minst i bunnen i overgang til fundamenter og blir gradvis større mot toppen i overgangen til plata. Søylenes utvidede tykkelse i toppen kommer trolig av at det er her de største momentene oppstår i konstruksjonen. Grappa har forenklet søyla til å ha lik tykkelse i hele høyden. Søylens største tykkelse på 867mm ble da valgt for hele høyden. Forenklingen fører til enda mer overdimensjonerte søyler. De ytre søylene har lik tykkelse på 500mm i hele høyden i beregningene til både grappa og Structor.

---

## 7.4 Forenklinger

En forenkling som ble gjort i utregningen av kreftene i søylene er at de ikke ble regnet på som skiver, som Structor har gjort. Søylenes tverrsnitt er store nok til at de kan klassifiseres som skiver etter punkt 5.3.2(7) (Standard Norge 2018b). For skiver gjelder andre krav enn for søyler. For skiver er det ingen krav om skjærarmering, søyler har krav om skjærarmering. Det er grunnen til at Structor ikke har skjærarmering i søylene og at resultatene i oppgaven har det. Skjærarmeringen i søylene som ble valgt er minimumsarmering som gir en utnyttelsesgrad av skjærkapasiteten som er 41,2% for indre søyle og 21,5% for ytre søyle. Utnyttelsesgraden er mye lavere enn den er nødt til å være, derfor kan det være en økonomisk lønnsom optimalisering å sløyfe skjærarmering i søylene.

En forenkling som ble gjort tidlig var å betrakte plata i brua som flat. Grunnen til at den ble flatet ut er at gruppa ikke har regnet på buer tidligere, og det er lettere å regne og tegne flate statiske modeller. En kompensasjon som ble gjort for at buene i horisontal og vertikal retning er flatet ut er å forlenge midtspennet. Den midtre delen av brua ble forlenget til å være like lang som ytterkanten av den horisontale buen. Det er for å kompensere for momentene som ville oppstått i ytterkant av den horisontale buen. En virkning av utflatingen er at nedbøyningen i midten av spennet blir større. Buer er sterkere mot nedbøyning i midten på grunn av dens utforming, i tillegg vil plata bli liggende litt høyere enn om den er flat, som gjør at nedbøyningen ikke vil bli like synlig over tid. Bueformasjonen vil også lage trykk i resten av plata fra egenvekten, dette styrker armeringens heft i betongen, i utregningene er det konservativt å se bort ifra dette trykket. Alle de 3 nevnte faktorene kan være grunnen til at nedbøyningen i resultatene er større enn Structors nedbøyning. Valgene som er gjort kan antas som konservative, men muligens i overkant konservative. Deformasjonene som oppstår i brua over mange år blir større enn nødvendig, og større momenter kan føre til unødvendig bruk av strekkarmering.

Ulikheter i dataprogrammene som er brukt kan utgjøre en betydelig forskjell i resultater. Focus er som tidligere nevnt et program som tar for seg statiske beregninger i to dimensjoner, mens Structor har anvendt seg av programmet Sofistik som tar for seg statiske modeller i tre dimensjoner. Programmene er bygget opp på ulik måte og vil aldri gi helt like tall, men med en dimensjon mindre beregnet vil gruppas beregninger miste noe nøyaktighet i forhold til Structors beregninger. Likevel vil nøyaktighetene som er mistet være nært ubetydelige, fordi de største opptredende kreftene sannsynligvis ikke vil øke med mer enn noen få prosent. Nøyaktigheten som er mistet vil gi et utslag, men det ansees som lite nok til at det kan sees bort ifra.

En kraft som ikke er beregnet i Focus er torsjonskrefter. For å regne torsjon i brua er det nødvendig å regne i tre dimensjoner. Torsjonskreftene som oppstår i brua, kommer fra den horisontale buen som lager et overheng på utsiden av søylene, som lager en vridning i plata og laster påføres i ytterste del av buen. Torsjon kan gjøre at det oppstår strekk i søylene på siden som er vendt bort fra overhengen, som må armeres mot. Påvirkningen av strekkreftene kan endre mengden av nødvendig strekkarmering i søylene. Gruppa bestemte at torsjonskrefter ikke vil være nødvendig å ta med i beregningen av armering i søylene fordi søylene allerede er overdimensjonerte. Ved å se på M-N-diagrammene for indre og ytre søyle (Figur 15 og figur 16) er det tydelig

---

at kapasiteten for moment er større enn den faktisk brukte kapasiteten. Structor har regnet med torsjonskrefter fordi Sofistik støtter tredimensjonale beregninger. Det vil gi ekstra nøyaktighet i beregningene og armeringen kan tilpasses bedre i søylene.

En annen forenkling av brua er at gruppa har sett bort ifra grunnforholdene som brua er bygget på. Årsaken til at grunnforholdene er utelatt i denne oppgaven er at det er utenfor gruppas kompetanseområde. Grunnforhold er veldig viktig når konstruksjoner dimensjoneres og designes, og det kan være årsaken til at søylene til brua er såpass overdimensjonerte som den ser ut i resultatene. Fundamentet under søylene er også trolig dimensjonert og plassert der etter funn gjort i grunnundersøkelser. Under fundamentet er en forsterkning av grunnen utført for å gjøre grunnforholdene under brua. I den statiske modellen gruppa har anvendt er fundamentene sett bort ifra og sett på som et knutepunkt som kan overføre momenter mellom søylene og er fast innspent i bakken. En alternativ statisk modell som kunne vært anvendt er om gruppa inkluderte fundamentet og kreftene det tar opp. Fundamentet ville trolig krevd armering og en omfattende beregning for dimensjonering.

Det er tydelig at mange resultater vil være litt unøyaktige grunnet forenklingene gruppa har gjort. Målt opp mot Structors resultater har de fleste resultatene små, nesten ubetydelige forskjeller og sluttresultatene med armeringsmengder er nokså like og sammenlignbare. Det kan antyde at forenklingene som er gjort i oppgaven fungerer bra. I punktene hvor endringene er store, er endringen fra forenklingene kun konservative. Forenklingene gjør at brua er lite optimalisert på mange punkter, så den er forsvarlig å bygge, men bruker unødvendig mye armering flere steder.

Gruppa gjorde forenklinger i valg av eksponeringsklasser. En optimalisering av brua kan gjøres ved å velge ulike eksponeringsklasser i ulike deler av brua. Et eksempel er å velge en strengere eksponeringsklasse for søylene som er nære en vei som blir saltet, mens plata kan ha en eksponeringsklasse med mindre overdekning, fordi den ikke har direkte kontakt med saltet på veien under. Gruppa har fulgt Eurokode 2 gjennom alle beregninger og dermed valgt eksponeringsklasse og overdekning ut ifra dette. Structor har brukt krav om overdekning fra Statens Vegvesen 2024, og får derfor noe større overdekning som påvirker beregningene.

Aksialkreftene vil flere steder i plata gi et trykk i betongen, som resulterer i at armeringsmengden teoretisk kan reduseres. Det blir imidlertid aldri utført i praksis, da ikke alle lasttilfeller gir like store trykkrefter. Det er konservativt å unnlate å inkludere trykket fra aksialkreftene. I en optimalisert beregning av brua kan plasseringer hvor det kun oppstår trykk fra aksialkraft teoretisk beregnes med mindre armeringsmengde.

Maksimalt opptredende moment har blitt brukt gjennom hele prosjekteringen av brua. Dette er ikke helt korrekt, da momentet i praksis vil fordele seg utover i betongen. Betong har en egenskap at den kan fordele punktkrefter over et større felt, istedenfor å være konsentrert i ett punkt. En alternativ tilnærming kunne vært å trappe ned momentet i beregningene istedenfor å bruke maks moment under beregningene. Bruken av maksimalt moment kan gjøre brua overdimensjonert enkelte steder. Structor antok at momentet vil fordeles utover i betongen og valgte derfor å bruke en nedtrappet tilnærming for å unngå unødig overdimensjonering. Dette har betydning for den endelige konstruksjonens dimensjoner og struktur.

---

## 7.5 Byggefase

Hovedfokuset i oppgaven er prosjekteringen av brua. Det innebærer at det ikke er tatt praktiske hensyn for byggefasen i beregningene. Flere steder kan det derfor oppstå ulikheter i gruppas og Structors løsninger i prosjekteringen, uten at løsningene er nødvendigvis er feil. Et eksempel er valg av strekkarmering i plata. Her er forskjellige armeringsjern valgt uten at det er en nevneverdig forskjell i total armeringsmengde. Gruppen har under prosjekteringen av brua ikke fulgt retningslinjene i N400 i like stor grad som eurokodene. Dette fører til at noen krav og retningslinjer i N400 ikke har blitt tatt hensyn til. N400 ikke er en del av studiepensumet, derfor valgte gruppa å legge mer vekt på kravene i Eurokodene.

For å unngå bruk av  $\phi 40$  kunne gruppa brukt bruntet armering. Det er å bruke armering av mindre diameter som legges inntil hverandre.  $\phi 40$  er mindre tilgjengelig som standard vare, og er vanskelig å håndtere på byggeplassen. Gruppen valgte likevel å bruke  $\phi 40$ , da det gir stort nok  $A_s$  uten å bruke buntet armering som krever flere beregninger. Gruppen har også sett bort ifra praktiske hensyn ved bruk av  $\phi 40$ .

Senteravstandene i armeringen er ulike for forskjellige konstruksjonsdeler. I en byggeprosess vil det være gunstig å ha like senteravstander gjennomgående i hele konstruksjonen. Gruppen har ikke tatt hensyn til dette. Det gir derfor en forskjell til Structors beregninger. De har valgt omtrent samme senteravstand i alle armeringer, dette gjør installeringen av armeringen i betongen enklere på byggeplassen.

Kontroll av vibrasjon og egenfrekvens er viktige aspekter i prosjekteringen av brua. Konstruksjoner er utsatt for vibrasjoner, så det bør utføres kontroll av vibrasjonsnivåene og egenfrekvensene for å unngå uønskede dynamiske effekter. Manglende kontroll av dette kan potensielt føre til ødeleggelser i konstruksjonen over tid eller problematisering av byggefasen. Gruppen har ikke tilstrekkelig faglig erfaring for vibrasjoner og egenfrekvens, derfor ble det valgt å ikke inkludere dette i oppgaven.

Brua har en lengde på 48,5 meter, det resulterer i at armeringen må skjøtes. Skjøtene er en sammensveising av armeringsjernene som skaper en svakhet i skjøtepunktet. Det er viktig at alle skjøtene i stengene ikke plasseres ved siden av hverandre. En fordeling av skjøtene utover i hele konstruksjonsdelen sikrer mot at det oppstår svake punkter i armeringen. Forankrings- og omfaringslengde blitt regnet ut og vil bli tatt i betraktning ved plasseringen av armering. Varierende plasseringa av skjøter langs brua bidrar til en mer robust struktur i konstruksjonen.



---

## 8 Konklusjon

*Hvordan påvirker valg av statisk modell og forenklinger i beregningene styrken og bestandigheten til en gang- og sykkelbru av betong i brudd- og bruksgrensetilstand?*

Valg av statisk modell for en gangbru er viktig for å beholde kompleksiteten til brua, men et forenklet statisk system gir tilnærmede like resultater. Så lenge de ytre påvirkningene av laster er like og mange ulike lastkombinasjoner utforskes vil de samme opptredende kreftene oppstå med ulike statiske system. Av den grunnen blir ikke valg av statisk system alltid avgjørende, såfremt et korrekt statisk system anvendes. Den beste løsningen vil nok imidlertid være å utforske flere ulike statiske systemer for å finne absolutte største opptredende krefter.

Forenklinger i beregninger er gode for tidsbesparelser, og må gjerne brukes. I feltene i bruplata, ble armeringsmengden tilnærmet lik i resultatene og i Structors resultater. Over søylene har armeringsmengdene imidlertid store forskjeller. Det kommer av forenklingen til gruppa at plata har jevn tverrsnittshøyde på 700mm, mot Structors 850mm høyde over søylene.

Søylene har en stor forskjell i armering, hvor gruppa har fått omtrent den dobbelte mengden av Structors beregninger. Denne store forskjellen kommer trolig av for mange forenklinger i gruppas beregninger, og at gruppa har regnet søylene som søyler og Structor har regnet søylene som skiver. Gruppa har også regnet søylene ut ifra største opptredende moment, uten betongens egenskap til å nedtrappe momentkraften ved å fordele den utover fra ett punkt.

Konsekvensene som kommer av bruk av todimensjonalt utregningsprogram er ikke tydelige i denne rapporten. Diskusjonen sammenligner ikke resultatene av en tredimensjonal utregning, siden den nøyaktigheten går bort i gruppas todimensjonale beregninger. Forskjellene her kan være store i tilfeller med større krefter sidelengs på brua eller mer torsjonskrefter.

Utførelse av en analyse med forenklete valg og beregninger kan brukes i byggebransjen for å oppnå raske resultater. Med mindre tid brukt, kom gruppa frem til mange like resultater som Structor. En omfattende utregning i modelleringsprogram vil fortsatt være å foretrekke i bransjen, for å enkelt vise til nøyaktige beregninger i alle deler av konstruksjonen. Det kan være lønnsomt i byggebransjen gjøre en forenklet beregning, i samme stil som gruppa har gjort i oppgaven, som et forprosjekt før en eventuell 3D-modellering.

Såfremt lastene er påført korrekt gir forenklinger av statisk system ikke like stort utslag på resultatkreftene, som forenklinger i spesifikke konstruksjonsdeler. Her bør en være mer påpasselig med forenklingene som gjøres, da små endringer fort kan gi store ulikheter i beregningene.

---

## Referanseliste

- Bell, K og R.W. Meyer (2024). elementmetoden. URL: <https://snl.no/elementmetoden> (sjekket 29. apr. 2024).
- Civil Engineering (2024). Advantages and Disadvantages of Concrete. URL: <https://civiltoday.com/civil-engineering-materials/concrete/15-advantages-and-disadvantages-of-concrete> (sjekket 8. apr. 2024).
- Halden kommune (2024). Ny gangbro på Os. URL: <https://www.halden.kommune.no/aktuelt/ny-gangbro-pa-os.51405.aspx> (sjekket 29. apr. 2024).
- Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU (1993). Stålkonstruksjoner, profiler og formler.
- Jupyter (2024). What is JupyterHub? URL: <https://jupyter.org/hub> (sjekket 2. mai 2024).
- Kontrollrådet (2024). Betongens Historie. URL: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-historie/> (sjekket 8. apr. 2024).
- MPA, The Concrete Centre (2024). Bridges. URL: <https://www.concretecentre.com/Structural-design/Infrastructure/Bridges-waiting.aspx> (sjekket 8. apr. 2024).
- Nordic Bim Group (2024). BIM siden 1984. URL: <https://www.nordicbim.com/no/loesninger/ArchiCad> (sjekket 6. mai 2024).
- Overleaf (2024). About us. URL: <https://www.overleaf.com/about> (sjekket 30. apr. 2024).
- Sogelink Focus software (2024). Focus Konstruksjon 2D. URL: <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-2d/> (sjekket 26. apr. 2024).
- Standard Norge (2008). «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-7: Allmenne laster, Ulykkeslaster. NS-EN 1991-1-7:2006+NA». I.
- (2009). «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005+NA». I.
- (2010). «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer. NS-EN 1991-2:2003+NA». I.

---

Standard Norge (2016). «Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002 + A1 + AC + NA». I.

— (2018a). «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster, Snølaster. NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018». I.

— (2018b). «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoenr Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA». I.

— (2019). «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019». I.

Statens Vegvesen (2023). V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster.

— (2024). N400 Bruprosjektering.

Sørensen, Svein Ivar (2013). Betongkonstruksjoner. Fagbokforlaget.

Thue, Jan Vincent (2024). Betong. URL: <https://snl.no/betong> (sjekket 8. apr. 2024).

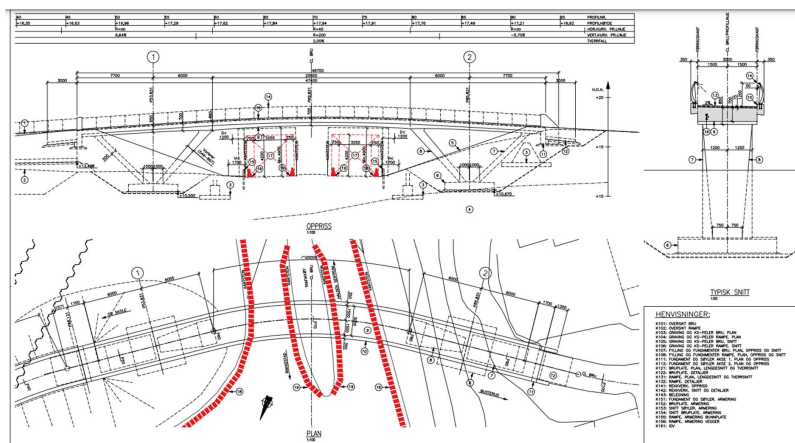
# Vedlegg

## A Vitenskapelig artikkel

### Dimensjonering av gang- og sykkelbru i Halden Sentrum

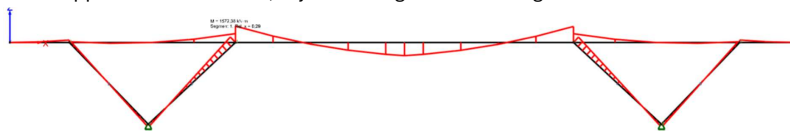
Bacheloroppgaven er skrevet av 3 studenter fra linjen "Bachelor i ingeniørfag, Bygg" ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, med en fordypning i konstruksjonsteknikk. Oppgaven omhandler dimensjonering av en ny GS-bru i betong på Os i Halden Sentrum, hvor gruppen skal sammenligne sine resultater opp mot rådgivende ingeniørfirma, Structor Oslo AS, som har prosjektert brua. En hovedtegning av brua ble gitt til bachelorgruppen som grunnlag for beregningene. Problemstillingen er følgende:

*«Hvordan påvirker valg av statisk modell og forenklinger i beregningene styrken og bestandigheten til en gang- og sykkelbru av betong i brudd- og bruksgrensetilstand?»*



Figur 1: Hovedtegning av GS-bru i Halden sentrum, utgangspunkt for beregningene i oppgaven.

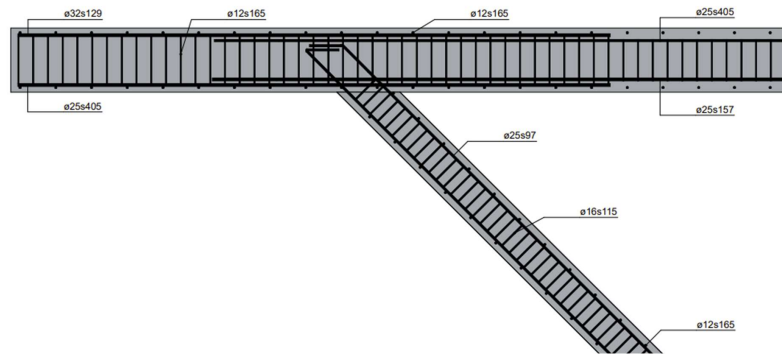
Beregningene tar utgangspunkt i retningslinjer fra eurokodene og Statens Vegvesens håndbøker, spesielt eurokode 2 og N400. Focus Konstruksjon 2D er brukt for å beregne opptredende moment-, skjærkraft- og aksialkraftdiagram i ulike lasttilfeller.



Figur 2: Momentdiagram for Lasttilfelle 1, hentet fra Focus Konstruksjon 2D.

Armeringsmengder for hele brua ble regnet ut i tverrsnittet, ut ifra maksverdier i hver konstruksjonsdel gitt av de ulike lastkombinasjonene i Focus.

### Armeringsplassering Bruplate / Ytre Søyle



Figur 3: Plassering av strekk og skjærarmering i ytre del av plate og ytre søyle.

	Nødvendig armering ( $mm^2$ )	Armeringsstål	$A_s$ ( $mm^2$ )
Over indre søyle	32400	26Ø40	32672
Over ytre søyle	18150	23Ø32	18497
Midtre felt	24450	31Ø32	24931
Felt mellom søyler	8850	19Ø25	9326
Indre søyle	17100	35Ø25	17181
Ytre søyle	11850	25Ø25	12272

Figur 4: Armeringsmengder i plate for strekk

Forenklinger i statisk system og beregninger ble gjort for å begrense bruas kompleksitet. Det førte til noen forskjeller i armeringsmengder i sammenligningen mellom bachelorgruppas resultater og resultatene til Structor Oslo As.

	Bachelorgruppe	Structor Oslo AS
<b>Strekkarmering</b>		
Midtre felt	24931 $mm^2$	25902 $mm^2$
Felt mellom søyler	9326 $mm^2$	9817 $mm^2$
Over indre søyle	32672 $mm^2$	19634 $mm^2$
Over ytre søyle	18497 $mm^2$	9817 $mm^2$
<b>Skjærarmering</b>	ø12s165	ø16s150
<b>Tverrarmering</b>	ø12s400	ø20s150

Figur 5: Sammenligning av armeringsmengde i bruplate

Konklusjonen er at såfremt lastene er påført korrekt gir forenklinger av statisk system ikke like stort utslag på resultatkreftene, som forenklinger i spesifikke konstruksjonsdeler. Her bør en være mer påpasselig med forenklingene som gjøres, da små endringer fort kan gi store ulikheter i beregningene.



---

## C Forenklinger

### C.A Geometriske beregninger

Buelengde ytterkant:

$$\begin{aligned}L_y &= \text{buelengde} \cdot \frac{R_{midt}}{R_{ytte}} \\ &= 20m \cdot \frac{40m}{(40 + 1,5)m} = 20,75m\end{aligned}$$

---

## D Beregninger Laster

### D.A Karakteristisk egenlast

Egenlast kantbjelke:

$$b = 350\text{mm}, h = 540\text{mm}, L = 48450\text{mm}, B = 3000\text{mm}, \text{BetongEgenvekt} = 25\text{kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} A_c &= 350\text{mm} \cdot 540\text{mm} \\ &= 189 \cdot 10^3\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volum} &= 2 \cdot A_c \cdot L \\ &= 2 \cdot 189 \cdot 10^3\text{mm}^2 \cdot 48450\text{mm} \\ &= 18,32\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Egenlast}_{\text{Kantbjelke}} &= \frac{\text{Volum} \cdot \text{BetongEgenvekt}}{L \cdot B} \\ &= \frac{18,32\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3}{48450\text{mm} \cdot 3000\text{mm}} \\ &= 3,2\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Egenlast bruplate:

$$B = 3000\text{mm}, H = 700\text{mm}, L = 48450$$

$$\begin{aligned} A_c &= B \cdot H \\ &= 3000\text{mm} \cdot 700\text{mm} \\ &= 2,1 \cdot 10^6\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volum} &= A_c \cdot L \\ &= 2,1 \cdot 10^6\text{mm}^2 \cdot 48450\text{mm} \\ &= 101,75\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Egenlast}_{\text{Bruplate}} &= \frac{\text{Volum} \cdot \text{BetongEgenvekt}}{L \cdot B} \\ &= \frac{101,75 \cdot 25\text{kN/m}^3}{48450\text{mm} \cdot 3000\text{mm}} \\ &= 17,5\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$



---

## Egenlast belegning og rekkverk

$$Egenlast_{Belegning} = 2kN/m^2$$

$$\begin{aligned} Egenlast_{Rekkverk} &= \frac{1kN/m}{3m} \\ &= 0,33kN/m^2 \end{aligned}$$

## Total Karakteristisk egenlast

$$\begin{aligned} Egenlast_{tot} &= Egenlast_{Kantbjelke} + Egenlast_{Bruplate} + Egenlast_{Belegning} + Egenlast_{Rekkverk} \\ &= 3,2kN/m^3 + 17,5kN/m^3 + 2kN/m^3 + 0,33kN/m^3 \\ &= 23,03kN/m^3 \end{aligned}$$

## D.B Total jevnt fordelt last med lastfaktorer

Sikkerhetsfaktorer for nyttelast og egenlast hentet fra side 6 i Betongkonstruksjoner (Sørensen 2013):

$$\gamma_p = 1,5, \gamma_g = 1,2$$

$$\begin{aligned} q_{Eq} &= (Egenvekt_{tot}) \cdot \gamma_g + nyttelast \cdot \gamma_p \\ &= (3,2 + 17,5 + 2 + 0,33)kN/m^2 \cdot 1,2 + 5kN/m^2 \cdot 1,5 \\ &= 35,14kN/m^2 \end{aligned}$$

## D.C Ulykkeslast

Søylen har høyde  $h = 7400mm$ . Ved å bruke formel snittkrefter og nedbøying for fritt opplagte bjelker, Tabell 3.1 (Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU 1993):

$$\begin{aligned} F &= \gamma_c \cdot F_x \\ &= 1,2 \cdot 500kN \\ &= 600kN \end{aligned}$$

---


$$\begin{aligned}
 M_{maks} &= \frac{F \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2}{h} \\
 &= \frac{600 \cdot 10^3 N \cdot \left(\frac{7,4m}{2}\right)^2}{7,4m} \\
 &= 1110kNm
 \end{aligned}$$

## D.D Vindlast

Alle formler i dette avsnittet er hentet fra Eurokode 1-4 Vindlaster. (Standard Norge 2009).

Tabell NA.4(901.1) gir  $v_{b,0} = 24m/s$

Formel (NA.4.1) bestemmer basisvindhastigheten:

$$\begin{aligned}
 v_b &= C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} \\
 v_b &= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 24m/s \\
 &= 24m/s
 \end{aligned}$$

Tabell 4.1 gir terrengkategori III:

$$z_0 = 0,3m, z_{min} = 5m$$

Ved terrengkategori III og  $z = 7m$  gir Figur 4.2:

$$c_e = 1,46$$

Tabell 8.1 gir:

$$\begin{aligned}
 d_{v,tot} &= d_v + 0,6m \\
 &= 0,7m + 0,6m \\
 &= 1,3m
 \end{aligned}$$

EK1-4.8.3.1 :

$$\frac{b_v}{d_{v,tot}} = \frac{3,7m}{1,3m} = 2,846$$

---

$$A_{ref,x} = d_{v,tot} \cdot L = 1,3m \cdot 48,15m = 62,595m^2 \quad (1)$$

Tabell 8.3 gir ved  $\frac{b_v}{d_{v,tot}} = 2,846$ :

$$c_{fx} = c_{fx,0} = 1,7$$

I punkt 8.3.2 er C er gitt ved:

$$C = c_e \cdot c_{fx} = 1,46 \cdot 1,7 = 2,482$$

Lufttettheten er gitt i NA.4.5:

$$\rho = 1,25kg/m^3$$

Vindlasten i x-retning, sidelengs på brua blir etter Formel (8.2):

$$\begin{aligned} F_{W,x} &= \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1,25kg/m^3 \cdot (24m/s)^2 \cdot 2,482 \cdot 62,595m^2 \\ &= 55,93kN \end{aligned}$$

Vindlasten i y-retning, langs med brua blir etter punkt 8.3.4 i eurokoden:

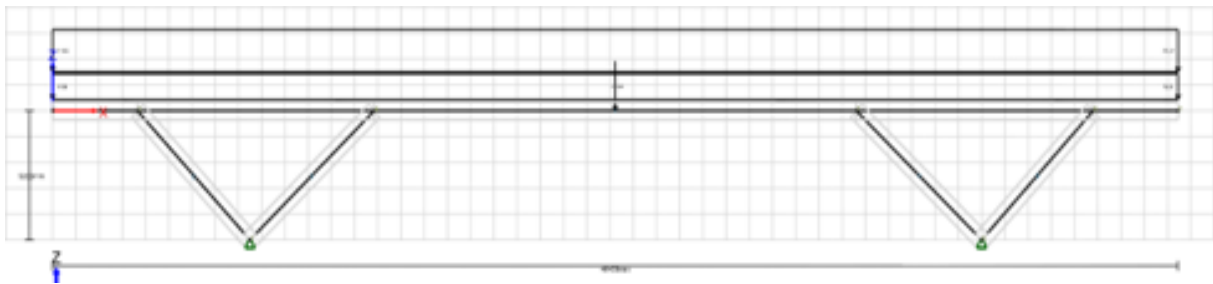
$$\begin{aligned} F_{W,y} &= F_{W,x} \cdot 0,25 \\ &= 13,98kN \end{aligned}$$

---

## E Lastkombinasjoner

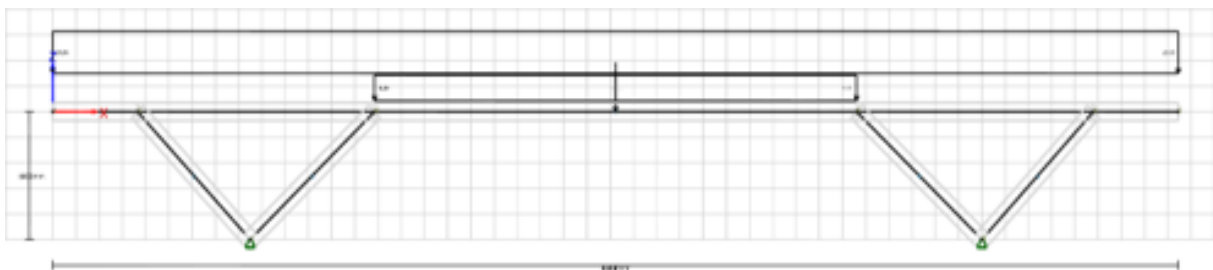
### E.A Lastkombinasjon 1

Lastkombinasjon 1 har jevnt fordelt nyttelast over hele bruplatas lengde og punktlasten fra servicekjøretøyet i sentrum av brua. Denne lastkombinasjonen gir den største skjærkraften i midtre felt og i toppen av den indre søyla, det største trykket fra normalkraft i topp og bunn av den indre søylen.



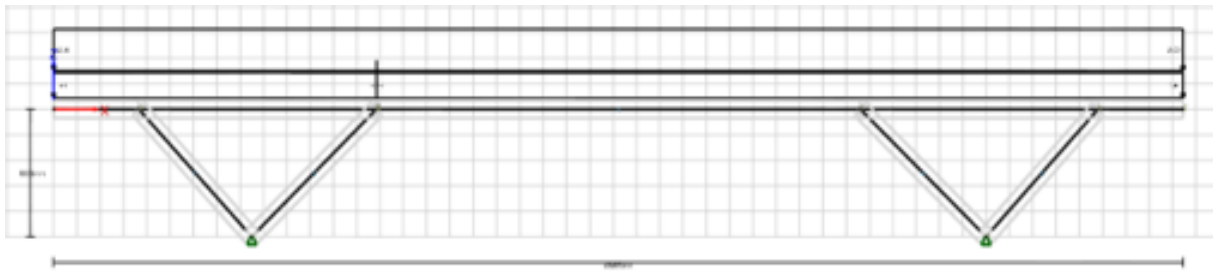
### E.B Lastkombinasjon 2

Lastkombinasjon 2 har jevnt fordelt nyttelast kun over den midtre delen av plata mellom de indre søylene og punktlasten fra servicekjøretøyet i sentrum av brua. Denne lastkombinasjonen gir størst negativt moment i midten av brua og størst trykk fra normalkrafta i midten av brua og over indre søyle.



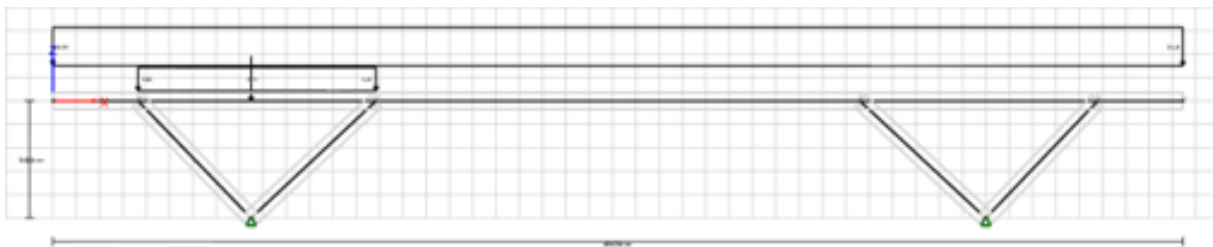
### E.C Lastkombinasjon 3

Lastkombinasjon 3 har jevnt fordelt nyttelast over hele platas lengde og punktlasten fra servicekjøretøyet over indre søyle. Dette lasttilfellet er kontrollert for å undersøke om nye største opptredende krefter oppstår. Ingen nye største krefter opptrer i denne lastkombinasjonen.



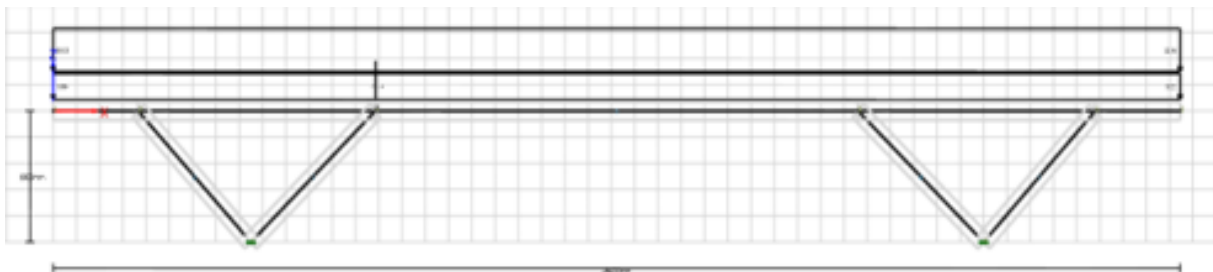
### E.D Lastkombinasjon 4

Lastkombinasjon 4 har jevnt fordelt nyttelast over feltet mellom søylene på en side av brua og punktlasten fra servicekjøretøyet midt i det samme feltet. Dette lasttilfellet er kontrollert for å undersøke om nye største opptredende krefter oppstår. Ingen nye største krefter opptrer i denne lastkombinasjonen.



### E.E Lastkombinasjon 5

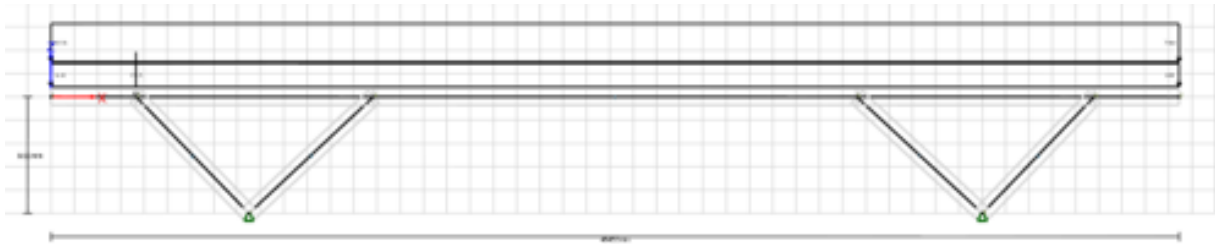
Lastkombinasjon 5 har jevnt fordelt nyttelast over hele platas lengde og punktlasten fra servicekjøretøyet over indre søyle flyttet 10mm mot bruas midtpunkt. Denne forflytningen gir en mye større opptredende skjærkraft enn lasttilfelle 3 som er nesten lik. Dette lasttilfellet gir største opptredende skjærkraft over indre søyle.



---

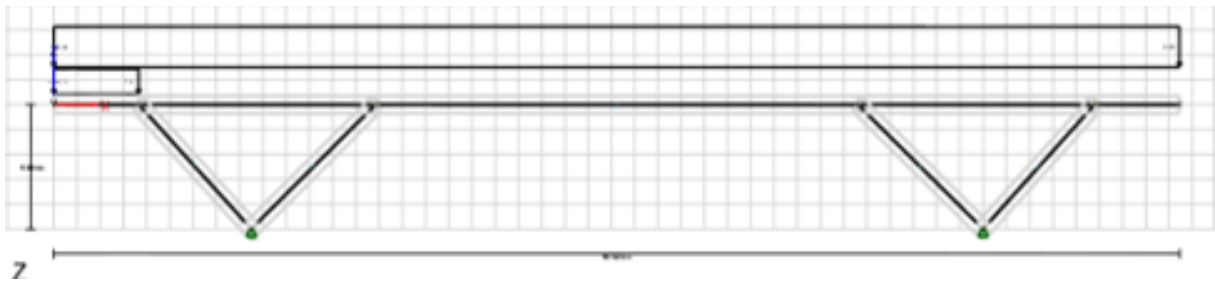
## E.F Lastkombinasjon 6

Lastkombinasjon 6 har jevnt fordelt nyttelast over hele platas lengde og punktlasten fra servicekjøretøyet plassert over ytre søyle. Denne lastkombinasjonen gir største strekk fra aksialkraft over indre søyle.



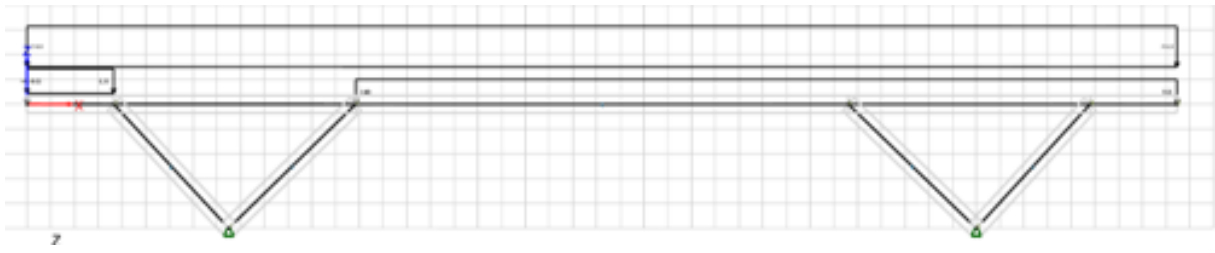
## E.G Lastkombinasjon 7

Lastkombinasjon 7 har jevnt fordelt last over utkrageren på utsiden av ytre søyle og punktlasten fra servicekjøretøyet plassert i enden av samme utkrager. Denne lastkombinasjonen gir størst strekk på oversiden av ytre søyle, størst skjærkraft over ytre søyle og størst aksialtrykk i ytre søyle.



## E.H Lastkombinasjon 8

Lastkombinasjon 8 har jevnt fordelt last over hele plata, untatt over et av feltene mellom søylene og punktlasten fra servicekjøretøyet plassert i enden av utkrageren nærmest feltet uten jevnt fordelt last. Denne lastkombinasjonen gir størst strekk i overside over indre søyle, over ytre søyle, felt mellom søyler, topp indre søyle, topp ytre søyle; størst strekk på underside i bunn av indre- og ytre søyle; størst skjærkraft i topp ytre søyle, bunn indre- og ytre søyle og største strekk over ytre søyle og felt mellom søyler.



---

## F Beregninger for plate

### F.A Bruddgrensetilstand - ULS

#### F.A.1 Betong i plate

Betongklasse B45:

$$f_{ck} = 45N/mm^2 \quad (\text{Tabell 3.1})$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{45}{1.5} = 25.5N/mm^2$$

$$\alpha_{cc} : [\text{EK2 NA.3.1.6(1)P}]$$

$$\gamma_c : (\text{EK2 Tabell 2.1N})$$

Armeringsklasse B500NC:

$$f_{yk} = 500N/mm^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434N/mm^2$$

$$\gamma_s : [\text{EK2 Tabell 2.1N}]$$

#### F.A.2 Overdekning

Eksponeeringsklasse: XS1 - Konstruksjoner på eller nær kysten.

Konstruksjonsklasse: S6 - 100 år

Sementklasse: N

[EK2 4.4.1]:

$$C_{min,dur} = 45mm$$

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

$$C_{min} = \max\{C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10mm\}$$

$$C_{min,b} = \max\{\phi ; 10mm\}$$

$$C_{min} = C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$$

$$C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} + \Delta C_{dev}$$

$$= 45mm + 0mm - 0mm - 0mm + 10mm$$

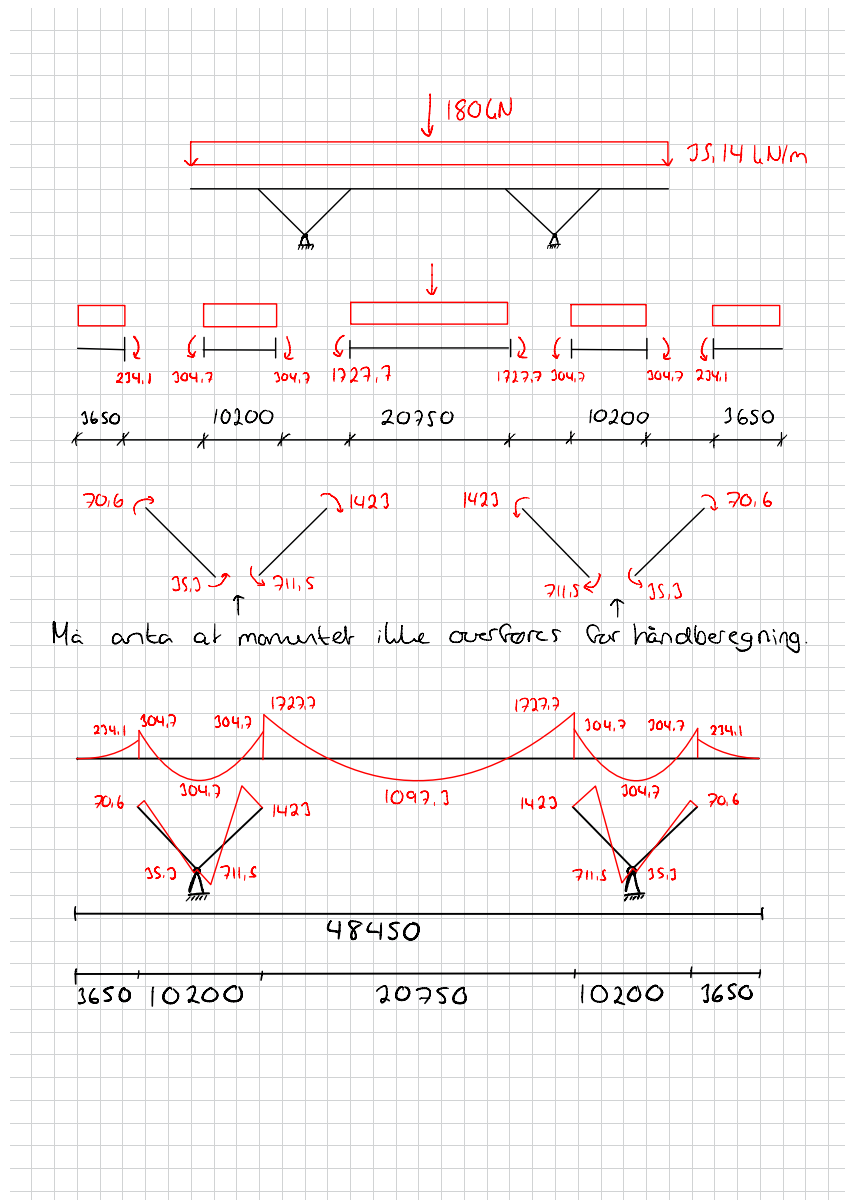
$$= 55mm$$



---

$$\begin{aligned}d_{plate} &= h - C_{nom} - \phi_{boyle} - \frac{1}{2} \cdot \phi_{lengde} \\ &= 700mm - 55mm - 12mm - \frac{1}{2} \cdot 25mm \\ &= 620,5mm\end{aligned}$$

### F.A.3 Momentdiagram håndberegning



Figur 14: Momentdiagram håndberegning

### F.A.4 Momentkapasitet i plate, per meter

Formel (4.14) i Betongkonstruksjoner (Sørensen 2013).

---


$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= 0,8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \\
&= 0,8 \cdot 0,412 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,412) \cdot 25,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (620 \text{ mm})^2 \\
&= 2698 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

### F.A.5 Strekkarmering i plate

Siden det oppstår stekkrefter i plata mellom søylene ved et gitt lasttilfelle, vil det være behov for ekstra armering. For å regne ut denne armeringen er det gjort en forenklet beregning hvor spenningene på grunn av strekkraften er lagt sammen med spenningene på grunn av moment, og deretter er spenningene omgjort til moment slik at det er mulig å regne ut armeringsmengden på samme måte som for resten av brua.

$$\begin{aligned}
M_{Ed} &= 382,9 \text{ kNm} \\
N_{Ed} &= 580,8 \text{ kNm} \\
\sigma_M &= \frac{M}{I_y} \cdot z \\
I_y &= \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot 700^3}{12} = 2,8583 \cdot 10^{10} \\
\sigma_M &= \frac{382,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2,8583 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4} \cdot 350 \text{ mm} = 4,689 \text{ N/mm}^2 \\
\sigma_N &= \frac{N}{A} = \frac{580,8 \cdot 10^3 \text{ N}}{700 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 0,830 \text{ N/mm}^2 \\
\sigma_{tot} &= 5,519 \text{ N/mm}^2 \\
M_{Ed,tot} - 0 &= \frac{\sigma_{tot} \cdot I_y}{z} \\
&= \frac{5,519 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,8583 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{350 \text{ mm}} = 450,7 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Setter  $d_{plate} = 620 \text{ mm}$ , gitt bøylearmering  $\phi 12$  og lengdearmering  $\phi 25$ .

Antar normalarmert tverrsnitt:

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2 \cdot \varepsilon_{yk}} = \frac{3,5}{3,5 + 5} = 0,412$$

---

Armeringsmengde:

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

$$z = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d$$

$c = 0,17$  for betong B45, slakkarmering B500NC og normalarmert tverrsnitt

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d$$

Regner ut nødvendig armeringsmengde for dekke over ytre søyle. De resterende punktene i bruplata er regnet ut ved bruk av samme formler, og verdiene finnes i tabell 4.

$$\begin{aligned} z &= \left(1 - 0,17 \cdot \frac{891,1kNm}{2698kNm}\right) \cdot 620mm \\ &= 585mm \\ A_{s,n\ddot{o}dv} &= \frac{891,1 \cdot 10^6 Nmm}{585mm \cdot 434N/mm^2} \\ &= 3509mm^2/m \end{aligned}$$

Ganger med bredden 3m for å finne total armeringsmengde

$$\begin{aligned} A_{s,n\ddot{o}dv} &= 3509mm^2/m \cdot 3m \\ &= 10527mm^2 \\ &\Rightarrow 22\text{Ø}25\text{S}130 \\ &\Rightarrow A_s = 10799mm^2 \end{aligned}$$

Minimumsarmering i plate(Hentet fra 9.2.1.1 EK2):

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ &= 0,26 \cdot \frac{3,8N/mm^2}{500N/mm^2} \cdot 3000mm \cdot 620mm \\ &= 3675,4mm^2 \end{aligned}$$

Maksimum strekkarmering:

$$\begin{aligned} A_{s,max,plate} &= 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 3000mm \cdot 700mm \\ &= 84000mm^2 \end{aligned}$$

---

## F.A.6 Skjærkraftkapasitet i plate

[EK2 6.2.2 (1)]

$$\begin{aligned}V_{Ed} &= 515,1 \\V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\C_{Rd,c} &= \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \\k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \Rightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{612,5}} = 1,57 \leq 2 \Rightarrow ok! \\\rho_l &= \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \frac{9326}{3000 \cdot 612,5} = 0,0051 \leq 0,02 \Rightarrow ok! \\\sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{680 \cdot 10^3}{3000 \cdot 700} = 0,32 < 0,2 \cdot 25,5 = 5,1 \Rightarrow ok! \\k_1 &= 0,15 \\f_{ck} &= 45 \\V_{Rd,c} &= 0,12 \cdot 1,57 \cdot (100 \cdot 0,0051 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,32] \cdot 3000 \cdot 612,5 = 1072kN\end{aligned}$$

Minimum verdi for  $V_{Rd,c}$  :

$$\begin{aligned}V_{Rd,c,min} &= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\v_{min} &= 0,0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,57^{\frac{3}{2}} \cdot 45^{\frac{1}{2}} = 0,462 \\V_{Rd,c,min} &= (0,462 + 0,15 \cdot 0,32) \cdot 3000 \cdot 612,5 = 937,13kN\end{aligned}$$

Sjekker skjærtrykkkapasitet: [EK2 6.2.2 (6)]

$$\begin{aligned}V_{Rd,max} &= 0,5\nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \\ \nu_1 &= 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \\ &= 0,6 \left(1 - \frac{45}{250}\right) \\ &= 0,492 \\ V_{Rd,max} &= 0,5 \cdot 0,492 \cdot 25,5N/mm^2 \cdot 3000mm \cdot 612,5mm \\ &= 11526,6kN \gg V_{Ed}\end{aligned}$$

Kapasitet er større enn opptredende krefter, trenger kun minimum skjærarmering.

---

### F.A.7 Skjærarmering i plate

NA9.2.2(5) EK2:

$$\begin{aligned}\rho_{w,min} &= \frac{0,1 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \\ &= \frac{0,1 \cdot \sqrt{45}}{500} \\ &= 0,00134\end{aligned}$$

Velger kamstål 12 for armeringen.

$$\begin{aligned}A_{sw} &= 2 \cdot \pi \left(\frac{12}{2}\right)^2 \\ &= 226,2mm^2\end{aligned}$$

Formel (9.4) EK2:

$$\begin{aligned}s &\leq \frac{A_{s,min}}{\rho_{w,min} \cdot b_w} \\ &\leq \frac{226,2mm^2}{0,00134 \cdot 1000mm} \\ &\leq 168,8mm\end{aligned}$$

Velger  $\phi 12s165$

### F.A.8 Tverrarmering i plate

EK2 9.3.1.1(2):

Regner minimum tverrarmering ut ifra største armering i platetverrsnitt, over indre søyle.

$$\begin{aligned}A_s &= 32672mm^2 \\ 32672 \cdot 0,20 &= 6535mm^2 \\ \text{For } \phi 12 : A_s &= \pi \cdot r^2 = \pi \cdot (6mm)^2 = 113mm^2 \\ \frac{6535mm^2}{113mm^2} &= 58\end{aligned}$$

For 58 armeringsjern blir senteravstanden  $(48450mm - 2 \cdot 80mm) \div 58 = 833mm$

---

EK2 9.3.1.1(3):

$$S_{max,slabs} \leq \max\{3h ; 400mm\} \\ \leq 400mm$$

Velger  $\phi 12s400$

### F.A.9 Aksialkraftkapasitet i plate

Formelen er hentet fra 5.8.9 EK2.

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \\ = (3000mm \cdot 700mm - 9326mm^2) \cdot 25,5N/mm^2 + 9326mm^2 \cdot 434N/mm^2 \\ = 57359kN$$

### F.A.10 Forankringslengde

EK2 8.4:

$$L_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad \text{EK2 8.4.3(2)}$$

$$\sigma_{sd} = 434N/mm^2 = f_{yd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \text{EK2 8.4.2(2)}$$

$$\eta_1 = \eta_2 = 1$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \\ = 2,25 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,7N/mm^2}{1,5} = 3,44N/mm^2$$

$$L_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot L_{b,rqd} \quad [\text{EK2 8.4.4(1)}]$$

For strekk :  $\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

For trykk :  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

$\alpha_{ct}$  : [EK2 N.A.3.1.6]

$f_{ctk,0.05}$  : [EK2 Tabell 3.1]

$\alpha_{1/2/3/4/5}$  : [EK2 Tabell 8.2]

Forankringslengde for kamstål  $\phi 25$ :

---

Strekk:

$$\begin{aligned}\alpha_2 &= 1 - 0,15(C_d - \phi)/\phi = 1 - 0,15(55 - 25)/25 = 0,82 \\ L_{b,rqd} &= \left(\frac{25mm}{4}\right) \cdot \left(\frac{434N/mm^2}{3,44N/mm^2}\right) = 789mm \\ L_{bd} &= 0,82 \cdot 789mm = 647mm \\ L_{b,min} &\geq \max(0,3L_{b,rqd}; 10\phi; 100mm) \\ &\geq \max(237mm; 250mm; 100mm) \\ L_{b,min} &= 250mm \\ L_{bd} &= 647mm\end{aligned}$$

Trykk:

$$\begin{aligned}L_{b,min} &\geq \max(0,6L_{b,rqd}; 10\phi; 100mm) \\ &\geq \max(474mm; 250mm; 100mm) \\ L_{b,min} &= 474mm \\ L_{bd} &= 789mm\end{aligned}$$

For ikke rett armering (søyle-plate):

Strekk:

$$\begin{aligned}C_d &= 55mm \\ \alpha_1 &= \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1 \\ \alpha_2 &= 1 - 0,15 \cdot (C_d - 3 \cdot \phi)/\phi \\ \alpha_2 &= 1 - 0,15 \cdot (55mm - 3 \cdot 25mm)/25mm \\ &= 1 \\ L_{bd} &= L_{b,rqd} = 789mm\end{aligned}$$

Trykk:

$$L_{bd} = 789mm$$

**Forankringslengde for kamstål  $\phi 32$ :**



---

Strekk:

$$\begin{aligned}\alpha_2 &= 1 - 0,15(C_d - \phi)/\phi = 1 - 0,15(55 - 32)/32 = 0,89 \\ L_{b,rqd} &= \left(\frac{32mm}{4}\right) \cdot \left(\frac{434N/mm^2}{3,44N/mm^2}\right) = 1010mm \\ L_{bd} &= 0,89 \cdot 1010mm = 899mm \\ L_{b,min} &\geq \max(0,3L_{b,rqd} ; 10\phi ; 100mm) \\ &\geq \max(303mm ; 320mm ; 100mm) \\ L_{b,min} &= 320mm \\ L_{bd} &= 899mm\end{aligned}$$

Trykk:

$$\begin{aligned}L_{b,min} &\geq \max(0,6L_{b,rqd} ; 10\phi ; 100mm) \\ &\geq \max(606mm ; 320mm ; 100mm) \\ L_{b,min} &= 606mm \\ L_{bd} &= 1010mm\end{aligned}$$

**Forankringslengde for kamstål  $\phi 40$ :**

Strekk:

$$\begin{aligned}\alpha_2 &= 1 - 0,15(C_d - \phi)/\phi = 1 - 0,15(55 - 42)/42 = 0,94 \\ \eta_2 &= (132 - \phi)/100 \text{ for } \phi > 32mm \\ \eta_2 &= (132 - 40)/100 = 3,17 \\ L_{b,rqd} &= \left(\frac{40mm}{4}\right) \cdot \left(\frac{434N/mm^2}{3,17N/mm^2}\right) = 1370mm \\ L_{bd} &= 0,94 \cdot 1370mm = 1288mm \\ L_{b,min} &\geq \max(0,3L_{b,rqd} ; 10\phi ; 100mm) \\ &\geq \max(411mm ; 400mm ; 100mm) \\ L_{b,min} &= 411mm \\ L_{bd} &= 1288m\end{aligned}$$

Trykk:

$$\begin{aligned}L_{b,min} &\geq \max(0,6L_{b,rqd} ; 10\phi ; 100mm) \\ &\geq \max(822mm ; 400mm ; 100mm) \\ L_{b,min} &= 822mm \\ L_{bd} &= 1370mm\end{aligned}$$

---

### F.A.11 Omfaringslengde for skjøting av armeringsjern

EK2 8.7.3:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot L_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

$$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$$

$$1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5$$

Antar  $\rho_1 > 50\%$  (konservativt)

$$\alpha_6 = 1,5$$

For strekk :  $\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (C_d - \phi)/\phi$$

$$= 1 - 0,15 \cdot (55mm - 25mm)/25mm = 0,82$$

For trykk :  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

$$l_0 = 0,82 \cdot 1,5 \cdot L_{b,rqd} = 1,23 \cdot L_{b,rqd}$$

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot L_{b,rqd} ; 15 \cdot \phi ; 200mm\}$$

I Statens Vegvesen 2024 8.7.1-2 stilles det krav om at omfaringslengder rundes av opp til nærmeste 100mm, og at omfaringslenger som er omtrent like skal settes lik den største. I denne oppgaven er ikke omfaringslengdene like nok til å settes lik hverandre, men de rundes av opp til nærmeste 100mm.

#### Omfaringslengde for $\phi 25$ :

Strekk:

$$L_{b,rqd} = 789mm$$

$$l_0 = 1,23 \cdot 789mm = 971mm$$

$$l_{0,min} = \max\{356mm ; 375mm ; 200mm\}$$

$$l_0 = 971mm$$

$$\Rightarrow l_0 = 1000mm$$

Trykk:

$$l_0 = 1,5 \cdot 789mm$$

$$= 1184mm$$

$$\Rightarrow l_0 = 1200mm$$

#### Omfaringslengde for $\phi 32$ :

---

Streck:

$$\begin{aligned}L_{b,rqd} &= 1010mm \\l_0 &= 1,23 \cdot 1010mm = 1243mm \\l_{0,min} &= \max\{455mm ; 480mm ; 200mm\} \\l_0 &= 1243mm \\ \Rightarrow l_0 &= 1300mm\end{aligned}$$

Trykk:

$$\begin{aligned}l_0 &= 1,5 \cdot 1010mm \\ &= 1515mm \\ \Rightarrow l_0 &= 1600mm\end{aligned}$$

**Omfaringslengde for  $\phi 40$ :**

Streck:

$$\begin{aligned}L_{b,rqd} &= 1370mm \\l_0 &= 1,23 \cdot 1370mm = 1686mm \\l_{0,min} &= \max\{617mm ; 600mm ; 200mm\} \\l_0 &= 1686mm \\ \Rightarrow l_0 &= 1700mm\end{aligned}$$

Trykk:

$$\begin{aligned}l_0 &= 1,5 \cdot 1370mm \\ &= 2055mm \\ \Rightarrow l_0 &= 2100mm\end{aligned}$$

---

## F.B Bruksgrensetilstand - SLS

### F.B.1 Spenningsbegrensning

Utfører spenningsbegrensningskontroll for den delen av konstruksjonen med størst spenninger, over indre søyle.

$$\text{EK2 7.2(2)} : \sigma_c \leq 0,6f_{ck} = 27N/mm^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_M &= \frac{M}{I_y} \cdot z \\ I_y &= 2,8583 \cdot 10^{10} \\ z &= 700mm/2 = 350mm \\ \sigma_M &= \frac{1656,5 \cdot 10^6 Nmm}{2,8583 \cdot 10^{10} mm^4} \cdot 350mm = 20,3N/mm^2 \\ \sigma_N &= \frac{N}{b \cdot h} \\ &= \frac{680000N}{1000mm \cdot 700mm} \\ &= 0,97N/mm^2 \\ \sigma_{tot} &= 20,3N/mm^2 + 0,97N/mm^2 \\ &= 21,3N/mm^2 < 27N/mm^2 \Rightarrow \text{OK!}\end{aligned}$$

### F.B.2 Rissviddekontroll over indre søyle

$$\begin{aligned}b &= 1000mm \\ d &= 612.5mm \\ A_s &= 10800mm^2 \\ w_{max} &= 0,3 \quad [\text{EK2 NA. 7.3.1 Tabell (7.1N)}]\end{aligned}$$

Ifølge [EK2 NA. 7.3.1 (5)], kan  $w_{max}$  økes med  $k_c$ -faktoren.

$$\begin{aligned}k_c &= \left( \frac{C_{nom}}{C_{min.dur}} \right) = \left( \frac{55}{45} \right) = 1,22 \leq 1,3 \Rightarrow \text{ok!} \\ w_{max} &= 0,3 \cdot 1,22 = 0,366\end{aligned}$$

---

Beregning av  $\alpha \cdot d$ :

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5,56 \\ \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10800}{1000 \cdot 612,5} = 0,0176 \\ \alpha &= \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \\ &= \sqrt{(5,56 \cdot 0,0176)^2 + 2 \cdot 5,56 \cdot 0,0176} - 5,56 \cdot 0,0176 \\ &= 0,355 \\ \alpha d &= 0,355 \cdot 612,5 = 217,74 \text{ mm}\end{aligned}$$

Rissviddeavstand:

[EK2 7.3.4 (7.11)]:

$$\begin{aligned}k_3 &= 3,4 \\ c &= 55 \\ k_1 &= 0,8 \\ k_2 &= 0,5 \\ k_4 &= 0,425 \\ \phi &= 40\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{c,eff} &= \frac{b \cdot (700 - \alpha d)}{3} \\ &= \frac{1000 \cdot (700 - 217,74)}{3} = 160753 \text{ mm}^2 \\ \rho_{p,eff} &= \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{10800}{160753} = 0,06718 \\ S_r &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \\ &= 3,4 \cdot 55 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \left( \frac{40}{0,06718} \right) \\ &= 288,22 \text{ mm}\end{aligned}$$

---

Spenningsberegninger:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 N/mm^2$$

$$M = 1656,5 kNm$$

$$\begin{aligned} I_c &= \left(\frac{\alpha^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \\ &= \left(\frac{0,355^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{0,355}{3}\right) \cdot 1000 \cdot 612,5^3 = 1,28 \cdot 10^{10} \end{aligned}$$

$$E_c = 36 \cdot 10^3 N/mm^2$$

$$EI_{II} = E_c \cdot I_c = 36 \cdot 10^3 \cdot 1,28 \cdot 10^{10} = 4,61 \cdot 10^{14}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \cdot \left(\frac{M}{EI_{II}}\right) \cdot (1 - \alpha) \cdot d \\ &= 2 \cdot 10^5 \cdot \left(\frac{1656,5 \cdot 10^6}{4,61 \cdot 10^{14}}\right) \cdot (1 - 0,355) \cdot 612,5 \\ &= 283,85 N/mm^2 \end{aligned}$$

Risvidde:

---

[EK2 7.3.4 (7.9)]:

$$k_t = 0,4$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5,56$$

$$f_{ct} = 3,8N/mm^2$$

$$\begin{aligned}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot \left(\frac{f_{ct}}{\rho_{p,eff}}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ &= \left(283,85 - 0,4 \cdot \left(\frac{3,8}{0,06718}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot 0,06718)\right) / 2 \cdot 10^5 \\ &= 0,00126\end{aligned}$$

[EK2 7.3.4 (7.8)]:

$$\begin{aligned}w_k &= S_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 288,22 \cdot 0,00126 \\ &= 0,364mm \leq w_{max} = 0,366mm \Rightarrow ok!\end{aligned}$$

### F.B.3 Rissviddekontroll over ytre søyle

$$b = 1000mm$$

$$d = 617mm$$

$$A_s = 6050mm^2$$

$$w_{max} = 0,3 \quad [\text{EK2 NA. 7.3.1 Tabell (7.1N)}]$$

[EK2 NA. 7.3.1 (7.5)]

$$\begin{aligned}k_c &= \left(\frac{C_{nom}}{C_{min.dur}}\right) = \left(\frac{55}{45}\right) = 1,22 \leq 1,3 \Rightarrow ok! \\ w_{max} &= 0,3 \cdot 1,22 = 0,366\end{aligned}$$

---

Beregning av  $\alpha \cdot d$ :

$$\begin{aligned}\eta &= 5.56 \\ \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6050}{1000 \cdot 617} = 0.00980 \\ \alpha &= \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \\ &= \sqrt{(5.56 \cdot 0.00980)^2 + 2 \cdot 5.56 \cdot 0.00980} - 5.56 \cdot 0.00980 \\ &= 0.280 \\ \alpha d &= 0.280 \cdot 617 = 172.86 \text{ mm}\end{aligned}$$

Rissviddeavstand:

[EK2 7.3.4 (7.11)]:

$$\begin{aligned}k_3 &= 3.4 \\ c &= 55 \\ k_1 &= 0.8 \\ k_2 &= 0.5 \\ k_4 &= 0.425 \\ \phi &= 32\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{c,eff} &= \frac{b \cdot (700 - \alpha d)}{3} \\ &= \frac{1000 \cdot (700 - 172.86)}{3} = 175714.7 \text{ mm}^2 \\ \rho_{p,eff} &= \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{6050}{175714.7} = 0.03443 \\ S_r &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \\ &= 3.4 \cdot 55 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \left( \frac{32}{0.03443} \right) \\ &= 344.997 \text{ mm}\end{aligned}$$



---

Spenningsberegninger:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 N/mm^2$$

$$M = 891.1 kNm$$

$$\begin{aligned} I_c &= \left(\frac{\alpha^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \\ &= \left(\frac{0.280^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{0.280}{3}\right) \cdot 1000 \cdot 617^3 = 8.357 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

$$E_c = 36 \cdot 10^3 N/mm^2$$

$$EI_{II} = E_c \cdot I_c = 36 \cdot 10^3 \cdot 8.357 \cdot 10^9 = 3.009 \cdot 10^{14}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \cdot \left(\frac{M}{EI_{II}}\right) \cdot (1 - \alpha) \cdot d \\ &= 2 \cdot 10^5 \cdot \left(\frac{891.1 \cdot 10^6}{3.009 \cdot 10^{14}}\right) \cdot (1 - 0.280) \cdot 617 \\ &= 263.10 N/mm^2 \end{aligned}$$

Rissvidde:

[EK2 7.3.4 (7.9)]:

$$k_t = 0.4$$

$$\alpha_e = 5.56$$

$$f_{ct} = 3.8 N/mm^2$$

$$\begin{aligned} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot \left(\frac{f_{ct}}{\rho_{\rho,eff}}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\rho,eff})}{E_s} \\ &= \frac{(263.10 - 0.4 \cdot \left(\frac{3.8}{0.03443}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot 0.03443))}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0.001053 \end{aligned}$$

---

[EK2 7.3.4 (7.8)]:

$$\begin{aligned}w_k &= S_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 344.997 \cdot 0.001053 \\ &= 0.363 \text{ mm} \leq w_{max} = 0.366 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}\end{aligned}$$

#### F.B.4 Rissviddekontroll av midtre felt

$$\begin{aligned}b &= 1000 \text{ mm} \\ d &= 617 \text{ mm} \\ A_s &= 8150 \text{ mm}^2 \\ w_{max} &= 0,3 \quad [\text{EK2 NA. 7.3.1 Tabell (7.1N)}]\end{aligned}$$

[EK2 NA. 7.3.1 (5)]

$$\begin{aligned}k_c &= \left( \frac{C_{nom}}{C_{min.dur}} \right) = \left( \frac{55}{45} \right) = 1,22 \leq 1,3 \rightarrow \text{ok!} \\ w_{max} &= 0,3 \cdot 1,22 = 0,366\end{aligned}$$

Beregning av  $\alpha \cdot d$ :

$$\begin{aligned}\eta &= 5.56 \\ \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8150}{1000 \cdot 617} = 0.01320 \\ \alpha &= \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \\ &= \sqrt{(5.56 \cdot 0.01320)^2 + 2 \cdot 5.56 \cdot 0.01320} - 5.56 \cdot 0.01320 \\ &= 0.317 \\ \alpha d &= 0.317 \cdot 617 = 195.46 \text{ mm}\end{aligned}$$

Rissviddeavstand:

---

[EK2 7.3.4 (7.11)]:

$$k_3 = 3.4$$

$$c = 55$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = 32$$

$$\begin{aligned} A_{c,eff} &= \frac{b \cdot (700 - \alpha d)}{3} \\ &= \frac{1000 \cdot (700 - 195.46)}{3} = 168178.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{8150}{168178.2} = 0.04846$$

$$\begin{aligned} S_r &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \\ &= 3.4 \cdot 55 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \left( \frac{32}{0.04846} \right) \\ &= 299.26 \text{ mm} \end{aligned}$$

---

Spenningsberegninger:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 1274.4 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} I_c &= \left(\frac{\alpha^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \\ &= \left(\frac{0.317^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{0.317}{3}\right) \cdot 1000 \cdot 617^3 = 1.054 \cdot 10^{10} \end{aligned}$$

$$E_c = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_{II} = E_c \cdot I_c = 36 \cdot 10^3 \cdot 1.054 \cdot 10^{10} = 3.795 \cdot 10^{14}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \cdot \left(\frac{M}{EI_{II}}\right) \cdot (1 - \alpha) \cdot d \\ &= 2 \cdot 10^5 \cdot \left(\frac{1274.4 \cdot 10^6}{3.795 \cdot 10^{14}}\right) \cdot (1 - 0.317) \cdot 617 \\ &= 283.13 \end{aligned}$$

Rissvidde:

[EK2 7.3.4 (7.9)]:

$$k_t = 0.4$$

$$\alpha_e = 5.56$$

$$f_{ct} = 3.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot \left(\frac{f_{ct}}{\rho_{\rho,eff}}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\rho,eff})}{E_s} \\ &= \frac{(283.13 - 0.4 \cdot \left(\frac{3.8}{0.04846}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot 0.04846))}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0.001217 \end{aligned}$$

---

[EK2 7.3.4 (7.8)]:

$$\begin{aligned}w_k &= S_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 299.26 \cdot 0.001217 \\ &= 0.364 \text{ mm} \leq w_{max} = 0.366 \text{ mm} \Rightarrow ok!\end{aligned}$$

### F.B.5 Rissviddekontroll av felt mellom søyler

$$\begin{aligned}b &= 1000\text{mm} \\ d &= 620\text{mm} \\ A_s &= 2950\text{mm}^2 \\ w_{max} &= 0,3 \quad [\text{EK2 7.3.1 Tabell (7.1N)}]\end{aligned}$$

[EK2 NA. 7.3.1 (5)]

$$\begin{aligned}k_c &= \left( \frac{C_{nom}}{C_{min.dur}} \right) = \left( \frac{55}{45} \right) = 1,22 \leq 1,3 \Rightarrow ok! \\ w_{max} &= 0,3 \cdot 1,22 = 0,366\end{aligned}$$

Beregning av  $\alpha \cdot d$ :

$$\begin{aligned}\eta &= 5.56 \\ \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2950}{1000 \cdot 620} = 0.00476 \\ \alpha &= \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \\ &= \sqrt{(5.56 \cdot 0.00476)^2 + 2 \cdot 5.56 \cdot 0.00476} - 5.56 \cdot 0.00476 \\ &= 0.205 \\ \alpha d &= 0.205 \cdot 620 = 127.15\text{mm}\end{aligned}$$

Rissviddeavstand: [EK2 7.3.4 (7.11)]:

$$\begin{aligned}k_3 &= 3.4 \\ c &= 55 \\ k_1 &= 0.8 \\ k_2 &= 0.5 \\ k_4 &= 0.425 \\ \phi &= 25\end{aligned}$$

---


$$\begin{aligned}
A_{c,eff} &= \frac{b \cdot (700 - \alpha d)}{3} \\
&= \frac{1000 \cdot (700 - 127.15)}{3} = 190949.5 \text{ mm}^2 \\
\rho_{p,eff} &= \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{2950}{190949.5} = 0.01545 \\
S_r &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \\
&= 3.4 \cdot 55 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \left( \frac{25}{0.01545} \right) \\
&= 462.10 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Spenningsberegninger:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 450.7 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
I_c &= \left( \frac{\alpha^2}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 \\
&= \left( \frac{0.205^2}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{0.205}{3} \right) \cdot 1000 \cdot 620^3 = 4.669 \cdot 10^9
\end{aligned}$$

$$E_c = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_{II} = E_c \cdot I_c = 36 \cdot 10^3 \cdot 4.669 \cdot 10^9 = 1.681 \cdot 10^{14}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_s &= E_s \cdot \left( \frac{M}{EI_{II}} \right) \cdot (1 - \alpha) \cdot d \\
&= 2 \cdot 10^5 \cdot \left( \frac{450.7 \cdot 10^6}{1.681 \cdot 10^{14}} \right) \cdot (1 - 0.205) \cdot 620 \\
&= 264.29 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

Risvidde:

---

[EK2 7.3.4 (7.9)]:

$$k_t = 0.4$$

$$\alpha_e = 5.56$$

$$f_{ct} = 3.8N/mm^2$$

$$\begin{aligned}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot \left( \frac{f_{ct}}{\rho_{\rho,eff}} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\rho,eff})}{E_s} \\ &= \frac{(264.29 - 0.4 \cdot \left( \frac{3.8}{0.01545} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot 0.01545))}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0.000787\end{aligned}$$

[EK2 7.3.4 (7.8)]:

$$\begin{aligned}w_k &= S_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 462.10 \cdot 0.000787 \\ &= 0.364 \text{ mm} \leq w_{max} = 0.366 \text{ mm} \Rightarrow ok!\end{aligned}$$

### F.B.6 Nedbøyningsberegning midtre felt

Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster [BK 5.2]:

Effektiv (langtids) elastisitetsmodul: [EK2 7.4.3(5)]

$$\begin{aligned}E_{c,eff} &= \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} \\ E_{cm}(B45) &= 36000N/mm^2\end{aligned}$$

EK2 3.1.4(4):

Antar at egenlasten blir påført etter 7 dager.

---

Utendørs forhold - RH = 80%

$$\begin{aligned}h_0 &= 2A_c/U = 2 \cdot 3000\text{mm} \cdot 700\text{mm}/7400\text{mm} \\ &= 568\text{mm} \\ \phi(\infty, 7) &= 1,95 \\ E_{c,eff} &= \frac{36000\text{N/mm}^2}{1 + 1,95} \\ &= 12203\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

BK 5.2.2:

Materialstivhetsforhold:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2 \cdot 10^5\text{N/mm}^2}{12203\text{N/mm}^2} = 16,39$$

Armeringsforhold:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{24931\text{mm}^2}{3000\text{mm} \cdot 617\text{mm}} = 0,014$$

$$\eta \cdot \rho = 0,230$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \sqrt{\eta\rho^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho \\ &= \sqrt{0,230^2 + 2 \cdot 0,230} - 0,230 \\ &= 0,486\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}I_c &= 0,5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \\ &= 0,5 \cdot 0,486^2 \cdot \left(1 - \frac{0,486}{3}\right) \cdot 3000 \cdot 617^3 \\ &= 6,974 \cdot 10^{10}\text{mm}^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EI &= 12203\text{N/mm}^2 \cdot 6,974 \cdot 10^{10}\text{mm}^4 \\ &= 8,510 \cdot 10^{14}\text{Nmm}^2\end{aligned}$$

Ser på midtre felt forenklet som en bjelke fast innspent i begge ender.  
Må se på to lasttilfeller: jevnt fordelt last og punktlast.

**Jevnt fordelt last:**  $q = 28,03\text{kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 84,09\text{kN/m}$

$$\begin{aligned}\delta_q &= \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} = \frac{1}{384} \cdot \frac{84,09\text{N/mm} \cdot (20750\text{mm})^4}{8,510 \cdot 10^{14}\text{Nmm}^2} \\ &= 47,7\text{mm}\end{aligned}$$



---

**Punktlast:**  $Q = 120kN$

$$\begin{aligned}\delta_Q &= \frac{Q \cdot a^3 \cdot b^3}{3 \cdot EI \cdot L^3} = \frac{120000N \cdot 10375mm^3 \cdot 10375mm^3}{3 \cdot 8,510 \cdot 10^{14}Nmm^2 \cdot 20750mm^3} \\ &= 6,6mm \\ \delta_{last} &= 47,7mm + 6,6mm \\ &= 54,3mm\end{aligned}$$

**Langtidsnedbøyning på grunn av svinn [BK 5.2.6]:**

$$\begin{aligned}\delta_{svinn} &= \frac{\kappa_s}{8} \cdot L^2 \\ \kappa_s &= \frac{\varepsilon_{cs}}{d} \\ \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \\ \varepsilon_{cd} &= k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \\ \varepsilon_{ca} &= 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8,75 \cdot 10^{-5} \\ h_0 &= 568mm > 500mm \\ \Rightarrow k_h &= 0,70 \\ \varepsilon_{cd,0} &\simeq 0,22 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_{cd} &= 0,70 \cdot 0,22 \cdot 10^{-3} = 1,54 \cdot 10^{-4} \\ \varepsilon_{cs} &= 1,54 \cdot 10^{-4} + 8,75 \cdot 10^{-5} = 2,415 \cdot 10^{-4} \\ \kappa_s &= \varepsilon_{cs}/d = 2,415 \cdot 10^{-4}/617mm = 3,91 \cdot 10^{-7}/mm \\ \delta_{svinn} &= \frac{3,91 \cdot 10^{-7}/mm}{8} \cdot (20750mm)^2 \\ &= 21,0mm\end{aligned}$$

**Total nedbøyning:**

$$\begin{aligned}\delta_{tot} &= \delta_{last} + \delta_{svinn} \\ &= 54,3mm + 21,0mm \\ &= 75,3mm \\ \frac{L}{250} &= \frac{20750mm}{250} = 83mm \Rightarrow OK!\end{aligned}$$

**F.B.7 Nedbøyningsberegning felt mellom søyler**

**Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster:**

---

Armeringsforhold:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{9326 \text{ mm}^2}{3000 \text{ mm} \cdot 620 \text{ mm}} = 5,01 \cdot 10^{-3}$$

$$\eta \cdot \rho = 0,082$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \sqrt{\eta \rho^2 + 2\eta \rho} - \eta \rho \\ &= \sqrt{0,082^2 + 2 \cdot 0,082} - 0,082 \\ &= 0,331\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}I_c &= 0,5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \\ &= 0,5 \cdot 0,331^2 \cdot \left(1 - \frac{0,331}{3}\right) \cdot 3000 \cdot 620^3 \\ &= 3,485 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \\ EI &= 12203 \text{ N/mm}^2 \cdot 3,485 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \\ &= 4,253 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2\end{aligned}$$

Ser på felt mellom søyler som en bjelkte fast innspent i begge ender:

Må se på to tilfeller: jevnt fordelt last og punktlast.

**Jevnt fordelt last:**  $q = 28,03 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 84,09 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}\delta_q &= \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} = \frac{1}{384} \cdot \frac{84,09 \text{ N/mm} \cdot (10200 \text{ mm})^4}{4,253 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2} \\ &= 5,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

**Punktlast:**  $Q = 120 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}\delta_Q &= \frac{Q \cdot a^3 \cdot b^3}{3 \cdot EI \cdot L^3} = \frac{120000 \text{ N} \cdot 5100 \text{ mm}^3 \cdot 5100 \text{ mm}^3}{3 \cdot 4,253 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \cdot 10200 \text{ mm}^3} \\ &= 1,6 \text{ mm} \\ \delta_{last} &= 5,6 \text{ mm} + 1,6 \text{ mm} \\ &= 7,2 \text{ mm}\end{aligned}$$

**Langtidsnedbøyning på grunn av svinn:**

$$\begin{aligned}\delta_{svinn} &= \frac{\kappa_s}{8} \cdot L^2 \\ &= \frac{3,90 \cdot 10^{-7} / \text{mm}}{8} \cdot (10200 \text{ mm})^2 \\ &= 5,1 \text{ mm}\end{aligned}$$

---

**Total nedbøyning:**

$$\begin{aligned}\delta_{tot} &= \delta_{last} + \delta_{svinn} \\ &= 7,2mm + 5,1mm \\ &= 12,3mm \\ \frac{L}{250} &= \frac{10200mm}{250} = 40,8mm \Rightarrow OK!\end{aligned}$$

### F.B.8 Nedbøyningsberegning utkragerbjelke

**Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster:**

Armeringsforhold:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{18497mm^2}{3000mm \cdot 617mm} = 9,99 \cdot 10^{-3}$$

$$\eta \cdot \rho = 0,164$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \sqrt{\eta\rho^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho \\ &= \sqrt{0,164^2 + 2 \cdot 0,164} - 0,164 \\ &= 0,432\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}I_c &= 0,5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \\ &= 0,5 \cdot 0,432^2 \cdot \left(1 - \frac{0,432}{3}\right) \cdot 3000 \cdot 617^3 \\ &= 5,628 \cdot 10^{10}mm^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EI &= 12203N/mm^2 \cdot 5,628 \cdot 10^{10}mm^4 \\ &= 6,868 \cdot 10^{14}Nmm^2\end{aligned}$$

Må se på to tilfeller: jevnt fordelt last og punktlast på ende.

**Jevnt fordelt last :**  $q = 28,03kN/m^2 \cdot 3m = 84,09kN/m$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{1}{8} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} \\ &= \frac{1}{8} \cdot \frac{84,09kN/m \cdot (3650mm)^4}{6,868 \cdot 10^{14}Nmm^2} \\ &= 2,7mm\end{aligned}$$

---

**Punktlast :  $Q = 120kN$**

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{Q \cdot L^3}{3 \cdot EI} \\ &= \frac{120000N \cdot (3650mm)^3}{3 \cdot 6,868 \cdot 10^{14}Nmm^2} \\ &= 2,8mm \\ \delta_{last} &= 2,7mm + 2,8mm \\ &= 5,5mm\end{aligned}$$

**Langtidsnedbøyning på grunn av svinn:**

$$\begin{aligned}\delta_{svinn} &= \frac{\kappa_s}{2} \cdot L^2 \\ &= \frac{3,91 \cdot 10^{-7}/mm}{2} \cdot (3650mm)^2 \\ &= 2,6mm\end{aligned}$$

**Total nedbøyning:**

$$\begin{aligned}\delta_{tot} &= \delta_{last} + \delta_{svinn} \\ &= 5,5mm + 2,6mm \\ &= 8,1mm \\ \frac{L}{250} &= \frac{3650mm}{250} = 14,6mm \Rightarrow OK!\end{aligned}$$

---

## G Beregninger for indre søyle

### G.A Bruddgrensetilstand - ULS

#### G.A.1 Momentkapasitet indre søyle

Formel (4.9.1) i betongkonstruksjoner gir momentkapasiteten til en søyle (Sørensen 2013).

$$\begin{aligned}M_{Rd} &= f_{yd} \cdot A_s \cdot h' \\ &= 434N/mm^2 \cdot 17181mm^2 \cdot 707,2mm \\ &= 5273kNm\end{aligned}$$

#### G.A.2 M-N diagram indre søyle

Et M-N diagram er laget for hhv. indre og ytre søyle for å bestemme lengdearmeringen. For den indre søylen er høyden til tverrsnittet antatt lik langs hele søylen, med sidelengder tilsvarende den bredeste delen på 867mm.

Minimumsarmering i indre søyle (hentet fra 9.5.2 EK2):

$$\begin{aligned}A_{s,min} &= maks\left\{\frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c\right\} \\ &= maks\left\{\frac{0,1 \cdot 1177,3 \cdot 10^3 N}{434N/mm^2}; 0,002 \cdot 2500mm \cdot 867mm\right\} \\ &= maks\{271,3mm^2; 4335mm^2\} = 4335mm^2\end{aligned}$$

#### 1.punkt, Rent trykk

Bruddkriterinum C:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= \varepsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3} \\ \sigma_1 = \sigma_2 &= E_s \cdot \varepsilon_c \\ &= 2 \cdot 10^5 N/mm^2 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \\ &= 400N/mm^2\end{aligned}$$

Effektiv høyde

$$\begin{aligned}d &= h - c_{min} \\ &= 867mm - 80mm = 787mm\end{aligned}$$

---

Armeringsmengde

$$\begin{aligned}A_{s1} = A_{s2} &= 35 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25\text{mm}}{2}\right)^2 \\ &= 17181\text{mm}^2\end{aligned}$$

Strekraft i armering

$$\begin{aligned}S_1 = S_2 &= \sigma_1 \cdot A_s \\ &= 400\text{N/mm}^2 \cdot 17181\text{mm}^2 = 6872\text{kN}\end{aligned}$$

Trykkraft i betong

$$\begin{aligned}T_c &= f_{cd} \cdot b \cdot h \\ &= 25,5\text{N/mm}^2 \cdot 2500\text{mm} \cdot 867\text{mm} \\ &= 55271,3\text{kN}\end{aligned}$$

Resultatkrefter

$$\begin{aligned}N_1 &= T_c + S_1 + S_2 \\ &= 55271,3\text{kN} + 2 \cdot 6872\text{kN} = 69015,3\text{kN} \\ M_1 &= 0\end{aligned}$$

## 2.punkt, Trykkbrudd i betong samtidig med flyting i armering

Bruddkriterium B:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= \varepsilon_{cu3} = 3,5 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_s &= \varepsilon_{yd} = 2,17 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

Strekraft i nedre armering

$$\begin{aligned}S_1 &= f_{yd} \cdot A_{s1} \\ &= 434\text{N/mm}^2 \cdot 17181\text{mm}^2 = 7457\text{kN}\end{aligned}$$

Strekraft i øvre armering

$$\begin{aligned}\varepsilon'_s &= \frac{3,5}{\alpha \cdot d} \cdot (\alpha \cdot d - x) \\ &= \frac{3,5}{0,617 \cdot 787\text{mm}} \cdot (0,617 \cdot 787\text{mm} - 80\text{mm}) \\ &= 2,92 > 2,17 \Rightarrow \sigma'_s = 434\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

---

$$\begin{aligned} S_2 &= \sigma'_s \cdot A_{s2} \\ &= 434 \text{ N/mm}^2 \cdot 17181 \text{ mm}^2 = 7457 \text{ kN} \end{aligned}$$

Trykkraft i betong

$$\begin{aligned} T_c &= f_{cd} \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \\ &= 25,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,8 \cdot 0,617 \cdot 787 \text{ mm} \cdot 2500 \text{ mm} \\ &= 24764,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Resultatkrefter

$$\begin{aligned} N_2 &= T_c + S_2 - S_1 \\ &= 24764,5 \text{ kN} \\ M_2 &= T_c \left( \frac{h}{2} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot \frac{h'}{2} + S_2 \cdot \frac{h'}{2} \\ &= 24764,5 \text{ kN} \left( \frac{867 \text{ mm}}{2} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,617 \cdot 787 \text{ mm} \right) \\ &\quad + 7457 \text{ kN} \cdot \frac{707 \text{ mm}}{2} + 7457 \text{ kN} \cdot \frac{707 \text{ mm}}{2} \\ &= 11197,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 3. punkt, Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

Bruddkriterium B:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= \varepsilon_{cu3} \\ \varepsilon_{s1} &= 0,0010 \end{aligned}$$

Ny alfaverdi

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \\ &= \frac{3,5}{3,5 + 10} = 0,2593 \end{aligned}$$

Strekraft i nedre armering

$$\begin{aligned} S_1 &= f_{yd} \cdot A_s \\ &= 434 \text{ N/mm}^2 \cdot 17181 \text{ mm}^2 = 7457 \text{ kN} \end{aligned}$$

---

Strekraft i øvre armering

$$\begin{aligned}\varepsilon'_s &= \frac{3,5}{\alpha \cdot d} \cdot (\alpha \cdot d - x) \\ &= \frac{3,5}{0,2593 \cdot 787\text{mm}} \cdot (0,2593 \cdot 787\text{mm} - 80\text{mm}) \\ &= 2,13 < 2,17 \\ \Rightarrow \sigma'_s &= E_s \cdot \varepsilon'_s \\ &= 2 \cdot 10^5 \text{N/mm}^2 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3} = 426 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_2 &= \sigma'_s \cdot A_s \\ &= 426 \text{N/mm}^2 \cdot 17181 \text{mm}^2 = 7319 \text{kN}\end{aligned}$$

Trykkraft i betong

$$\begin{aligned}T_c &= 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \\ &= 0,8 \cdot 0,2593 \cdot 787\text{mm} \cdot 2500\text{mm} \cdot 25,5 \text{N/mm}^2 = 10407,5 \text{kN}\end{aligned}$$

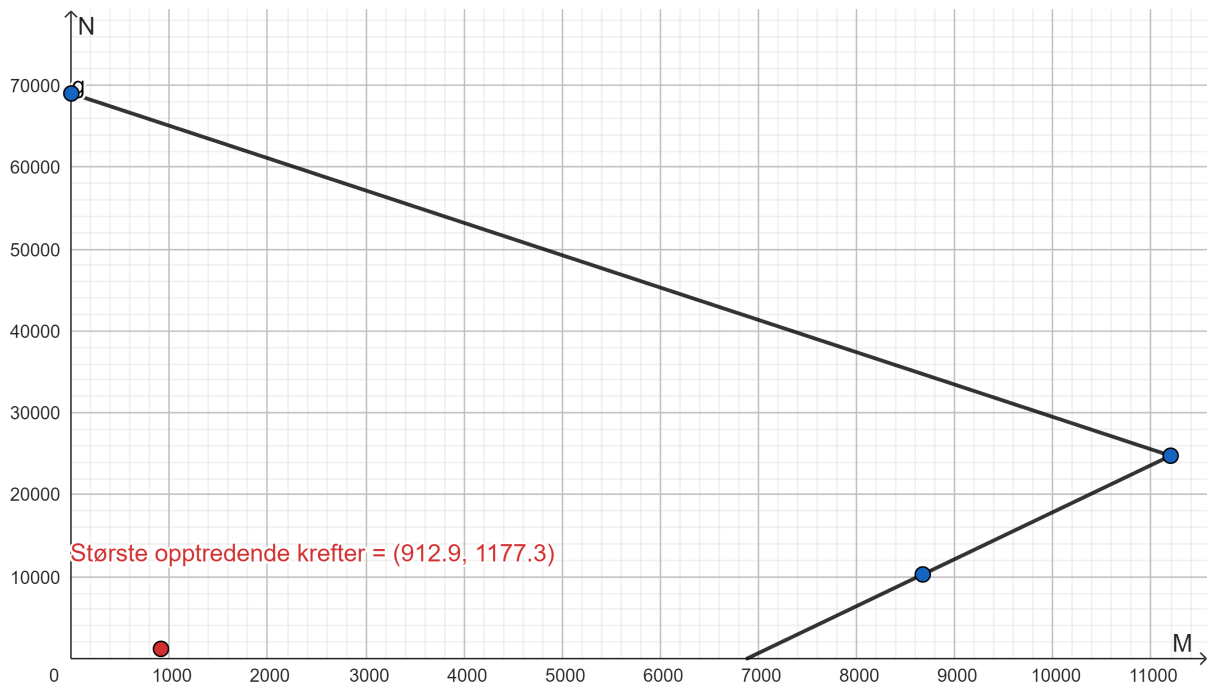
Resultatkrefter

$$\begin{aligned}N_3 &= T_c + S_2 - S_1 \\ &= 10407,5 \text{kN} + 7319 \text{kN} - 7457 \text{kN} = 10269,5 \text{kN} \\ M_3 &= T_c \left( \frac{h}{2} - 0,5 \cdot \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot \frac{h'}{2} + S_2 \cdot \frac{h'}{2} \\ &= 10407,5 \text{kN} \left( \frac{867\text{mm}}{2} - 0,5 \cdot 0,2593 \cdot 787\text{mm} \right) \\ &\quad + 7457 \text{kN} \cdot \frac{707\text{mm}}{2} + 7319 \text{kN} \cdot \frac{707\text{mm}}{2} \\ &= 8673,0 \text{kNm}\end{aligned}$$

Punkter:

1. (0, 69015), 2. (11198, 24765), 3. (8673, 10270)





Figur 15: M-N-diagram indre søyle

---

### G.A.3 Skjærkraftkapasitet indre søyle

NA.6.2.2(1) gir  $k_1 = 0,15$  og;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Resterende formler i dette avsnittet er tatt fra 6.2.2(1)

$$\begin{aligned}k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ &= \sqrt{\frac{200}{787\text{mm}}} \\ &= 1,5 \leq 2,0 \\ \rho_1 &= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \\ &= \frac{17181\text{mm}^2}{2500\text{mm} \cdot 787\text{mm}} \\ &= 0,0087 \leq 0,02 \\ \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \\ &= \frac{1177,3 \cdot 10^3\text{N}}{2500\text{mm} \cdot 867\text{mm}} = 0,5432\text{N/mm}^2 < 5,1\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft

$$\begin{aligned}V_{Rd,c} &= (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ &= (0,12 \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,0087 \cdot 45\text{N/mm}^2)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,5432\text{N/mm}^2) \cdot 2500\text{mm} \cdot 787\text{mm} \\ &= 2751\text{kN}\end{aligned}$$

Uttrykk (6.3N) EK2:

$$\begin{aligned}v_{min} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \\ &= 0,035 \cdot 1,5^{3/2} \cdot 45^{1/2} = 0,4313\end{aligned}$$

Minsteverdi dimensjonerende kapasitet for skjærkraft

$$\begin{aligned}V_{Rd,c,min} &= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ &= (0,4313 + 0,15 \cdot 0,5432\text{N/mm}^2) \cdot 2500\text{mm} \cdot 787\text{mm} \\ &= 1009\text{kN}\end{aligned}$$

---

Sjekker skjærtrykkkapasitet: [EK2 6.2.2 (6)]

$$\begin{aligned}V_{Rd,max} &= 0,5\nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \\ \nu_1 &= 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \\ &= 0,6 \left(1 - \frac{45}{250}\right) \\ &= 0,492 \\ V_{Rd,max} &= 0,5 \cdot 0,492 \cdot 25,5N/mm^2 \cdot 2500mm \cdot 787mm \\ &= 12342kN \gg V_{Ed}\end{aligned}$$

Kapasitet er større enn opptredende krefter, trenger kun minimum skjærarmering.

#### G.A.4 Skjærarmering indre søyle

Velger kamstål med 16mm diameter som minste skjærarmering.

$$\begin{aligned}A_{sw} &= 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16}{2}\right)^2 \\ &= 402,1mm^2\end{aligned}$$

Minimum skjærarmering søyle (9.2.2(5) EK2):

$$\begin{aligned}\frac{A_{sw}}{s} &> 0,1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b \\ &> 0,1 \cdot \frac{\sqrt{45}}{500} \cdot 2500mm \\ &> 3,354mm^2/mm \\ \Rightarrow s &< \frac{A_{sw}}{3,354mm^2/mm} \\ &< \frac{402,1mm^2}{3,354mm^2/mm} = 119,9mm\end{aligned}$$

Minstekrav indre søyle:

$$\begin{aligned}s &< 0,6 \cdot h' = 0,6 \cdot (867mm - 80mm - 80mm) = 0,6 \cdot 707 \\ s &< 424mm\end{aligned}$$

Velger  $\phi 16s115$

---

### G.A.5 Tverrarmering indre søyle

Velger  $\phi 12$  som i bruplate.

EK2 9.5.3(3)

$$\begin{aligned} S_{cl,max} &\leq \min\{20\phi ; h ; 400mm\} \\ \min &\leq \{500mm ; 867mm ; 400mm\} \\ &\leq 400mm \end{aligned}$$

Velger  $\phi 12s400mm$

### G.A.6 Aksialkraftkapasitet indre søyle

Formelen er hentet fra 5.8.9 EK2.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \\ &= (2500mm \cdot 867mm - 17181mm^2) \cdot 25,5N/mm^2 + 17181mm^2 \cdot 434N/mm^2 \\ &= 62289kN \end{aligned}$$

---

## G.B Bruksgrensetilstand - SLS

### G.B.1 Rissviddekontroll av indre søyle

$$\begin{aligned}b &= 1000\text{mm} \\d &= 620\text{mm} \\A_s &= 5700\text{mm}^2 \\w_{max} &= 0,3 \quad [\text{EK2 NA. 7.3.1 Tabell (7.1N)}]\end{aligned}$$

[EK2 NA. 7.3.1 (5)]

$$\begin{aligned}k_c &= \left( \frac{C_{nom}}{C_{min.dur}} \right) = \left( \frac{55}{45} \right) = 1,22 \leq 1,3 \Rightarrow \text{ok!} \\w_{max} &= 0,3 \cdot 1,22 = 0,366\end{aligned}$$

Beregning av  $\alpha \cdot d$ :

$$\begin{aligned}\eta &= 5.56 \\ \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5700}{1000 \cdot 620} = 0.00919 \\ \alpha &= \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \\ &= \sqrt{(5.56 \cdot 0.00919)^2 + 2 \cdot 5.56 \cdot 0.00919} - 5.56 \cdot 0.00919 \\ &= 0.273 \\ \alpha d &= 0.273 \cdot 620 = 169.06 \text{ mm}\end{aligned}$$

Rissviddeavstand: [EK2 7.3.4 (7.11)]:

$$\begin{aligned}k_3 &= 3.4 \\ c &= 55 \\ k_1 &= 0.8 \\ k_2 &= 0.5 \\ k_4 &= 0.425 \\ \phi &= 25\end{aligned}$$

---


$$\begin{aligned}
A_{c,eff} &= \frac{b \cdot (700 - \alpha d)}{3} \\
&= \frac{1000 \cdot (700 - 169.06)}{3} = 176978.3 \text{ mm}^2 \\
\rho_{p,eff} &= \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{5700}{176978.3} = 0.03221 \\
S_r &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \\
&= 3.4 \cdot 55 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \left( \frac{25}{0.03221} \right) \\
&= 318.96 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Spenningsberegninger:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 912.9 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
I_c &= \left( \frac{\alpha^2}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 \\
&= \left( \frac{0.273^2}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{0.273}{3} \right) \cdot 1000 \cdot 620^3 = 8.055 \cdot 10^9
\end{aligned}$$

$$E_c = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_{II} = E_c \cdot I_c = 36 \cdot 10^3 \cdot 8.055 \cdot 10^9 = 2.90 \cdot 10^{14}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_s &= E_s \cdot \left( \frac{M}{EI_{II}} \right) \cdot (1 - \alpha) \cdot d \\
&= 2 \cdot 10^5 \cdot \left( \frac{912.9 \cdot 10^6}{2.90 \cdot 10^{14}} \right) \cdot (1 - 0.273) \cdot 620 \\
&= 283.92 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

Risvidde:

---

[EK2 7.3.4 (7.9)]:

$$k_t = 0.4$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5.56$$

$$f_{ct} = 3.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot \left( \frac{f_{ct}}{\rho_{\rho,eff}} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\rho,eff})}{E_s} \\ &= \frac{(283.92 - 0.4 \cdot \left( \frac{3.8}{0.03221} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot 0.03221))}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0.001141\end{aligned}$$

[EK2 7.3.4 (7.8)]:

$$\begin{aligned}w_k &= S_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 318.96 \cdot 0.001141 \\ &= 0.364 \text{ mm} \leq w_{max} = 0.366 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}\end{aligned}$$

---

## H Beregninger for ytre søyle

### H.A Bruddgrensetilstand - ULS

#### H.A.1 Momentkapasitet ytre søyle

Formel (4.9.1) i betongkonstruksjoner gir momentkapasiteten til en søyle (Sørensen 2013).

$$\begin{aligned}M_{Rd} &= f_{yd} \cdot A_s \cdot h' \\ &= 434N/mm^2 \cdot 12272mm^2 \cdot 340mm \\ &= 1810kNm\end{aligned}$$

#### H.A.2 M-N-Diagram ytre søyle

##### 1.punkt, Rent trykk

Bruddkriterinum C:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3}$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 = \sigma_2 &= E_s \cdot \varepsilon_c \\ &= 2,0 \cdot 10^5 N/mm^2 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \\ &= 400N/mm^2\end{aligned}$$

Effektiv høyde

$$\begin{aligned}d &= h - c_{min} \\ &= 500mm - 80mm = 420mm\end{aligned}$$

Armeringsmengde

$$\begin{aligned}A_{s1} = A_{s2} &= 25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25mm}{2}\right)^2 \\ &= 12272mm^2\end{aligned}$$

Strekraft i armering

$$\begin{aligned}S_1 = S_2 &= \sigma_{1/2} \cdot A_{1/2} \\ &= 400N/mm^2 \cdot 12272mm^2 = 4908kN\end{aligned}$$



---

Trykkraft i betong

$$\begin{aligned}T_c &= f_{cd} \cdot b \cdot h \\ &= 25,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 2500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} \\ &= 31875 \text{ kN}\end{aligned}$$

Resultatkrefter

$$\begin{aligned}N_1 &= T_c + S_1 + S_2 \\ &= 31875 \text{ kN} + 2 \cdot 4908 \text{ kN} = 41691 \text{ kN} \\ M_1 &= 0\end{aligned}$$

## 2.punkt, Trykkbrudd i betong samtidig med flyting i armering

Bruddkriterium B:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= \varepsilon_{cu3} = 3,5 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_s &= \varepsilon_{yd} = 2,17 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

Strekraft i nedre armering

$$\begin{aligned}S_1 &= f_{yd} \cdot A_{s1} \\ &= 434 \text{ N/mm}^2 \cdot 12272 \text{ mm}^2 = 5326 \text{ kN}\end{aligned}$$

Strekraft i øvre armering

$$\begin{aligned}\varepsilon'_s &= \frac{3,5}{\alpha \cdot d} \cdot (\alpha \cdot d - x) \\ &= \frac{3,5}{0,617 \cdot 420 \text{ mm}} \cdot (0,617 \cdot 420 \text{ mm} - 80 \text{ mm}) \\ &= 2,42 > 2,17 \Rightarrow \sigma'_s = 434 \text{ N/mm}^2 \\ S_2 &= \sigma'_s \cdot A_{s2} \\ &= 434,8 \text{ N/mm}^2 \cdot 12272 \text{ mm}^2 = 5326 \text{ kN}\end{aligned}$$

Trykkraft i betong

$$\begin{aligned}T_c &= f_{cd} \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \\ &= 25,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,8 \cdot 0,617 \cdot 420 \text{ mm} \cdot 2500 \text{ mm} \\ &= 13216 \text{ kN}\end{aligned}$$

---

Resultatkrefter

$$\begin{aligned}N_2 &= T_c + S_2 - S_1 \\ &= 13216kN \\ M_2 &= T_c \left( \frac{h}{2} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot \frac{h'}{2} + S_2 \cdot \frac{h'}{2} \\ &= 13216kN \left( \frac{500mm}{2} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,617 \cdot 420mm \right) \\ &\quad + 5326kN \cdot \frac{340mm}{2} + 5326kN \cdot \frac{340mm}{2} \\ &= 3745kNm\end{aligned}$$

### 3. punkt, Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

Bruddkriterium B:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= \varepsilon_{cu3} = 3,5 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_{s1} &= 0,0010\end{aligned}$$

Ny alfaverdi

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \\ &= \frac{3,5}{3,5 + 10} = 0,2593\end{aligned}$$

Strekraft i nedre armering

$$\begin{aligned}S_1 &= f_{yd} \cdot A_s \\ &= 434N/mm^2 \cdot 12272mm^2 = 5326kN\end{aligned}$$

Strekraft i øvre armering

$$\begin{aligned}\varepsilon'_s &= \frac{3,5}{\alpha \cdot d} \cdot (\alpha \cdot d - x) \\ &= \frac{3,5}{0,2593 \cdot 420mm} \cdot (0,2593 \cdot 420mm - 80mm) \\ &= 0,93 < 2,17 \\ \Rightarrow \sigma'_s &= E_s \cdot \varepsilon'_s \\ &= 2,0 \cdot 10^5 N/mm^2 \cdot 0,93 \cdot 10^{-3} = 188N/mm^2\end{aligned}$$

---

$$\begin{aligned} S_2 &= \sigma'_s \cdot A_s \\ &= 188N/mm^2 \cdot 12272mm^2 = 2307kN \end{aligned}$$

Trykkraft i betong

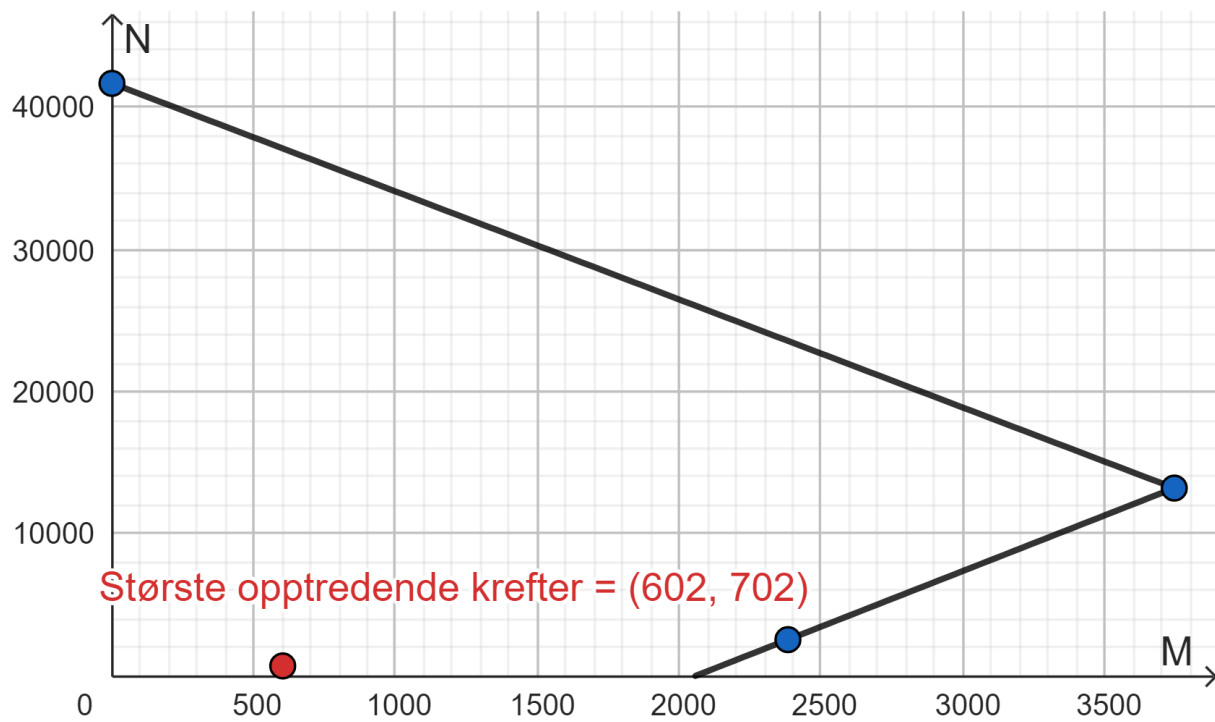
$$\begin{aligned} T_c &= 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \\ &= 0,8 \cdot 0,2593 \cdot 420mm \cdot 2500mm \cdot 25,5N/mm^2 = 5554kN \end{aligned}$$

Resultatkrefter

$$\begin{aligned} N_3 &= T_c + S_2 - S_1 \\ &= 5554kN + 2307kN - 5326kN = 2550kN \\ M_3 &= T_c \left( \frac{h}{2} - 0,5 \cdot \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot \frac{h'}{2} + S_2 \cdot \frac{h'}{2} \\ &= 5554kN \left( \frac{500mm}{2} - 0,5 \cdot 0,2593 \cdot 420mm \right) \\ &\quad + 5326kN \cdot \frac{340mm}{2} + 2307kN \cdot \frac{340mm}{2} \\ &= 2383kNm \end{aligned}$$

Punkter:

1. (0, 41691), 2. (3745, 13216), 3. (2383, 2550)



Figur 16: M-N-Diagram ytre søyle

---

### H.A.3 Skjærkraftkapasitet ytre søyle

$$V_{Ed} = 136,7kN$$

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

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1,5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$= \sqrt{\frac{200}{420mm}}$$

$$= 1,69 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

$$= \frac{12272mm^2}{2500mm \cdot 420mm}$$

$$= 0,012 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$= \frac{702,4 \cdot 10^3 N}{2500mm \cdot 500mm} = 0,56N/mm^2 < 5,1N/mm^2$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,69(100 \cdot 0,012 \cdot 45N/mm^2)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,56N/mm^2)$$

$$\cdot 2500mm \cdot 420mm$$

$$= 893kN$$

Uttrykk (6.3N) EK2:

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

$$= 0,035 \cdot 1,69^{3/2} \cdot 45^{1/2} = 0,52$$

Minsteverdi dimensjonerende kapasitet for skjærkraft

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$= (0,52 + 0,15 \cdot 0,56N/mm^2) \cdot 2500mm \cdot 420mm$$

$$= 634kN$$

---

Sjekker skjærtrykkkapasitet: [EK2 6.2.2 (6)]

$$\begin{aligned}V_{Rd,max} &= 0,5\nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \\ \nu_1 &= 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \\ &= 0,6 \left(1 - \frac{45}{250}\right) \\ &= 0,492 \\ V_{Rd,max} &= 0,5 \cdot 0,492 \cdot 25,5N/mm^2 \cdot 2500mm \cdot 420mm \\ &= 6586kN \gg V_{Ed}\end{aligned}$$

Kapasitet er større enn opp tredende krefter, trenger kun minimum skjærarmering.

#### H.A.4 Skjærarmering ytre søyle

Velger kamstål med 16mm diameter som minste skjærarmering.

$$\begin{aligned}A_{sw} &= 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16}{2}\right)^2 \\ &= 402,1mm^2\end{aligned}$$

Minimum skjærarmering søyle (9.2.2(5) EK2):

$$\begin{aligned}\frac{A_{sw}}{s} &> 0,1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b \\ &> 0,1 \cdot \frac{\sqrt{45}}{500} \cdot 2500mm \\ &> 3,354mm^2/mm \\ \Rightarrow s &< \frac{A_{sw}}{3,354mm^2/mm} \\ &< \frac{402,1mm^2}{3,354mm^2/mm} = 119,9mm\end{aligned}$$

Minstekrav ytre søyle:

$$\begin{aligned}s &< 0,6 \cdot h' = 0,6 \cdot (500mm - 80mm - 80mm) = 0,6 \cdot 340 \\ s &< 204mm\end{aligned}$$

Velger  $\phi 16s115$

---

### H.A.5 Tverrarmering ytre søyle

Velger  $\phi 12$  som i bruplate.

EK2 9.5.3(3)

$$\begin{aligned} S_{cl,max} &\leq \min\{20\phi ; h ; 400mm\} \\ \min &\leq \{500mm ; 500mm ; 400mm\} \\ &\leq 400mm \end{aligned}$$

Velger  $\phi 12s400mm$

### H.A.6 Aksialkraftkapasitet ytre søyle

Formelen er hentet fra 5.8.9 EK2.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \\ &= (2500mm \cdot 500mm - 12272mm^2) \cdot 25,5N/mm^2 + 12272mm^2 \cdot 434N/mm^2 \\ &= 60284kN \end{aligned}$$

## H.B Bruksgrensetilstand - SLS

### H.B.1 Rissviddekontroll av ytre søyle

$$\begin{aligned} b &= 1000mm \\ d &= 620mm \\ A_s &= 3950mm^2 \\ w_{max} &= 0,3 \quad [\text{EK2 NA. 7.3.1 Tabell (7.1N)}] \end{aligned}$$

[EK2 NA. 7.3.1 (5)]

$$\begin{aligned} k_c &= \left( \frac{C_{nom}}{C_{min.dur}} \right) = \left( \frac{55}{45} \right) = 1,22 \leq 1,3 \Rightarrow ok! \\ w_{max} &= 0,3 \cdot 1,22 = 0,366 \end{aligned}$$

---

Beregning av  $\alpha \cdot d$ :

$$\begin{aligned}\eta &= 5,56 \\ \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3950}{1000 \cdot 620} = 0,00637 \\ \alpha &= \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \\ &= \sqrt{(5,56 \cdot 0,00637)^2 + 2 \cdot 5,56 \cdot 0,00637} - 5,56 \cdot 0,00637 \\ &= 0,233 \\ \alpha d &= 0,233 \cdot 620 = 144,52\end{aligned}$$

Rissviddeavstand: [EK2 7.3.4 (7.11)]

$$\begin{aligned}k_3 &= 3,4 \\ c &= 55 \\ k_1 &= 0,8 \\ k_2 &= 0,5 \\ k_4 &= 0,425 \\ \phi &= 25\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{c,eff} &= \frac{b \cdot (700 - \alpha d)}{3} \\ &= \frac{1000 \cdot (700 - 144,52)}{3} = 185160 \text{ mm}^2 \\ \rho_{p,eff} &= \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{3950}{185160} = 0,02133 \\ S_r &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \\ &= 3,4 \cdot 55 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \left( \frac{25}{0,02133} \right) \\ &= 386,22 \text{ mm}\end{aligned}$$



---

Spenningsberegninger:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 601,5 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} I_c &= \left(\frac{\alpha^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \\ &= \left(\frac{0,233^2}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{0,233}{3}\right) \cdot 1000 \cdot 620^3 = 5,971 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

$$E_c = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_{II} = E_c \cdot I_c = 36 \cdot 10^3 \cdot 5,971 \cdot 10^9 = 2,150 \cdot 10^{14}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \cdot \left(\frac{M}{EI_{II}}\right) \cdot (1 - \alpha) \cdot d \\ &= 2 \cdot 10^5 \cdot \left(\frac{601,5 \cdot 10^6}{2,150 \cdot 10^{14}}\right) \cdot (1 - 0,233) \cdot 620 \\ &= 266,09 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Rissvidde:

[EK2 7.3.4 (7.9)]:

$$k_t = 0.4$$

$$\alpha_e = 5,56$$

$$f_{ct} = 3.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot \left(\frac{f_{ct}}{\rho_{p,eff}}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ &= \frac{\left(266,09 - 0,4 \cdot \left(\frac{3,8}{0,02133}\right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot 0,02133)\right)}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0,000932 \end{aligned}$$

---

[EK2 7.3.4 (7.8)]:

$$\begin{aligned}w_k &= S_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 386,22 \cdot 0,000932 \\ &= 0,360mm \leq w_{max} = 0,366mm \Rightarrow ok!\end{aligned}$$