



NTNU

Kunnskap for en bedre verden

Bacheloroppgave

IB303312 Bacheloroppgave

Dimensjonering av kjøpesenterbro

707, 723, 724

Totalt antall sider inkludert forsiden: 205

Innlevert Ålesund,

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. **Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.**

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen.	<input type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter NTNUs studieforskrift.	<input type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng:

Veileder:

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Fvl. §13](#))

Dato: 23.05.2016

TITTEL:

Dimensjonering av kjøpesenterbro

KANDIDATNUMMER(E):

707, 723, 724

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
23.05.2016	IB303312	Bacheloroppgave	
STUDIUM:		ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:
Bachelor i Ingeniørfag, Bygg Konstruksjon		107/7	

VEILEDERE

NTNU ÅLESUND: VEMUND ÅRSKOG

CONSTO NORDVEST AS: FRODE FRØYEN OG SØLVE GRIMSTAD

SAMMENDRAG:

Denne oppgaven handler om en fremtidig bro som skal knytte sammen kjøpesentrene på Amfi Moa i Ålesund.

Målet med oppgaven er å dimensjonere den bærende konstruksjonen i broen. I tillegg blir ulike materialer, løsninger og komponenter drøftet.

Broen er dimensjonert etter kravene i Statens Vegvesens håndbok N400, eurokodene og forskjellige norske standarder. Til beregninger har det både blitt brukt manuelle beregninger, og forskjellige programvare som FEM Design og EUROCODE express.

Det ferdige produktet viser en fagverksbro i stål, med hulldekker i både gulv og tak. Fagverkets knutepunkter er beregnet sveiset, og store deler fraktes i seksjoner. Dette åpner for montering rett fra bil, uten mellomlagring.

Andre løsninger er drøftet i teksten, og viser muligheten for blant annet trevirke i konstruksjonen.

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av studenter ved NTNU i Ålesund.

FORORD

I denne bacheloroppgaven har vi utarbeidet et forslag til hvordan vi vil konstruere en bro, som skal knytte kjøpesentrene på Amfi Moa i Ålesund sammen. Broen blir 62 meter lang og 10 meter bred, med muligheter for utsalgssted på broen. Vi håper at flere aktører knyttet til prosjektet kan ha glede av denne oppgaven.

Den fremtidige satsingen på Amfi Moa har fått stor omtale i media i den siste tiden. Det ser ut til at den videre utbyggingen vil starte om kort tid, og ser frem til at oppgaven vi har jobbet med blir realisert.

I forbindelse med oppgaven vil vi gjerne takke oppdragsgiver Consto Nordvest AS og veileder Vemund Årskog for samarbeidet. Vi vil også takke Statens Vegvesen og Valumin AS for interessen de viste angående oppgaven, og informasjonen de gav oss.

Stian Bøe, Eirik B. Folkedal og Olbjørn Lybergsvik.

Ålesund, Mai 2016

INNHold

SAMMENDRAG	6
TERMINOLOGI	7
SYMBOLER	7
FØRKORTELSER	10
1 INNLEDNING	11
BAKGRUNN	11
PROSJEKTETS HOVEDMÅLSETNING	11
PROBLEMSTILLING	11
AVGRENSNING	11
2 TEORETISK GRUNNLAG	12
2.1 FØRUTSETNINGER FOR PROSJEKTERING	12
2.1.1 <i>Plan- og bygningsloven</i>	12
2.1.2 <i>Kommuneplan og Reguleringsbestemmelser</i>	13
2.1.3 <i>Eurokoder og standarder</i>	14
2.1.4 <i>Statens vegvesens håndbøker</i>	15
2.1.5 <i>Tegningsgrunnlag</i>	16
2.1.6 <i>Grunnforhold / Fundament</i>	16
2.1.7 <i>Programvare</i>	17
2.2 BÆRESYSTEM VED BROTYPER	18
2.2.1 <i>Skråstagbro</i>	18
2.2.2 <i>Elementbro</i>	18
2.2.3 <i>Fagverksbroer</i>	18
2.3 KONSTRUKSJONSMATERIALER	19
2.3.1 <i>Betong</i>	19
2.3.2 <i>Stål</i>	20
2.3.3 <i>Tre</i>	23
2.4 KONSTRUKSJONSKOMPONENTER	24
2.4.1 <i>Søyler</i>	24
2.4.2 <i>Påkjøringsvern</i>	24
2.4.3 <i>Brolager</i>	25
2.4.4 <i>Dekkesystem</i>	26
2.4.5 <i>Forbindelser og knutepunkt</i>	27
2.4.6 <i>Yttervegg / Glass</i>	29
2.4.7 <i>Transport</i>	29
3 MATERIALER OG METODE	30
3.1 BÆRESYSTEMER	30
3.1.1 <i>Søyler</i>	30
3.1.2 <i>Påkjøringsvern</i>	31
3.1.3 <i>Dekketype</i>	31
3.1.4 <i>Tak</i>	33
3.1.5 <i>Forbindelser og knutepunkt</i>	35
3.2 YTTERVEGG / GLASS	36
3.3 ISOLASJON	36
3.3.1 <i>Dekke</i>	36

3.3.2	<i>Tak</i>	36
3.4	DATA	37
3.4.1	<i>Viktig grunnlag for prosjektering</i>	37
3.4.2	<i>Dimensjoneringskriterier</i>	42
3.4.3	<i>Lastforutsetninger (grunnverdier)</i>	44
3.4.4	<i>Egenlaster</i>	44
3.4.5	<i>Nyttelaster</i>	45
3.4.6	<i>Snølaster</i>	46
3.4.7	<i>Vindlaster</i>	47
3.4.8	<i>Påkjøringslaster</i>	49
3.4.9	<i>Bolteforbindelser</i>	50
3.5	BEREGNINGSMETODE	51
3.5.1	<i>Nyttelaster</i>	51
3.5.2	<i>Snølaster</i>	51
3.5.3	<i>Vindlaster</i>	52
3.5.4	<i>Påkjøringslast</i>	54
3.5.5	<i>Dimensjonering Stål – sveis, staver, over-, og undergurt</i>	55
3.5.6	<i>Bolteforbindelser</i>	59
3.5.7	<i>Søyledimensjonering</i>	61
4	RESULTATER	62
4.1	MANUELLE LASTBEREGNINGER	62
4.1.1	<i>Snølaster</i>	62
4.1.2	<i>Vindlaster</i>	63
4.1.3	<i>Påkjøringslast</i>	64
4.2	DIMENSJONERING STÅL – SVEIS, STAVER, OVER-, OG UNDERGURT	65
4.2.1	<i>Bolteforbindelser</i>	70
4.2.2	<i>Søyledimensjonering</i>	72
4.3	LASTBEREGNINGER GENERERT AV FEM-ANALYSE	73
4.3.1	<i>Lastgrupper</i>	73
4.3.2	<i>Inndata</i>	74
4.3.3	<i>Resultat</i>	77
5	DRØFTING	82
5.1	KONSTRUKSJONEN	82
5.2	ERFARING	85
6	KONKLUSJON	86
6.1	RESULTAT	86
6.2	VIDERE ARBEID	87
7	FIGURLISTE	88
8	TABELLISTE	89
9	FORMELLISTE	90
10	REFERANSER	92
	VEDLEGG	95

SAMMENDRAG

Denne oppgaven handler om en fremtidig bro som skal knytte sammen kjøpesentrene på Amfi Moa i Ålesund.

Målet med oppgaven er å dimensjonere den bærende konstruksjonen i broen. I tillegg blir ulike materialer, løsninger og komponenter drøftet.

Broen er dimensjonert etter kravene i Statens Vegvesens håndbok N400, eurokodene og forskjellige norske standarder. Til beregninger har det både blitt brukt manuelle beregninger, og forskjellige programvare som FEM Design og EUROCODE express.

Det ferdige produktet viser en fagverksbro i stål, med hulldekker i både gulv og tak. Fagverkets knutepunkter er beregnet sveiset, og store deler fraktes i seksjoner. Dette åpner for montering rett fra bil, uten mellomagring. Andre løsninger er drøftet i teksten, og viser muligheten for blant annet trevirke i konstruksjonen.

TERMINOLOGI

Symboler

§	Paragraf
a	a-mål
A_0	Basisareal
A	Areal
A	Tverrsnittsareal
A_b	Skruens skafttverrsnitt
A_c	Tverrsnittareal betong
A_{ref}	Referanseareal
A_n	Nettotverrsnitt
A_s	Tverrsnittareal armering
A_v	Skjærareal i gurt
B	Bredde
b	Bredde
b_{eff}	Effektiv bredde
$b_{e,p}$	Effektiv bredde ved gjennomlokking
C	Vindlastfaktor for broer
C_{f0}	Kraftfaktor for konstruksjoner eller bygningsdeler
C_{dir}	Retningsfaktor
C_e	Eksponeringsfaktor
C_f	Kraftfaktor
C_{season}	Årstidsfaktor
$C_s C_d$	Konstruksjonsfaktor
C_t	Termiskfaktor
cm	Centimeter
D	Diameter
d	Diameter skrue
d_0	Hulldiameter
d_{tot}	Total høyde på bro
E	E-modul
E_{cd}	Dimensjonerende E-modul betong
E_{cm}	E-modul betong
E_s	E-modul stål
e_1	Endeavstand
e_2	Kantavstand
F	Opptredende aksialkraft
$F_{b,Rd}$	Dimensjonerende kapasitet med hensyn på hullkanttrykket
$f_{c;d}$	Dimensjonerende materialfasthet betong
$f_{c;k}$	Karakteristisk materialfasthet betong
f_{\perp}	Resultantspenning normalt på sveis
F_d	Dimensjonerende last
F_{dx}	Horisontal statisk ekvivalent eller dynamisk støtkraft i kjøreretningen.
F_{dx}^a	Påkjøringslast før reduksjon
F_{gurt}	Påkjøringslast i gurt
$f_{s;d}$	Dimensjonerende materialfasthet stål
$f_{s;k}$	Karakteristisk materialfasthet stål
f_{ub}	Skruens strekkfasthet
f_u	Grunnmateriallets strekkfasthet

F_x	Horisontal last i x-retning
F_y	Horisontal last i y-retning
$f_{y,d}$	Dimensjonerende materialfasthet armering
$f_{y,k}$	Karakteristisk materialfasthet armering
$F_{v,Rd}$	Dimensjonerende kapasitet ved avskjæring
F_z	Vertikal last
$F_{w,z}$	Resultantkraft i z-retning (fra vind)
$F_{w,x}$	Resultantkraft i x-retning (fra vind)
h/H	Høyde stav
h	Høyde byggverk
I	Arealtreghetsmoment
i	Treghetsradius stål
I_c	Arealtreghetsmoment betong
I_s	Arealtreghetsmoment armering
k_1	Faktor som avhenger fasthetsklasse
k_2	Faktor som avhenger av aksialkraft og slankhet
K_c	Faktor for virkning av opprissing, kryp osv.
kN	Kilonewton
k_N	Beregning av kapasitet til stav i knutepunkt
K_s	Reduksjonsfaktor for stål
L	Lengde
L_k	Knekk lengde
L_s	Lengde på snødrivere / snøbelastet tak
L_{eff}	Effektiv lengde
m	Meter
M	Moment
M_{ed}	Moment, dimensjonerende
mm	Millimeter
MPa	Spenninger i megapascal
M_x	Moment om x-akse
M_y	Moment om y-akse
M_z	Moment om z-akse
N	Aksialkapasitet
n	Spenningsforhold for gurter
n	Antall armeringsstål
n	Relativ aksialkraft
p_1	Avstandskontroll 2 - avskjæringsforbindelser
p_2	Avstandskontroll 3 - avskjæringsforbindelser
$N_{0,Rd}$	Dim. Aksialkapasitet til gurt, for skjærbrudd i gurtvegg
$N_{i,Rd}$	Dim. Aksialkraftkapasitet for brudd i stegstavi knutepunkt
$N_{pl,Rd}$	Kapasitet for avskjæringsforbindelser
$N_{u,Rd}$	Kapasitet for avskjæringsforbindelser
N_{Rd}	Tverrsnittets dimensjonerende kapasitet
N_{Ed}	Dimensjonerende lastvirkning
$N_{E d,\perp}$	Dimensjonerende aksialkraft
Q_k	Karakterisk verdi av en variabel punktlast
W_y	Andreordens arealmoment
p_1	Hullavstand
p_2	Hullavstand
q	Påkjenning per lengdeenhet

q_b	Basisvindhastighetstrykk
$q_p(z)$	Vindhastighetstrykk
S	Senteravstand
S_A	Skjærspenningskoeffisient
S_k	Karakteristisk snølast for et geografisk område
t	Godstykkelse
t_{topp}	Godstykkelse
t_{vegg}	Godstykkelse
t_{bunn}	Godstykkelse
V_b	Basis vindhastighet
V_{ed}	Dimensjonerende skjærkraft
$v_{PL,Rd}$	Dim. Plastisk skjærkapasitet
\emptyset	Armeringsdiameter
α	Faktor for skjærareal gurt
α_d	Faktor bolter
β	Forholdet mellom stegstavens og gurtens midlere diameter eller midlere bredde
β	Gjennomlokking
β_w	Korrelasjonsfaktor
μ	Formfaktor for snølast
μ_w	Formfaktor for snølast som skyldes av vind
μ_s	Formfaktor for snø som skyldes ras fra høyereliggende tak
γ	Forhold mellom gurtbredde og veggtykkelse
γ_c	Materialfaktor betong
γ_m	Materialfaktor
γ_m	Materialfaktor stål
γ_{m2}	Materialkoeffisient
γ_s	Tyngdetetthet for snø
γ_s	Materialfaktor armering
γ_s	Partialfaktor for sidefriksjon
λ	Geometrisk slankhet
λ	Slankhetstall
ξ	Korrelasjonsfaktor
ρ	Lufttetthet
σ	Totalspenning
σ_j	Spenningskontroll i bruddgrensetilstand av jamføringsspenning
$\sigma_{ }$	Skjærspenning i sveisens lengderetning
σ_{Ed}	Dimensjonerende spenning
σ'	Effektivspenning
θ_i	Vinkel mellom stegstav og gurt
τ_{\perp}	Normalspenning og skjærspenning normalt på sveis
ψ_0	Faktor for kombinasjonsverdien av en variabel påvirkning, se tabell A.1.1 i NS 1990

Forkortelser

BKS	Reguleringsformål kjøpesenter
EC	Eurokode
PBL	Plan- og bygningsloven
TEK	Teknisk forskrift
ÅDT	Årsdøgntrafikk
KKR	Kvadratisk hulprofil (type)

1 INNLEDNING

Bakgrunn

Amfi Moa er et senter i vekst, som har et mål om å bli Norges største kjøpesenter. For å oppnå dette vil Amfi knytte sammen sentrene ved å bygge enda en gangbro.

Vi har skrevet oppgaven for Consto Nordvest, som har hatt flere av de tidligere byggetrinnene på Amfi Moa. De har blant annet hatt ansvar for utbyggingen av Brofestebygget, som blir koblingspunktet mellom gangbroen og Moa Øst.

Prosjektets hovedmålsetning

Målet med rapporten er å fremme et forslag til den bærende konstruksjonen for gangbroen. Vi vil videreutvikle den teoretiske kunnskapen vi har fra undervisningen for å få den nødvendige praktiske forståelsen for å lykkes i prosjektet. Vi har belyst forskjellige alternativer til material og utforming av broen.

Problemstilling

I denne rapporten vil vi først finne fram til relevante krav som er gjeldende for prosjektet. Deretter vil vi belyse alternativ til bæresystem og materialbruk i broen. Videre vil vi bygge på dette resultatet, og dimensjonere den bærende konstruksjonen. Nødvendige beregninger vil bli utført ved hjelp av avansert programvare og i kombinasjon med manuelle beregninger.

Avgrensning

Vi har valgt å avgrense oppgaven til dimensjonering og utforming av bæresystemet i broen. Fundamentering er ikke tatt med som en del av oppgaven, da dette blir for omfattende å inkludere i oppgaven med de tilgjengelige dataene vi har. Vi har på anbefaling heller ikke betraktet jordskjelv som en del av oppgaven. Vi har valgt å ikke gå veldig i dybden på bygningsfysikken, men har tatt med sentrale deler av dette.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Forutsetninger for prosjektering

Arealet som gangbroen skal prosjekteres inn under er regulert som kjøpesenter (BKS). Området ligger som en korridor over Moavegen i reguleringsplankartet. Dette området er i kommuneplanen omtalt som BKS 3. BKS 1 er det fremtidig planlagte bygget på vestsiden av vegen, mens BKS 2 er det nyoppførte bygget øst for vegen. Se vedlegg A. (1)

Oppgaven har ulike begrensninger og forutsetninger som må bli tatt hensyn til. Disse reguleringsbestemmelsene står beskrevet under pkt. 2.1.2.2 *Reguleringsbestemmelser til gangbroforbindelse BKS 3*. Der står det blant annet krav til frie høyder innvendig og utvendig. (1)

Det er lagt opp til at det skal være mulig å bygge enda et tunnelløp vest for eksisterende tunell. Denne vil komme under broen og det må derfor tas hensyn til dette. Plasseringen av søyler og fundament må ikke komme i konflikt med tunellplanene. (1)

Både med tanke på tunell og vegen over, vil krav fra Statens Vegvesen være vesentlig for prosjekteringen og dimensjoneringen.

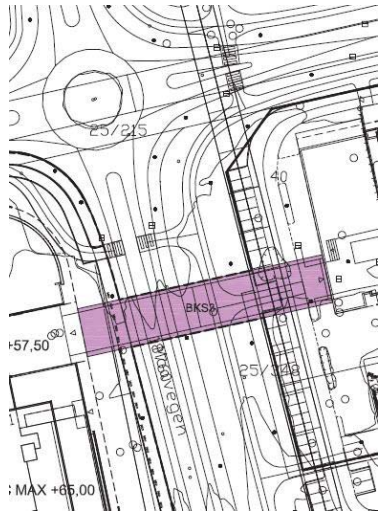
2.1.1 Plan- og bygningsloven

Den mest sentrale loven for forvaltning og arealbruk i Norge er plan og bygningsloven. Denne loven er såkalt sektorovergripende. Loven gjelder i utgangspunktet for alle virksomheter og byggeprosjekter. Likevel er det noen unntak for denne loven, som for eksempel offentlige veianlegg og vannkraftverk.

Formålet med plan og bygningsloven er å fremme en bærekraftig utvikling for den enkelte, samfunnet og fremtidige generasjoner. Loven bidrar til å koordinere planleggingen av statlige, regionale og kommunale oppgaver og skaper et grunnlag for bruk og vern av ressurser. (2)

2.1.2 Kommuneplan og Reguleringsbestemmelser

2.1.2.1 Kommuneplan



Kommuneplanen viser til at utbyggingen vil skje i 3 etapper. Brofestebygget utgjør første del av utbyggingen. Videre vil rivning av Stokkebygget og nybygging skje i andre etappe. Siste del av denne utbyggingen, er den nye gangbroen. (1)

Gangbroen er et viktig arkitektonisk element i den totale gjennomføringen. Bestemmelsene som er utarbeidet setter derfor krav knyttet til utformingen, og vil derfor være sentrale i prosjekteringen. (1)

Figur 1 Reguleringsområde BKS 3

2.1.2.2 Reguleringsbestemmelser til gangbroforbindelse BKS 3

I henhold til reguleringsbestemmelsene §4 gangbroforbindelse, skal det være minimum fem meter fri høyde over vegbanen. Selve utformingen av gangbroen må utarbeides etter Statens vegvesen retningslinjer som gjelder for broer. Glassfasaden skal gi et avdempende inntrykk, samtidig med at fasaden skal fremstå helhetlig. Trafikken skal ikke bli sjenert av innvendig eller utvendig belysning. (1)

Reguleringsbestemmelsen sier at broen skal være nøytral i utforming og ikke forstyrrende for øvrig trafikk. Den skal tilfredsstillende krav for dimensjonering av fotgjengertrafikk, og ha en bredde på 10m. Høyden mellom gulv tak, skal tilsvare en etasje i bygget. I tillegg til å være felles gangareal skal broen ha servering og mindre salgsarealer. (1)

Det stilles krav til utformingen av lokaler til forretningsvirksomhet på gangbroen. Dette er for at hele broen skal sees åpen innefra og ut, og utenfra og inn. Glassfasaden skal ikke bli forstyrret av innvendige delevegger, eller andre former for igjentetting. Det er ikke tillatt med reklame som bevisst rettes mot utsiden. (1)

Sikringssonen rundt tunnelen skal ha en utstrekning på 20m i alle retninger fra tunnelprofilet. I følge reguleringsbestemmelsene §5 samferdselsanlegg og teknisk infrastruktur, skal det godkjennes av vegeier før igangsetting av arbeid ved tunnelen. (1)

2.1.3 Eurokoder og standarder

De tekniske kravene til prosjektering og dimensjonering finnes i Norsk standard (NS). Dette er hjemlet i loven og forskriftene. Eurokodene har til hensikt å standardisere dimensjoneringsmetoder i Europa, og gjelder i en rekke land. Det må også tas hensyn til egne nasjonale tillegg for Norge.

Det er brukt følgende eurokoder i denne oppgaven:

<p>Eurokode 0 NS-EN 1990:2002+NA:2008 NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010</p>	<p>Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner Endringsblad AMD1:2005(E)</p>
<p>Eurokode 1 NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 NS-EN 1991-2:2003/AC:2010</p>	<p>Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer Rettelsesblad AC – Del 2: Trafikklast på bruer</p>
<p>Eurokode 2 NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008</p>	<p>Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.</p>
<p>Eurokode 3 NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 NS-EN 1993-1-1:2005/NA:2008/AC:2010 NS-EN 1993-2:2006+NA:2009 NS-EN 1993-2:2006/AC:2009</p>	<p>Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Rettelsesblad AC - Nasjonalt tillegg NA</p> <p>Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 2: Bruer Rettelsesblad AC - Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 2: Bruer</p>
<p>Eurokode 5 NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 NS-EN 1995-2:2004+NA:2010</p>	<p>Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Rettelsesblad AC – Nasjonalt tillegg NA</p> <p>Eurokode 3: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer Rettelsesblad AC – Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer</p>

Tabell 1 Eurokoder og standarder

2.1.4 Statens vegvesens håndbøker

Statens Vegvesen har utarbeidet en rekke håndbøker. Bøkene er fargekodet etter klassifisering. Fargene beskriver om de er retningslinje, veileder eller normal. Brua går over Fv111 Moavegen og E39 Moatunellen. Derfor må kravene fra disse håndbøkene oppfylles på lik linje med eurokodene.

SV Håndbok N101: (normal)	<p>Rekkverk og vegens sideområder</p> <p>Denne rekkverksnormalen inneholder generelle retningslinjer for valg og oppsetting av rekkverk. Den omhandler alt fra vegrekkverk, brurekkverk, støtputer og overganger mellom disse til faste sidehindre, samt rekkverk for gående. (3)</p>
SV Håndbok N400: (normal)	<p>Bruprosjektering</p> <p>Denne håndboken er gjeldende for både bærende konstruksjoner i vegnettet, men også bruer og andre bærende konstruksjoner over eller langs det offentlige vegnettet. Kravene i denne håndboken må følges (4)</p>
SV Håndbok R762: (retningslinje)	<p>Prosesskode 2 - Standard beskrivelse for bruer og kaier</p> <p>Prosesskodene til statens vegvesen utgjør standardtekster til bruk i entreprisekontrakter, og brukes til styring av prosjektgjennomføringen (5)</p>

Tabell 2 Statens Vegvesen håndbøker

2.1.5 Tegningsgrunnlag

Tegningsgrunnlaget er fra Slyngstad Aamlid arkitekter og snitt utarbeidet av Høyer Finseth. Herifra henter vi innvendig kote for tak- og gulvhøyde. Disse plantegningene viser dagssituasjon med eksisterende bygg og tunell, samt fremtidig tunnellop. Se vedlegg B.

Dimensjoner

Gangbro	Kote	Meter
Høyde veg	41,18	
Høyde gulv	46,92	
Lysåpning mellom vei og bro		Minimum 5,0m
Bredde bro		10,0m
Høyde bro		Tilsvare 1.etg i senteret
Lengde bro		62,0m
Areal		620 m ²

Tabell 3 Dimensjoner

I henhold til plantegningene ligger vegen på kote 41,18. Nåværende bygg har en innvendig gulvhøyde på kote 46,92. Vi dimensjonerer broen med hensikt å treffe med samme gulvhøyde. I reguleringsbestemmelsene er kravet om fri lysåpning mellom veg og bro 5 meter, dette gir en tilgjengelig høyde i gulvet på 74 cm. Det forutsettes at brotilløpet på nybygget kommer på en tilsvarende høyde.

I følge reguleringsplanen fra kommunen er det planlagt at broen får en dimensjonerende bredde lik 10 meter. Det er bestemt i reguleringsbestemmelsen (Punkt 2.1.2.2), og at høyden fra tak til gulv skal tilsvare en etasje i vedliggende bygg. I følge tegningsgrunnlaget tilsvare høyden fra tak til gulv 3 meter.

2.1.5.1 Søyleplassering

Ved søyleplassering er det tatt utgangspunkt i tegningsgrunnlaget fra Høyer Finseth og samtaler med Statens Vegvesen. Plasseringen tar hensyn til nåværende og en eventuell fremtidig tunell. Søylen vil bli plassert på akse 7m, 31m og 55m fra Brofestebygget.

2.1.6 Grunnforhold / Fundament

Fundamentering er ikke en del av oppgaven. Vi går ut i fra gode grunnforhold med stabile betongfundament i aksene 1, 2 og 3.

Forberedelse for utvidelse av ny tunnel under Moa

I oppgaven går vi ikke mer inn på enn å belyse selve utgravingen av tunnelen ved E39 til to løp. Det er medtatt å bruke spuntvegger ved akse 1 og 2. Dette fungerer som forberedelse til utgraving. Det må derfor utredes løsninger og detaljer med Statens Vegvesen.

2.1.7 Programvare

Autocad

Autocad vil bli brukt til tegninger produsert under prosjektet.

Fem-design

FEM Design en dimensjoneringsprogramvare som bygger på «Finite Element Method». Dette er en metode mye brukt i dimensjoneringsprogramvarer. Metoden gjør kort fortalt tilnærminger av partielle differensialligninger, og gjør det mulig å få gode resultater i en dataanalyse av en konstruksjon.

ECexpress

Med BETONexpress kan man enkelt designe strukturelle elementer av armert betong. Dimensjoneringen er i henholdt til Eurocodene. Programmets CAD modus genererer automatisk detaljerte tegninger av struktur og armeringen.

2.2 Bæresystem ved brotyper

2.2.1 Skråstagbro

Denne brotypen tåler sterke krefter fra vind og jordskjelv. Kraftfordelingen i broen vil gi strekk i stag og trykk mot tårnene.

Tårnene tar store aksiale trykkrefter, men også vridningsmomenter i sterk vind. Dette vil kreve solide og kostbare fundament. Allikevel får tårnet eller tårnene god støtte fra vaiere, og kan med dette være slanke.



Figur 2 Skråstagbro Moa (36)

2.2.2 Elementbro

Dette er bruer som bruker prefabrikkerte, ofte av standardiserte betong- eller stålbejelker. Elementbruer kan utføres på mange forskjellige måter, men har i de senere år fått lav status når en skal bedømme de estetiske kvalitetene. Det er en enkel bru med god linjeføring. Betongtverrsnittet ved en slik bru krever en del gulvhøyde for å være gjennomførbart.



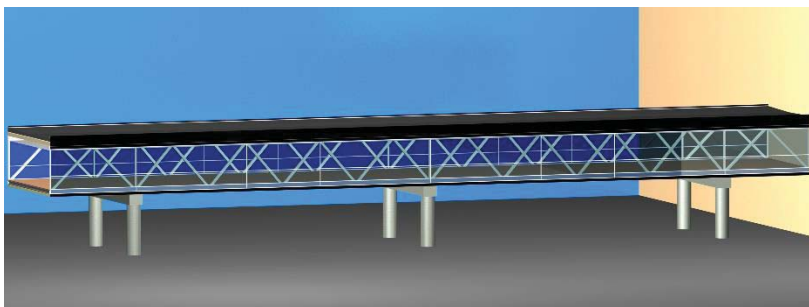
Figur 3 Elementbro (37)

2.2.3 Fagverksbroer

Fagverksbroer er satt sammen av over og undergurt med staver mellom. Overgurt og undergurt tar trykk- og strekkrefter. Skjærkreftene blir overført som trykk- og strekkrefter i staven. Hvilket av stavene som tar trykk- og strekkrefter, kommer an på plassering og hvordan disse står i forhold til hverandre. Med dette oppnår man lave momenter og skjærkrefter i enkeltkomponenter.

I fagverk er det ikke nødvendig å ha momentstive ledd. Det kan være bundet sammen leddet med bolter, spikerplater for trefagverk, eller sveiste i stålkonstruksjoner. Eksempler på fagverk er blant annet takstoler, byggekraner, høgspentmaster og gitterbejelker.

Fagverk kan bære store laster i forhold til egenvekt. Det er mye brukt i broer i både stål og limtre med lange spenn. (6)



Figur 4 Illustrasjon av fagverksbro (Egenprodusert)

2.3 Konstruksjonsmaterialer

2.3.1 Betong

Generelt

I dag er betong et av våre aller viktigste byggematerialer og blir brukt i både plaststøpte konstruksjoner og prefabrikkerte elementer som f.eks. i broer, tunneller, petroleumsplattformer og bygninger. De ulike konstruksjonene har ulik grad av påkjenning, både belastnings- og miljømessig. Det vil også kreve god kunnskap for å konstruere, komponere og utstøpe betongen riktig i de ulike tilfellene. (7)

Ved riktig sammensetning og utforming får konstruksjonen høy styrke, god bestandighet og god brannmotstand. Egenskapene til betongen har gjort den til en av de dominerende materialene innenfor byggeindustrien. (7)

Betong består av tilslag, sement, tilsetningsstoffer og vann. Den er i utgangspunktet en mer eller mindre flytende masse, som støpes i forskalinger. Sementen reagerer kjemisk med vannet slik at massen stivner og oppnår høy styrke. (7)

Betong i seg selv tar ikke opp store skjær- og strekkrefter. Det må derfor støpes inn armering i betongen. Armert betong er et fleksibelt og allsidig materiale med stor fleksibilitet og styrke. Betong har lang levetid, og krever lite vedlikehold.

Oppbygning

Tilslag

60-70% av innholdet i betongen er tilslag. Dette er i hovedsak sand, grus og stein. For at tilslaget skal være ideelt i betongen må det ha en god fordeling av forskjellige kornstørrelser og ha en rundest mulig overflate. (7)

Sement

Sementen er bindemiddelet i betong. Sementen består av kalk og råmaterialer bestående av silisiumoksid, aluminiumoksid og jernoksid. Sementens hovedmateriale er kalkstein, men kan også inneholde blant annet leireskifer og sandstein. Råmaterialene blandes godt sammen, og varmes opp til 1400-1500°C i roterende ovner. Deretter males det til et fint pulver, og 3-5% gips eller mindre mengder jernsulfat og flyveaske tilsettes. (7) (8)

Tilsetningsstoffer

Det finnes flere tilsetningsstoffene som kan påvirke egenskapen til betongen. Disse er akselererende, plastiserende, retarderende, injeksjon stoffer og luftilførende middel (APRIL). Ved valg av betong i konstruksjonen, kan det være aktuelt å bruke flere av disse.

Armering

Strekkstyrken til betongen er svært lav, derfor må det legges inn armering som tar opp disse strekkstyrkene i betongen. Armeringen tar opp omtrent alle strekkrefter i betongen. Den tar også store deler av skjærkreftene og armeringen hindrer riss og svinn under herding. Trykkarmering blir brukt dersom betongen ikke er sterk nok alene. Vi skiller stort sett mellom tre typer armering: Slakk-, spenn- og fiberarmering. (9)

Plasstøpt- og Prefabrikkert betong

Ved bruk av betong skilles det somregel mellom plasstøpt- og prefabrikkert betong. Plasstøpt betong menes med at betongen blir støpt i forskalingsformer på byggeplassen. Mens prefabrikkert betong støpes etter kundens ønske på fabrikk. Prisgrunnlaget for disse formene for betong er noe forskjellig.

	Plasstøpt betong	Prefabrikkert betong
Dekke	1250 kr/m ²	600 kr/m ²
Vegg	1550 kr/m ²	1500 kr/m ²
Søyler	1500 kr/m	3000 kr/m

Figur 5 Prisgrunnlag prefabrikkert- og plasstøpt betong – 2014 (9)

Ut i fra tabellen kan vi lese prisgrunnlaget for betongmaterialet. Arbeid som legges ned på byggeplass er ikke regnet med i denne tabellen. Her ser vi at betongdekke og betongvegger oftest vil bli billigere prefabrikkert. For søyler er det ikke sikkert prefabrikkert vil lønne seg.

2.3.2 Stål

Generelt

Stålet kan brukes til de fleste formål, og finnes i mange varianter og kvaliteter. Stål er også et dyrt materiale. Derfor er det viktig å utnytte kvalitetsegenskapene til stålet. Prismessig er stål kilovare, og dermed viktig å optimalisere konstruksjonen med tanke på dette.

For å velge riktig ståltipe må man prioritere hvilken egenskap som er viktigst. Man kan da velge mellom forskjellige bestandigheter med tanke på sveisbarhet, slitasje, styrke, varmemotstand og korrosjon. Derfor er det viktig å kunne ha grunnleggende kjennskap til forskjellige ståltyper. (10)

Stål som konstruksjonsmateriale

Stål har gode styrkeegenskaper, og er et materiale som egner seg godt over større spennvidder. Fleksibiliteten i stålet gjør det til et gunstig materiale med tanke på bruksområde. Egenskapene til stål gjør det konkurransedyktig mot betong, trevirke, og andre materialtyper.

Det stilles i dag store krav til varmearbeider på byggeplass. Derfor er det gunstig å få prefabrikkerte elementer istedenfor å sveise på stedet.

Ved for store brannpåkjenninger vil stålet drastisk få svekket bæreevnen. Det har som regel store laster som skal fordeles videre. Materialet har krav til brannmotstand, og må dimensjoneres for dette i henhold til gjeldende regler og standarder. Dette løses ofte med brannisolerende materialer på overflaten

Bart stål må behandles, både med tanke på korrosjon og brann. For korrosjon kan forskjellige overflatebehandlinger som galvanisering eller maling brukes. For brann brukes enten brannbeskyttende maling eller isolasjon (11).

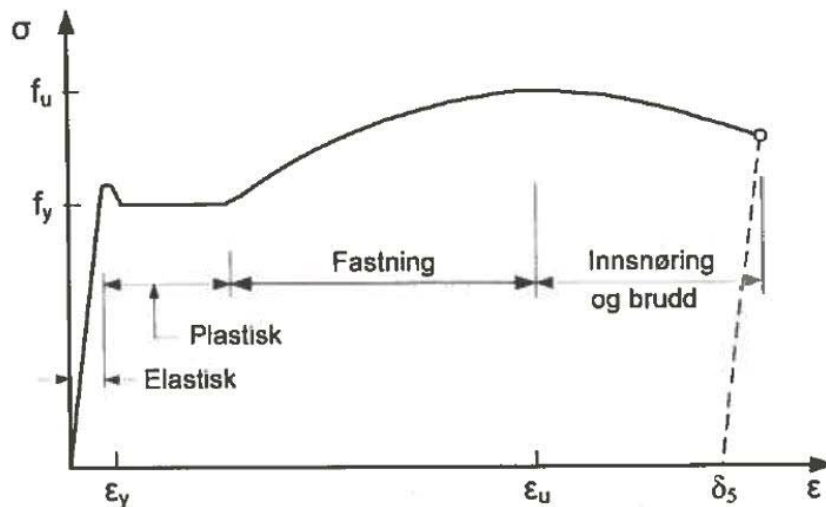
Egenskaper

Egenskapene til stålet avhenger av den kjemiske sammensetningen og varmebehandlingen det blir utsatt for. For 30 år siden var konstruksjonsstål svakere enn i dag. Flytespenningen (f_y) lå oftest på 235 MPa, i dag er det vanlig med f_y på mellom 355 og 460 MPa. (12)

Konstruksjonsstålets metallurgiske og mekaniske egenskaper er gitt i standardene:

- NS-EN 10025 del (ulegerte konstruksjonsstål) (12)
- NS-EN 10025 del 3 (normaliserte finkornstål) (12)
- NS-EN 10025 del 4 (termo-mekanisk valsede finkornstål) (12)

Disse NS-EN 10025 standardene for konstruksjonsstål beskriver det maksimale innholdet av karbon.



Figur 6 Arbeidskurve og definisjon av materialparametre, (12)

De viktigste materialparameterne er Flytespenningen f_y , strekkfastheten (bruddspenningen) f_u , og bruddforlengelsen δ_5 . Hvorfor disse er viktig er illustrert i figuren over, og står beskrevet under i tillegg til noen flere viktige parametre. (12)

Viktige parametre som er med å påvirke egenskapene til stålet er blant annet flytegrensen. Flytegrensen gir indikasjoner på når stålet kan få deformasjoner. Før materialet får brudd kommer materialet opp i maks spenning (bruddspenning). Denne spenningen blir også kalt strekkfasthet. Når materialet blir utsatt for brudd får det en forlengelse. Bruddforlengelsen må kontrolleres mot opprinnelig lengde. Stålets motstandsevne mot ytre slitasje, slik at det ikke blir sprøtt kalles hardhet.

Materialets seighet er evnen det har til å deformere seg uten at det gir brudd. Siste leddet i prosessen er varmebehandlingen. Denne behandlingen er et ledd i en prosess som til slutt bestemmer bruksområdet. Den kjemiske sammensetningen får stålet i smelteovnen. Videre avhenger egenskapene av hvilken behandling stålet får under herdingen, for å få det ønskede resultatet til det ferdige produktet. (10), (13)

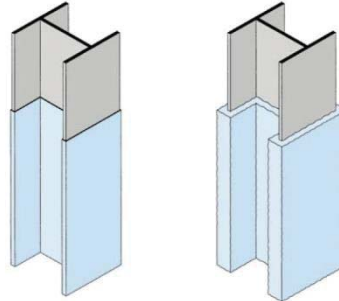
Brannsikring

Ved 500°C vil stålet miste omtrent 50% av sin fasthet. Ubehandlede stålkonstruksjoner vil normalt ikke ha en høyere brannmotstand enn 10 til 15 minutter. Brannbeskyttelsen har som formål å forsinke oppvarmingen av stålet. (14)

Brannbeskyttende maling

Der stålprofiler er synlige, kan det brukes brannbeskyttende maling. Malingen sveller opp under brann og danner et 30-50mm tykt isolerende skum på stålprofilen.

Malingen begynner å svulle ved 200°C. Varmeledningsevnen til skummet er svært lav og dette hindrer temperaturstigningen i stålet. Ved høyere temperaturer vil skummet forkulle. Isoleringsevnen holder opp mot en temperatur på 900°C.



Figur 7 Brannmaling før (venstre) og etter (høyre) brann

2.3.3 Tre

Generelt

Trehusbebyggelse har lang tradisjon i Norge, og er fortsatt det mest utbredte materialet i småhus. Dette skyldes en lang byggetradisjon og god tilgang på materiale. I nyere tid har limtre blitt vanligere i større byggverk. Det er blant annet mange bruer rundt om i landet som i dag er utført i limtre.

Fremstilling

Treverk er miljøvennlig så lenge det hentes ut ifra bæredyktig skog. Treet i seg selv er CO₂-nøytralt. Det binder karbon under vekst, og nesten hele treet kan utnyttes. Det som ikke blir konstruksjonsvirke kan for eksempel bearbeides til plater. Mot slutten av konstruksjonens levetid gir massivtre en enkel kildesortering. Utslippene ved bruk av tre vil i stor grad komme av transport og produksjon. (15)

Trevirkets styrkeegenskaper varierer sterkt med fiberretningen. Materialet er sterkest for bøyning, og for trykk i fiberretningen. Derimot er det svakest for strekk på tvers av fibre.

Kvister, sprekker og andre svakheter gjør at styrkeegenskapene blir noe redusert i forhold til områder med kun parallelle tre fibre. Limtre består av flere sammenlimte lag. Det medfører at kvist og skader får mindre utslag på den totale bæreevnen.

Egenskaper

Limtre kan være sterkere enn både betong og stål i forhold til vekten. I følge Moelven limtre har treverk med et fuktinnhold på 12%, en vekt på rundt 470 kg/m³. (6) Limtre i klassen GL 28C har blant annet bøyefasthet på 28 N/mm² og tar i fiberretningen et trykk på 24,5 N/mm².

Limtre har bedre brannmotstand en betong og stål. Etter at limtreet er antent, vil det dannes et forkullet lag ytterst som isolerer mot varmen. «Kjernen» vil fortsatt inneholde vann som først må fordampe og trenge ut før forkulling fortsetter videre innover i materialet. Forkulling vil foregå med en konstant hastighet på ca. 0,7 mm/min (6)

Den termiske utvidelsen for trevirke er meget lav i forhold til stål. Utvidelsen vil være på 0,005mm/(m*K) i fiberretningen, konstruksjonsstål har omtrent dobbelt så stor utvidelse. Fuktbevegelsen vil være noe større, aksialt er denne på ca. 0,01% og ca. 0,25% langs årringene (tangentielt). (6)

Produsenter opplyser om at det er mulig å levere bjelker på opptil 32 meters lengde og 2 meters høyde. Fagverk kan leveres med lengde på opptil 110 meter. Det er derfor transporten som setter de største grensene for hvor lange spenn som kan leveres ferdig fra fabrikk. (6)

2.4 Konstruksjonskomponenter

2.4.1 Søyler

Prefabrikkerte søyler

Ved prefabrikasjon blir betongelementene produsert som byggeklosser på en fabrikk og montert sammen på byggeplass. Sirkulære søyler blir som regel støpt stående, og skøytet ved hver etasje. Kantede søyler støpes liggende og kan derfor gå over flere etasjer. De prefabrikkerte elementene blir produsert etter kundens mål og spesifikasjoner. (16)

Plasstøpte søyler

Plasstøpt betong blir støpt i forskalingsformer på byggeplassen. Arbeid på byggeplassen er mer omfattende enn ved bruk av prefabrikkerte søyler. (17)

Stålsøyler

Stålfirmaer leverer stålsøyler av valseprofiler fra smelteverk. Innfestingene til søylene er enkle å montere. De tilbyr standardiserte eller spesialoppsveiste profiler som kan passe til prosjektet. (18)

Bjelke

Mellom bro søylene kan det bli montert en bjelke. Bjelken vil være med på å skape en stivere konstruksjon. Utformingen av bjelken vil være avhengig av materialet og byggemetode i søylene.

2.4.2 Påkjøringsvern

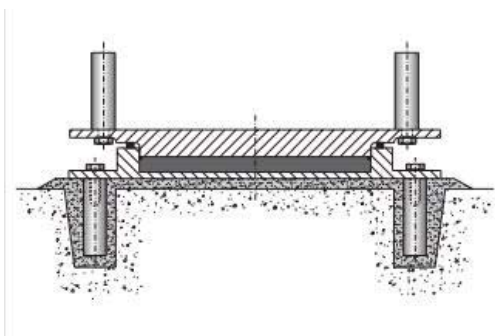
Ut i fra Statens Vegvesens håndbok N101 stilles det krav til rekkverk eller støtpute ved påkjørselsfarlige sidehindre. Hva som velges som løsning bli avgjørende for påkjøringskrefter i søylene.

2.4.3 Brolager

Brolagrene vi har sett på er brolager som hovedsakelig benyttes i sammenheng med vei- og jernbanebroer i stål og betong. Brolagrene er beregnet å kunne ta opp store belastninger og bevegelser som oppstår.

Fastlager

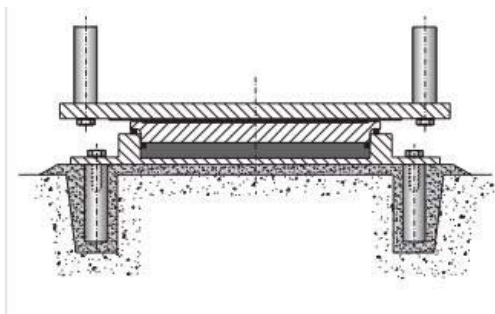
Fastlageret er oppbygd med to lagerplater som blir forankret i konstruksjonen. I betong kan forankringsbolter støpes inn i konstruksjonen. I stålet blir lagrene skrudd fast med bolter. I mellomrommet mellom lagerplatene er det lagt en gummiplate eller lignende. Denne tillater en rotasjon av lageret. Den øvre og nedre lagerplaten er utformet slik at lagerplatene er låst for horisontale bevegelser. (19)



Figur 8 Fastlager (19)

Allsidig bevegelig lager

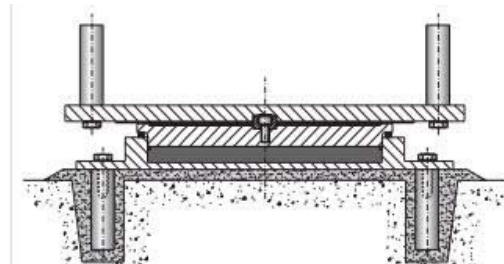
Over- og underplatene festes til vedliggende konstruksjonselementer på samme måte som ved fastlageret. De nederste lagerplatene blir utformet som et fast lager, mens den horisontale glidningen oppnås mellom den midterste og øvre platen. (19)



Figur 9 Allsidig bevegelig lager (19)

Ensidig bevegelige brolager

Dette lageret er bygget opp på samme måte som det allsidig bevegelige lageret. Men dette lageret er den midterste platen utstyrt med en styrekile som hindrer bevegelse sideveis. (19)



Figur 10 Ensidig bevegelig brolager (18)

2.4.4 Dekkesystem

Forskalingsplater

Forskalingsplater eller montasjedekker, er prefabrikkerte dekkeforskalinger som støpes sammen med en påstøp på byggeplassen. Hovedarmeringen er innstøpt i elementet, mens fordelingsarmering, skjøtearmering og topparmeringen legges inn i påstøpen. Man slipper også å rive forskaling etter støping.

Platetykkelsen før påstøp er 40-90 mm. Elementene leveres vanligvis i bredder på 1,2 meter eller 2,4 meter. Armeringen bærer forskalingen, men det vil være nødvendig med montasjestøtter under støping om spennet er over 5 meter.

Det kan legges inn isolasjon i deler av påstøpen, slik at det etableres ribber i konstruksjonen. Dette gir en lav egenvekt i forhold til bæreevnen. (16)

Hulldekker

Hulldekker er mye brukt som etasjeskillere og dekker. Forspente hulldekker har stor spennvidde i forhold til byggehøyden. Dekkene har normalt en bredde på 1,2 meter og leveres med høyde på 200-500 mm. For å oppnå stiv skive vil en påstøp være nødvendig. (16)

Ribbeplater

DT-elementer (dobbel T-elementer) er forspente, T-formede elementer med spennvidder opp mot 24 meter, høyde fra 200-900 mm og bredde på 2.4 meter.

Variasjoner av disse elementene, som for eksempel de smalere DU-elementene kan også være et alternativ. DU-elementer med redusert bredde vil ha en omtrent omvendt proporsjonal bæreevne i forhold til DT-elementer. DU med bredde på 1200 mm, vil da ha omtrent den doble bæreevnen i forhold til et DT-element men bredde 2400 mm. (16)

Påstøp er også nødvendig for denne elementtypen for å få stiv skive.

Stålplatetak

Profilerte plater av korrugert stål som brukes til takkonstruksjoner, er et alternativ om det ønskes et lett taksystem. Platene isoleres på toppen med XPS. Takfallet bygges også opp med isolasjonen.

Monteringen går forholdsvis raskt. Om det kreves stiv skive, kan dette avstives med skråstag under dekket. (20)

Lette taksystem

Lett-tak er et taksystem som er mye brukt i større bygg. Elementene er prefabrikkerte og raske å montere. Systemet er bygd opp med en kombinasjon av treverk og stålprofiler. Elementene er i seg selv en komplett klimakonstruksjon, som krever lite etterarbeid. Kombinasjonen av treverk og stål gir ifølge produsenten et lavt utslipp. Dette systemet er sannsynligvis det letteste av de som er sett på i oppgaven, med en egenlast på omtrent $0,5\text{kN/m}^2$. Løsningen for å oppnå stiv skive vil være lik som for stålplatetak. (21)

Dekkesystem tre

Dekke av tre kan utføres med massivtre, limtre, eller en kombinasjon av dette. Treelement vil ha god sikkerhet mot knekking, da det dimensjonerende vanligvis blir nedbøyningen.

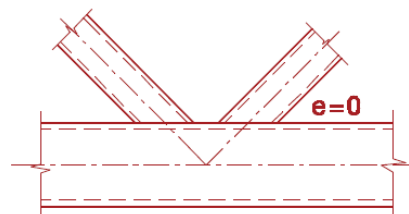
Økonomisk er massivtre normalt dyrere en konkurrerende produkter. Massivtre kan gi en del besparelser med tanke på vekt, som igjen kan føre til billigere fundamentering. (22)

2.4.5 Forbindelser og knutepunkt

Skal man bryte ned fagverk og hvordan det er sammensatt, må man se på knutepunktene.

Knutepunkter er en ansamling av staver som møtes i et system som vist på figur 11 til høyre.

Ser man på en stav som leddet, vil en kunne si at den kun tar aksialkrefter. Sekundære bøyemomenter kan oppstå i stavene fra eksentrisitet i knutepunkt eller laster. For å unngå eksentrisitet i konstruksjonsdelene må stagene som festes sammen, festes mot et felles punkt på nøytralaksene til alle delene, som vist på figuren. (12)



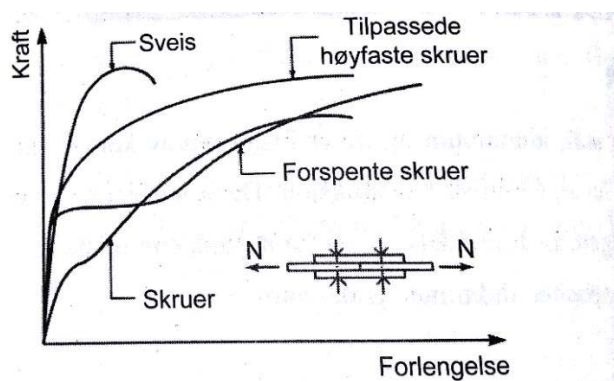
Figur 11 Knutepunkter og forbindelser (18)

Konstruksjonskomponenter i stål, aluminium og treverk må sammenføres for å kunne bli en helhetlig konstruksjon. Dermed har utformingen og dimensjoneringen av knutepunktene og forbindelsene stor betydning for kapasiteten, duktiliteten og økonomien for konstruksjonen.

Selve innfestningen av knutepunktene foregår som oftest ved bolte- eller sveiseforbindelser. Ved bolteforbindelser oppnås et fullverdig ledd. Dette gir ikke spenninger. Ved sveising i slike forbindelser skal det brukes enten kilsveis, eller buttsveis. (23)

Ved treforbindelser i knutepunkt bruker en innslissede stålplater og stavdybler. Disse forbindelsene krever liten plass, og er lite synlige. (22)

Figuren under viser forholdet mellom tøyningen i sveis og forskjellige bolteforbindelser. Ut ifra figuren ser man at sveisede forbindelser er mindre fleksible enn bolteforbindelser.



Figur 12 Styrke og duktilitet av forbindelser

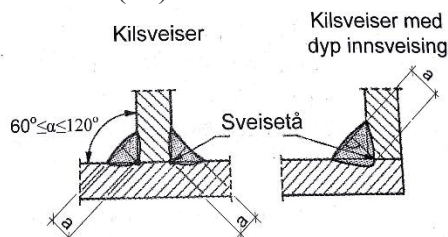
Sveis

Kilsveis og buttsveis er de sveiseforbindelsene som oftest brukes ved sveising av plater og elementer. Ved rette platekanter brukes som oftest en kilsveis. Buttsveisen krever en spesiell fugetilskjæring, dette for å sørge for å få en full gjennomsvøising. Sveisen blir dimensjonert etter NS-EN-1993-1-8. (24)

Kilsveis

En kilsveis er en sveiseforbindelse mellom stålelementer der delene danner en vinkel og sveisen ligger mellom. (25)

Dimensjonen til kilsveisen er gitt med et a -mål. Det definerer høyden i den største trekanten som kan innskrives mellom sveisens overflate og dens sidekanter, målt vinkelrett på overflaten. (12)



Figur 13 Definisjon av a -mål

Buttsveis

Ved elementer som ligger «butt i butt», brukes en buttsveis som sveiseforbindelse. Dersom buttsveisen ikke har full penetrering må denne håndteres med en kilsveis med full gjennomsvøising. A -målet skal ikke settes større enn dokumentert penetreringsdybde som er oppnådd.

Bolter

Vi har i prinsippet to typer skrueforbindelser som har to ulike virkemåter. Avskjæring- og friksjonsforbindelse.

I Avskjæringsforbindelsen blir kraften ført fra den ene ståldelen til skruen og videre fra bolten til den andre ståldelen. Her er den mekaniske styrken til bolten og hullkanten avgjørende.

I friksjonsforbindelsen ved at kraften føres direkte over fra ståldel til ståldel ved hjelp av en bolt som presser stålskivene sammen. Friksjonen mellom disse platene vil være avgjørende. Bolteneforbindelsen blir dimensjonert etter NS-EN 1993-1-8. (11)

2.4.6 Yttervegg / Glass

Vindus-glass kan fås i alle slags fasonger med ulike egenskaper. Dette er for å dekke et bredt spekter til et stort bruksområde. Behovet de ulike målgruppene gjenspeiler seg i valg av egenskapene glasset får. Vindusvalg avhenger også veldig av arkitektonisk utforming i forhold til nyere bygg. Det skal stå i stil, og harmonere med resten av bygget.

Egenskapene til vinduet varierer mye. Er målet å ha et lavt strømforbruk, trenger man vinduer med lav U-verdi. Varmeinnslippet kan også reguleres med rett type glass. Det er blant annet mulig med støydempende-, selvrensende- og støtsikre glass.

Klassifiseringen av personsikkerhetsrutene går ut på å forhindre personskade. Dette gjøres ved å sørge for at glasset forblir intakt (laminert glassrute) som følge av sammenstøt. Det kan også oppstå et trygt brudd (herdet glassrute) som følge av sammenstøt.

Glasset som vi vil gå videre med på er bygd opp med isolerte og brede aluminiumprofiler. Falsen den plasseres i er beregnet for 2-lags og 3-lags isolerglass. Utformingen på profilet gir stabilitet mot den dimensjonerte lasten. (26)

2.4.7 Transport

De vanligste transportmetodene for bygningskomponenter i Norge er bil, tog og båt. Eventuelt kan en kombinasjon av dette benyttes.

Transport med bil er den vanligste metoden å frakte byggematerialer på. Når man transporterer materialer direkte fra fabrikk til byggeplass, slipper man omlastning. Dette fører til at biltransport er den billigste metoden for kortere avstander. (16)

En begrensning med biltransport er den totale lengden på motorvognen med henger og last. Et vogntog skal ikke være lengre enn 19,5 meter, høyere en 4 meter og bredere en 2.55 meter. Det gis normalt sett dispensasjon av vegvesenet for vogntog opp til 22 meter med bredde opp mot 3.3 meter. Største tillatte totalvekt er 50 tonn. Dispensasjon over disse begrensningene kan også innvilges. (16)

Jernbanetransport er godt egnet ved større avstander. Nærmeste jernbanestasjon til Ålesund er Åndalsnes, som er ca. 100 km fra byggeplassen. Det er nødvendig å foreta deler av transporten med bil. Togtransporten i seg selv er ganske trygg og skånsom, men småskader kan lett oppstå under omlastningen. (16)

Båttransport er et godt alternativ over lengre avstander. Langs kysten ligger forholdene ofte til rette for denne transportmetoden, og kan være en økonomisk metode. Lastsikring og god planlegging er viktig ved båttransport. (16)

I likhet med tog, vil også båttransport kreve omlastning. Omlastingen fra båt kan gjøres mye nærmere byggeplass enn for tog. Biltransporten vil da bli betydelig kortere. Dette kan derfor være et godt alternativ dersom det skal transporteres elementer med lange lengder.

3 MATERIALER OG METODE

Prosjekteringen er utført i henhold til Norske Standarder, Eurocoder og byggeteknisk forskrift.

Etter gjennomgang med Consto Nordvest AS, måtte vi tidlig i prosjekteringen ta utgangspunkt i tegningsgrunnlaget fra Slyngstad Aamlid arkitekter og Høyer Finseth. Dette ga føringer og retningslinjer til videre prosjektering.

Ut i fra reguleringsplanen er det begrensningene ved utforming av broen. Med dette kan skråstagbro som tidligere er blitt brukt mellom Moa Syd og Stormoa utelukkes. Det ble gjort en grovberegning ved å bruk av I-profil i betong. Dette tverrsnittet blir overarmert og holder ikke kravene til armering.

3.1 Bæresystemer

3.1.1 Søyler

Broen vil være en del av et sammenhengende kjøpesenter. Her vil det estetiske og byggherres innspill utgjøre en stor rolle for utforming. Kostnad og tidsbruk vil være en avgjørende faktor i prosjektet. Man kan blant annet ikke stenge veien over lengre tid.

På toppen av søylene kan det legges inn en bjelke for å skape et rammesystem. Dette vil bli stivere enn med enkeltstående søyler. Utførelse og valg av bjelke vil være sammenhengende med valg av søyler.

Prefabrikkerte søyler

Bruk av prefabrikkerte søyler vil være tidsbesparende for prosjektet. Prefabrikkerte elementer blir levert og monteres raskt sammen på byggeplass. Disse elementene leveres som regel etter «just in time» prinsippet, der elementene blir montert direkte fra lastebilen. Det er dermed ikke nødvendig med mellomagring. På den andre siden er kostnaden større ved prefabrikkerte søyler enn ved å plasstøpe søyler. (17)

Plasstøpte søyler

Ved å velge plasstøpte søyler vil man unngå synlige støpeskjøter. Søylene blir da støpt som en helhetlig konstruksjon. Plasstøpte søyler krever mer arbeidstimer enn prefabrikkerte søyler. Prisen er derimot omtrent den halve av prefabrikkerte søyler, så lenge arbeid ikke er medregnet. (17)

Stålsøyler

Stålsøyler passer bedre til letter komponenter. I dette prosjektet vil ikke stålsøyler skape en estetisk sammenheng med vedliggende bygg. Ved valg av stålsøyler må man velge standardiserte produkt fra leverandør. Søylene leveres under samme prinsipp som prefabrikkerte betongsøyler.

3.1.2 Påkjøringsvern

Påkjøringsvern utformes i henhold til Statens Vegvesens håndbok N101 – Rekkverk og vegens sideområder.

I følge Statens Vegvesens vegkart har E136 en årsdøgntrafikk (ÅDT) på 12800. Fra figuren under ser vi at verdien for ÅDT over 12000 kun gjelder for nye vegger. Dermed kan verdien for ÅDT 4000 – 12000 brukes. Dette gir en sikkerhetsavstand på 4 meter. Brosøylene må da sikres med støtpute eller rekkverk.

ÅDT	Fartsgrense (km/t)			
	50*	60**	70 og 80	≥90
0-1500	2,5 m	3 m	5 m	6 m
1500-4000	3 m	4 m	6 m	7 m
4000-12000	4 m	5 m	7 m	8 m
>12000	5 m***	6 m***	8 m***	10 m***

* For gater og vegger med fartsgrense 50 km/t eller lavere, i byområder og tettsteder, gjelder Tabell 2.2 kun for følgende forhold:

- Der det er krav til rekkverk på fyllinger/fallende terreng og stup iht. Tabell 2.6 og Tabell 2.7
- Tunnelmunning og innvendig tunnelhvelv som stikker ut fra tunnelveggen, og som har en farlig utforming
- Veg eller gang- og sykkelveg som krysser under vegen
- Jernbane eller T-bane som krysser under eller ligger parallelt med vegen
- Lekeplasser, barnehager og skolegårder
- Spesielle anlegg som drivstoffanlegg og vannreservoarer.

** Trær i alleer som står innenfor sikkerhetsavstanden på vegger med fartsgrense ≤ 60km/t, kan etter nærmere vurdering stå i den ytre halvparten av sikkerhetsavstanden.

*** Gjelder bare for nye vegger. For eksisterende veg benyttes verdier for ÅDT 4000-12000.

Figur 14 Krav til sikkerhetsavstand (A) langs en veg, basert på ÅDT og fart (N101) Tabell 2.2

3.1.3 Dekketype

I denne oppgaven er det redegjort for flere muligheter for dekketyper til broen. Det er lagt vekt på kort og enkel montering, noe som kan være kostnadsbesparende.

Hulldekke

Hulldekke er elementer som ofte brukes som dekke på konstruksjoner. På den ene siden vil hulldekkene ha en enkel og kort monterings tid, på den andre siden vil valg av hulldekke føre til en tyngre konstruksjon enn ved bruk av treverk. Hulldekker er ofte konkurransedyktige med tanke på pris i forhold til andre alternativer. (16)

Massivtre

Det er mulig å bruke treelementer som dekke i broen. Dette vil gi en miljøgevinst for prosjektet. Treelementer har god sikkerhet mot knekking og tåler store påkjenninger i forhold til vekten. Ved bruk av massivtre kan innfestingen til gurtene bli mer krevende, da konstruksjonen krever stiv skive og sidevegsstabilisering av gurtene. (22)

Andre betongelement

Det er også blitt vurdert DT-elementer og I-bjelker. Slike elementer vil bygge langt høyere enn hva som er til disposisjon. Dersom elementene skal brukes, er alternativet å senke vegen under. Dette vil føre til en prisøkning og kan være problematisk med tanke på tunnelen som ligger under. Det vil også gi konstruksjonen et annet arkitektonisk preg grunnet det høye dekket. (16)

Forskalingselement

Et annet alternativ for dekke kan være forskalingselementer. Disse elementene vil kreve samme logistikk som ved bruk av hulldekker, med understøtte før støping. Denne metoden vil skape en stiv konstruksjon på lik linje med hulldekket, men vil kreve mer arbeid før støping. Dette vil føre til en lengre og krevende montering. Med disse elementene kan man skreddersy tykkelsen, men det er naturlig å tro at en massiv betongkonstruksjon vil ha en større tyngde enn hulldekke.

3.1.4 Tak

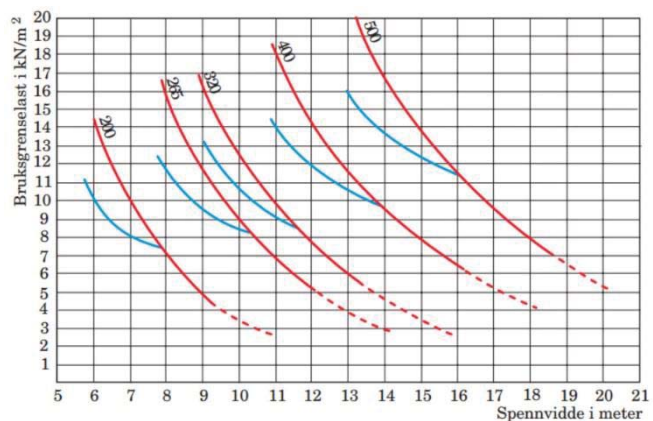
Ved valg av tak står vi ovenfor en annen problematikk ved valg av gulv. Taket vil ha en større påkjenning grunnet snølasten.

Lett-tak

Siden elementene er laget på fabrikk fører dette til rask montering på byggeplass og man unngår lagring av elementene. Et slik tak vil ikke gi en avstiving av konstruksjonen, derfor må det avstives på annen måte. Dette kan gjøres med å bruke stag mellom konstruksjonskomponentene.

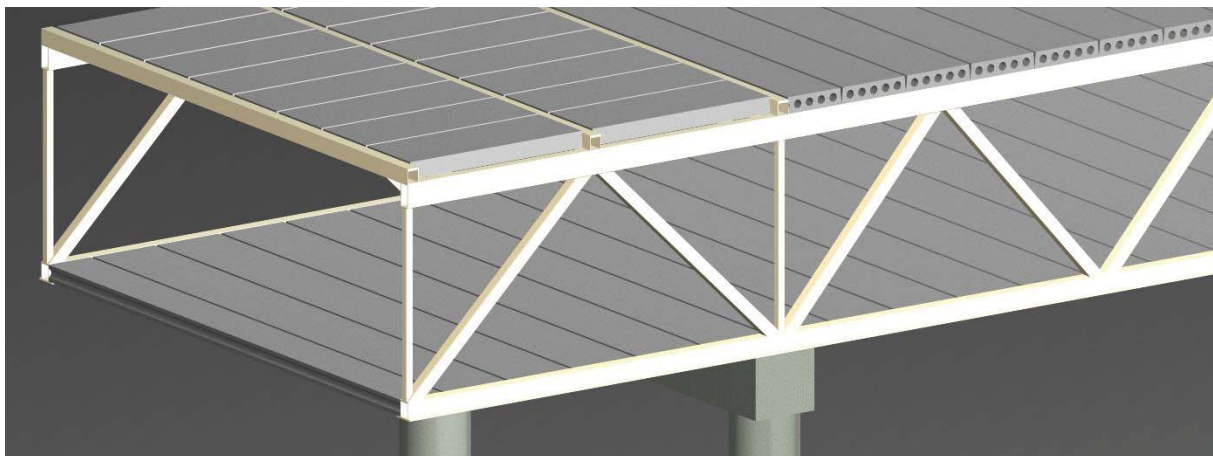
Hulldekke

For at et hulldekke skal fungere som en stiv skive i et tak må det støpes en påstøp. I likhet med lett-tak blir hulldekker produsert på fabrikk og man unngår dermed mellomlagring. Ved bruk av hulldekke, vil konstruksjonen få en høy brannsikkerhet med tanke på spredning til vedliggende bebyggelse .



Figur 15 Orienterende bæreevne for hulldekker -
Betongelementboken Bind A, Del 2

På feltene som er 7 meter fra endene på broen, vil hulldekkene bli lagt langs broens lengde, med et spenn på 3,5 meter. Dette grunnet stor snølast ved en eventuell fonning. Videre vil hulldekkene bli lagt langs broens bredde med en spennvidde på 9.7 meter. Ut i fra Figur 15 vil begge spennene komme innenfor kravet til broen.

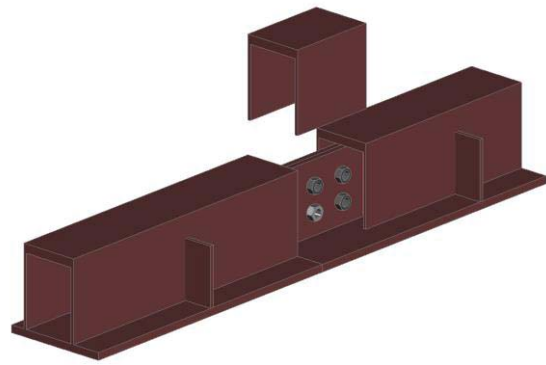


Figur 16 Illustrasjon av hulldekke på fagverk (Egenprodusert)

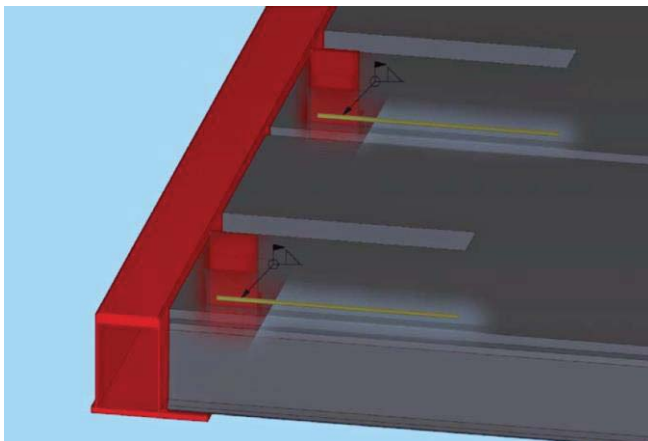
Gurter

Undergurten må ta opp en stor normalkraft. Normalkraftskapasiteten avhenger av arealet til stålet. Dette justeres med platetykkelsen i profilet. I undergurt legges det til en flens på utsiden for å forenkle monteringen til glassfasaden.

For å unngå unødvendige torsjonskrefter i gurtene støper vi sammen hulldekker og gurter. Før støping må midlertidige understøtter og stag monteres for å stabilisere konstruksjonen, til støpen er sterk nok.

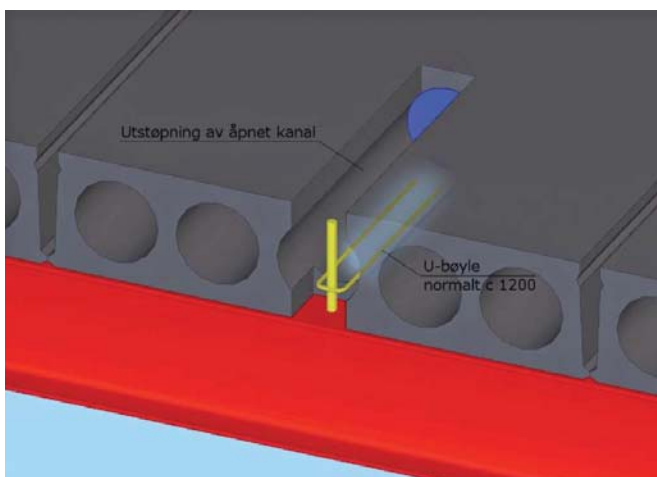


Figur 17 Undergurt med skjøt (Egenprodusert)



Figur 18 Dekke på gurt (15) (19)

Undergurten er utformet med plater for hver 1,2 meter, som på figur 18. Her skal armeringen sveises fast. Midterste kanalen i hvert hulldekke meisles opp, for så å armeres og bli støpt igjen med betong.



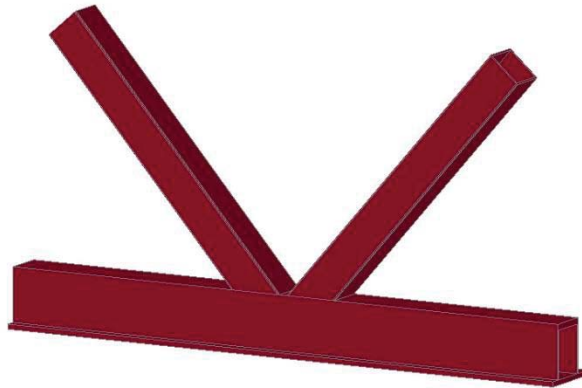
Figur 19 Dette bildet illustrerer hulldekker som hviler på overgurten. (15) (19)

For hulldekker som hviler på overgurten, brukes en lignende løsning. Som forankring er det en dybel istedenfor en plate.

Påstøpen på 5 cm gir stiv skive, samtidig som den avretter gulvet før flislegging.

3.1.5 Forbindelser og knutepunkt

I denne oppgaven har vi valgt å se på mulighetene for bruk av bolt og sveis i knutepunktene. Fra *Figur 11*, i *kapittel 2.4.5*, fremgår det at skjøtene har forskjellige stivheter med de ulike forbindingsmidlene. Sveiser har som regel stor stivhet frem til maksimum last mens friksjonsbolter har liten stivhet inntil glidning gir kontakt mellom bolten og hullkanten i grunnmaterialet. Men fortsatt er stivheten mindre enn ved en sveiset skjøt. Ut i fra figuren på side 27, ser man at sveiser har lavere duktilitet enn bolter, og kan ha kommet til brudd lenge før boltene har nådd sin kapasitet. Derfor må ikke bolter og sveiser kombineres.



Figur 20 Sveiset knutepunkt (Egenprodusert)

3.2 Yttervegg / Glass

Etter møte med prosjektleder Rune Tomren i Valumin AS, ble vi mer bevisst på løsninger knyttet til vindusproblematikken. For å forenkle monteringen kom vi med et forslag om å ha en ekstra flens i undergurten. Vekten fra glassfasaden blir overført til flensen i undergurten.

Dimensjonene på glasset tilsvarer et ytterlag på 12 mm og det innerste laget vil bli på 5 mm. Dette vil da tilsvare en total vekt på undergurten på ca. 150 kg/m (1,5 kN/m). Dette er viktig for dimensjoneringen, og blir brukt videre.

Med tanke på en eventuell påkjøring vil det ytterste glasslaget bli laminert. Dette vil gi en ekstra sikkerhet for forbrukerne av og rundt broen, om en ulykke skulle oppstå. Et ekstra horisontalt rammeprofilet vil bli montert med en meters høyde fra gulvplanet. Det vil gi en følelse av trygghet for brukerne, slik at de ikke føler de kan falle av broen.

3.3 Isolasjon

Kravene til isolasjon og u-verdier blir hentet teknisk forskrift.

3.3.1 Dekke

For å forhindre kuldebroer i konstruksjonen, må det påføres med isolasjon. Vi mener det mest ideelle vil være å isolere under broen. Ved å plassere isolasjonen på undersiden av konstruksjonen eliminerer vi de største kuldebroene i broen. Viss isolasjonen legges innvendig så vil undergurt være en kuldebro.

Innvendig gulvhøyde i broen må treffe gulvet i vedliggende bygg. Dersom isolasjon legges innvendig, blir hulldekke og undergurt laveste punkt i broen. Ved å isteden isolere under, blir isolasjonen det laveste punktet. Dekke og undergurt blir da hevet for å møte innvendig gulv. Vi kan dermed si at dette skaper en ekstra sikkerhet ved påkjøring, ved at det blir større klaring mellom veg og bærende konstruksjon.

3.3.2 Tak

Isolasjonen vil bli lagt oppå dekket. Takfallet blir bygd opp ved hjelp av isolasjon, med nedløp på midten. Taktekking er et eget fagfelt, derfor har vi ikke gått i dybden på dette.

3.4 Data

Isolasjon

Bygningsdelene må tilfredstille kravene til TEK 10. (27)

Bygningsdel	Krav (W/m^2K)
Tak	$\leq 0,18$
Gulv	$\leq 0,18$
Vegger	$\leq 0,22$

Tabell 4 U-verdier

3.4.1 Viktig grunnlag for prosjektering

Prosjekt	Gangbro Moa syd og øst
Fylke	Møre og romsdal
Byggekommune	Ålesund
Type bygg/konstruksjon	Gangbro med fagverk i stål og med mellomliggende brobane
Spennvidde:	Søylene plasseres etter 3 akser: Akse 1: 7m fra bygg Akse 2: 31m fra bygg Akse 3: 55m fra bygg
Gangbredde mellom fagverk	9,3m
Konstruksjonsmateriale	Galvanisert stål, S355
Brodekke	Hulldekke 265mm med 50mm påstøp
Fundamentering	Plasstøpte landkar på stålkjernepeler til fjell
Tiltaksklasse	3 ihht. Veileder til SAK10, §9.4
Konsekvensklasse / pålitelighetsklasse	3 ihht. Håndbok N400, NS-EN1990, Tab B1 og tabell NA.A1(901)

Tabell 5 Generell informasjon om prosjektet

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Figur 21 Definisjon av konsekvensklasse: NS-EN 1990, Tabell B1

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebru			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentere, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Fiskerihavner og -anlegg	(x)	x		
Landbruksbygg	x	(x)		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

Figur 22 Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler: NS-EN 1990, Tabell NA.A1 (901)

Prosjekterings-kontrollklasser	Betegnelse	Anbefalte minstekrav for kontroll av beregninger, tegninger og spesifikasjoner
DSL3 knyttet til RC3	Utvidet kontroll	Kontroll ved tredjepart: Kontroll utført av en annen organisasjon enn den som har foretatt prosjekteringen.
DSL2 knyttet til RC2	Normal kontroll	Kontroll ved andre personer enn dem som opprinnelig hadde ansvaret, og i henhold til organisasjonens prosedyrer.
DSL1 knyttet til RC1	Normal kontroll	Egenkontroll: Kontroll utført av personen som har utført prosjekteringen.

Figur 23 Prosjekteringskontrollnivåer (DSL): NS-EN 1990, Tabell B4

Pålitelighetsklasse (CC/RC)	Kontrollklasse
1	B (begrenset)
2	N (normal)
3	U (utvidet)
4	Skal spesifiseres

Figur 24 Krav til graden av prosjekteringskontroll og graden av utførelseskontroll "kontrollklasse" hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse: NS-EN 1990, Tabell NA.A1 (902)

Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Prosjektering			Utførelse		
	Grunn- leggende kontroll (DSL 1) ¹⁾	Kollega- kontroll (DSL 2) ¹⁾	Uavh. eller utvidet kontroll (DSL 3) ^{1), 2)}	Basis kontroll (IL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (IL 2) ¹⁾	Uavhengig kontroll (IL 3) ¹⁾
B	kreves	kreves ikke	kreves ikke	kreves	kreves ikke	kreves ikke
N ³⁾	kreves	kreves	kreves ikke	kreves	kreves	kreves ikke ³⁾
U	kreves	kreves	kreves	kreves	kreves	Kreves ⁴⁾

¹⁾ Se punktene B4 og B5 (informativ tillegg B) for parallelle betegnelser og bestemmelser, DSL og IL.
²⁾ DSL 3 kan utføres enten som uavhengig prosjekteringskontroll eller som utvidet kollegakontroll.
³⁾ For de deler der det benyttes materialer eller metoder som gjør at bæreevnen er særlig avhengig av utførelsen, slik som; høyfast stål (S355 eller høyere), høyfast betong (B 55 eller høyere), sveisesoner i utmattingspåkjennte konstruksjoner, konstruksjonsdeler med etteroppspent armering, samt i eventuelle energiabsorberende soner i seismisk påkjennte konstruksjoner (se NS-EN 1998-1) utføres og kontrolleres arbeidene i overensstemmelse med kravene for klasse U (utvidet kontroll).
⁴⁾ Ved prefabrikkerte produkter som skal beregnes i overensstemmelse med eurokodene, kan forutsetningen om uavhengig kontroll av utførelsen ansees tilfredsstillt dersom produktet er produsert i henhold til en harmonisert standard og underlagt samsvarskontroll under en sertifiseringsordning, med et ekstra kontrollelement ivare tatt internt for eksempel av egen prosjekteringsavdeling.

Figur 25 Krav til kontrollform ved prosjektering og ved utførelsen avhengig av kontrollklasse: NS-EN 1990, Tabell NA.A1 (903)

Kategorier	Kriterier
SC1	<ul style="list-style-type: none"> Konstruksjoner og komponenter som bare er dimensjonert for kvasi-statiske påvirkninger (eksempel: bygninger) Konstruksjoner og komponenter der forbindelsene er dimensjonert for seismiske påvirkninger i områder med lav seismisk aktivitet og i DCL* Konstruksjoner og komponenter dimensjonert for utmattingspåvirkninger fra kraner (klasse S₀)**
SC2	<ul style="list-style-type: none"> Konstruksjoner og komponenter dimensjonert for utmattingspåvirkninger etter NS-EN 1993 (eksempler: bruer for vei og jernbane, kraner (klasse S₁ til S₉)**, konstruksjoner utsatt for vibrasjoner induisert av vind, menneskemengder eller roterende maskineri) Konstruksjoner og komponenter der forbindelsene er dimensjonert for seismiske påvirkninger i områder med middels eller høy seismisk aktivitet og i DCM* og DCH*

* DCL, DCM, DCH: duktilitetsklasser etter NS-EN 1998-1
** For klassifisering av utmattingspåvirkninger på kraner, se NS-EN 1991-3 og NS-EN 13001-1

Figur 26 Foreslåtte kriterier for brukskategorier: NS-E 1090-2, Tabell B.1, Tillegg B

Konsekvensklasser		CC1		CC2		CC3	
Brukscategorier		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Produksjonskategorier	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 ^a	EXC3 ^a
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 ^a	EXC4

^a EXC4 bør benyttes for spesielle konstruksjoner eller konstruksjoner der konsekvensene av et brudd er ekstreme, alt etter krav i nasjonale bestemmelser.

Figur 27 Foreslåtte kriterier for produksjonskategorier: NS-EN 1090-2, Tabell B.2, Tillegg B

Kategorier	Kriterier
PC1	<ul style="list-style-type: none"> Ikke-sveiste komponenter tilvirket av enhver stålsort Sveiste komponenter tilvirket av stålsorter lavere enn S355
PC2	<ul style="list-style-type: none"> Sveiste komponenter tilvirket av stålsorter fra S355 og oppover Komponenter som er avgjørende for konstruksjonens integritet, og som settes sammen ved sveising på byggeplassen Komponenter som tilvirknes ved varmforming eller som varmebehandles under tilvirking Komponenter av fagverk av sirkulære hulprofiler (CHS) som krever profilskjæring av enden

Figur 28 Anbefalt matrise for bestemmelse av utførelsesklasse: NS-EN 1090-2, Tabell B.3, Tillegg B

EXC1	<i>Ingen formelle krav (i egen interesse bør verkstedet avklare avtaleforhold)</i>
EXC2	<i>Grunnleggende krav, planlegging anbefalt Forenklinger i dokumentasjon og sporbarhet Kvalitetsplan kun dersom det forlanges av prosjektet</i>
EXC3	<i>Strengt krav. Planlegging krevet. Kravgjennomgang krevet Økende krav til dokumentasjon & sporbarhet for materialer Kvalitetsplan kun dersom det forlanges av prosjektet</i>
EXC4	<i>Strengt krav. Planlegging krevet. Kravgjennomgang krevet Kvalitetsplan kun dersom det forlanges av prosjektet men oppfølging og dokumentasjon kreves i alle ledd</i>

Figur 29 Anbefalt planer og kvalitetsdokumentasjon: NS-EN 1090-2, Tillegg B

EXC1	<i>Lave formelle krav, ref. Part 4 NB: Kvalifiserte sveisere er uansett en forutsetning for alle EXC</i>
EXC2	<i>Moderate krav, ref. Part 3 Sveiseprosedyrer skal være kvalifisert og godkjent</i>
EXC3	<i>Strengt krav, ref. Part 2 Sveiseprosedyrer skal være kvalifisert og godkjent Tilsettmaterialer for sveising skal være testet</i>
EXC4	<i>Strengt krav, ref. Part 2 Sveiseprosedyrer skal være kvalifisert og godkjent Tilsettmaterialer for sveising skal være testet</i>

Figur 30 Anbefalt sveisetekniske krav: NS-EN ISO 3834

EXC1	Ingen krav
EXC2	Tykkelsesavhengige krav: IWS for $t < 25$ mm IWT for $t > 25$ mm og IWE for $t > 50$ mm
EXC3	Tykkelsesavhengige krav: IWT for $t < 25$ mm og IWE for $t > 25$ mm
EXC4	Omfattende krav: IWE for alle godstykkelser

NB : Tykkelseskravene gjelder ikke for fot- eller endeplater

Figur 31 Anbefalt krav til koordinering av sveisearbeider: NS-EN ISO 14731

EXC1	Quality level	D	(for alle feiltyper)
EXC2	Quality level	C	(generelt)
	Quality level	D	(for enkelte overflatefeil)
EXC3	Quality level	B	(for alle feiltyper)
EXC4	Quality level	B+	(for alle feiltyper)
			(overraskende mye vekt på små volumetriske feil)

Typiske verdier for noen feiltyper i buttsveis, når $t=20$ mm

QL \ Feiltype:	Kantsår mm	Overhøyde mm	Porrer mm	Slagg mm	LoF mm	Misalignment mm
D	4,0	< 10	$\phi < 5$	4	4	5
C	2,0	< 7	$\phi < 4$	3	n.acc.	3
B	1,0	< 5	$\phi < 3$	2	n.acc.	2
B+	n.acc.	< 5	$\phi < 2$	1	n.acc.	1
NS 3464	2,0 (korte)	< 5	$\phi < 3$	3	n.acc.	3
M-101 (A)	0,5	< 3	$\phi < 5$	5	$l \leq 20$	3

Figur 32 Anbefalt akseptkriterier for sveisefeil: NS-EN 1090-2

3.4.2 Dimensjoneringskriterier

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1)			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt \leq 30kN og høyst 8 seter utenom førersete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt \leq 160kN på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,2 ¹⁾
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 ¹⁾	0,2 ¹⁾	0 ¹⁾
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0 ¹⁾
¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter			

Figur 33 Verdier for ψ -faktorer for bygninger: NS-EN 1990, Tabell NA.A.1.

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:
 $\gamma_{G,sup} = 1,35$;
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$;
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\xi = 0,89$;
(I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_{G,sup} = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{G,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_G og γ_Q og modellens usikkerhetsfaktor $\gamma_{\delta d}$. En verdi for $\gamma_{\delta d}$ som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Figur 34 Dimensjonerende verdier for laster i vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner: NS-EN 1990, Tabell NA A1.2(B)

(1) Unless second order analysis is carried out using the imperfections given in 5.3.2, the stability of uniform members subject to axial compression and bending in the plane of buckling should be checked in accordance with section 6.3.3 or 6.3.4 of EN 1993-1-1.

NOTE: As a simplification to equation (6.61) in 6.3.3 of EN 1993-1-1 the following condition may be used:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + \frac{C_{mi,o} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed})}{\gamma_{M1} M_{y,Rk}} \leq 0,9 \quad (6.9)$$

where N_{Ed} is the design value of the compression force;
 $M_{y,Ed}$ is the design value of the maximum moment about the y-y axis of the member obtained from first order analysis without considering imperfections;
 $\Delta M_{y,Ed}$ is the moment due to the shift of the centroidal axis according to 6.2.10.3;
 $C_{mi,o}$ is the equivalent moment factor, see Table A.2 of EN 1993-1-1;
 χ_y is the reduction factors due to flexural buckling from 6.3.1.

Figur 35 Ensartede komponenter i bøyning og aksial kompresjon: NS-EN 1993-2, Punkt 6.3.3

Etter samtaler med Vemund Årskog har vi tatt utgangspunktet i at utnyttelsen av komponenter ikke skal overskride 90%. Andreordensanalyse er gjennomført i FEM Design, men geometrisk avvik ble ikke beregnet.

3.4.3 Lastforutsetninger (grunnverdier)

Det benyttes stål av kvalitet S355

Norsk standard	Materialfaktor
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M0} = 1,1$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M1} = 1,1$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M2} = 1,25$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M3} = 1,25$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M3,ser} = 1,10$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M4} = 1,10$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M5} = 1,10$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M6,ser} = 1,00$
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, NA. pkt. 6.1	$\gamma_{M7} = 1,10$

Tabell 6 Materialfaktorer for stål til beregninger i bruddgrensetilstanden

3.4.4 Egenlaster

Gulv

Sjikt	Dimensjon	Egenlast	Total egenlast
Hulldekke	HD 265	3,6 kN/m ²	3,6 kN/m ²
Påstøp	50 mm Betong	2,5 kN/m ³	0.125 kN/m ²
Flis			0.05 kN/m ²
Feilmargin			0,225 kN/m ²
Total			4,0 kN/m²

Tabell 7 Egenlaster - gulv

Vegger

Sjikt	Dimensjon	Vekt	Total egenlast
Glassfasade	17mm/m. glass, h=3,5m	2.5 kN/m ³	1,5kN/m

Tabell 8 Egenlaster - vegger

Tak

Sjikt	Dimensjon	Vekt	Total egenlast
Hulldekke	HD 265	3.6kN/m ²	3,6 kN/m ²
Påstøp	50 mm Betong	2,5 kN/m ³	0.125 kN/m ²
Feilmargin			0,275 kN/m ²
Total			4,0 kN/m²

Tabell 9 Egenlaster - tak

3.4.5 Nyttelaster

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Årealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus; sengerom og behandlingsrom i sykehus; soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter.
B	Kontorarealer	
C	Årealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D ¹⁾)	<p>C1: Årealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p>C2: Årealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferansrom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv.</p> <p>C3: Årealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv., og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller.</p> <p>C4: Årealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p>C5: Årealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger.</p>
D	Forretningsarealer	<p>D1: Årealer i vanlig detaljhandel.</p> <p>D2: Årealer i varehus.</p>
<p>¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.</p> <p>MERKNAD 1 Oppdragsgiver og/eller det nasjonale tillegget kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.</p> <p>MERKNAD 2 Underkategorier til A, B, C1 til C5, D1 og D2 kan gis i det nasjonale tillegget.</p> <p>MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagrings- eller industrivirksomhet.</p>		

Figur 36 Brukskategorier for nyttelast: NS-EN 1991-1-1, Tabell 6.1

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
– Gulv	1,5 til <u>2,0</u>	<u>2,0</u> til 3,0
– Trapper	<u>2,0</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 4,0
– Balkonger	<u>2,5</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 3,0
Kategori B	2,0 til <u>3,0</u>	1,5 til <u>4,5</u>
Kategori C		
– C1	2,0 til <u>3,0</u>	3,0 til <u>4,0</u>
– C2	3,0 til <u>4,0</u>	2,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 til <u>5,0</u>	<u>4,0</u> til 7,0
– C4	4,5 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> til 7,5	3,5 til <u>4,5</u>
Kategori D		
– D1	<u>4,0</u> til 5,0	3,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>

Figur 37 Nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger: NS-EN 1991-1-1, Tabell 6.2

3.4.6 Snølaster

Topografi	C_e
Vindutsatt ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Skjernet ^c	1,2

^a *Vindutsatt topografi*: flate områder uten hindringer, som gir eksponering på alle sider, helt uten eller med liten terrengbeskyttelse, høyere byggverk eller trær.

^b *Normal topografi*: områder der vinden ikke i vesentlig grad fjerner snø fra byggverk som følge av terreng, andre byggverk eller trær.

^c *Skjernet topografi*: områder der det aktuelle byggverket er vesentlig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller av høyere byggverk.

Figur 38 Anbefalte verdier av C_e for forskjellige topografier: NS-EN 1991-1-3, Tabell 5.1

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Figur 39 Formfaktorer for snølast: NS-EN 1991-1-3, Tabell 5.2

Kommune	$S_{k,0}$ kN/m ²	H_g m	ΔS_k kN/m ²	$S_{k,maks}$ kN/m ²
Stranda	4,5	150	1,0	--
Sula	3,0	150	1,0	--
Sunndal	4,5	150	1,0	--
Surnadal	4,5	150	1,0	--
Sykkylven	4,5	150	1,0	--
Tingvoll	4,5	150	1,0	--
Tustna	3,5	150	1,0	--
Ulstein	3,0	150	1,0	--
Vanylven	3,0	150	1,0	--
Vestnes	3,5	150	1,0	--
Volda	4,0	150	1,0	--
Ørskog	4,0	150	1,0	--
Ørsta	4,5	150	1,0	--
Ålesund	3,0	150	1,0	--

Figur 40 Karakterisk snølast på mark for kommuner: NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.4.1(901)

3.4.7 Vindlaster

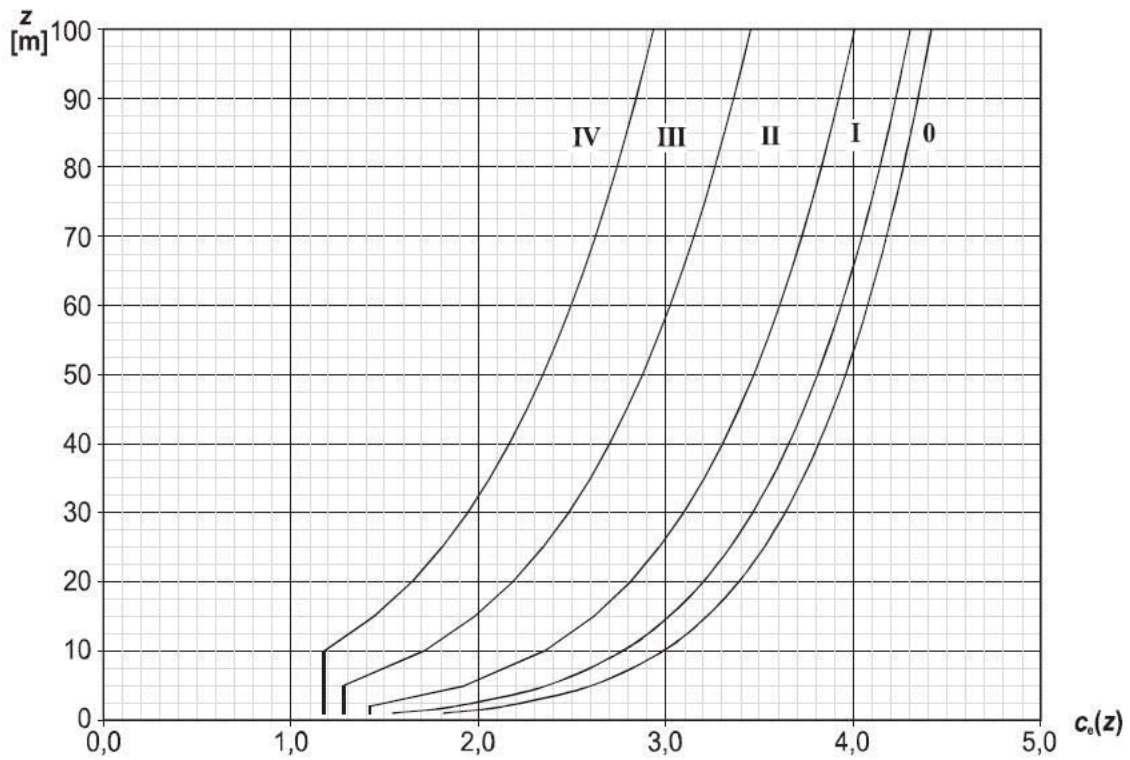
Generelt

Molde	29	Møre og Romsdal
Kristiansund	30	Møre og Romsdal
Ålesund	29	Møre og Romsdal
Vanylven	30	Møre og Romsdal
Sande	30	Møre og Romsdal
Herøy	30	Møre og Romsdal
Ulstein	30	Møre og Romsdal
Hareid	29	Møre og Romsdal
Volda	28	Møre og Romsdal

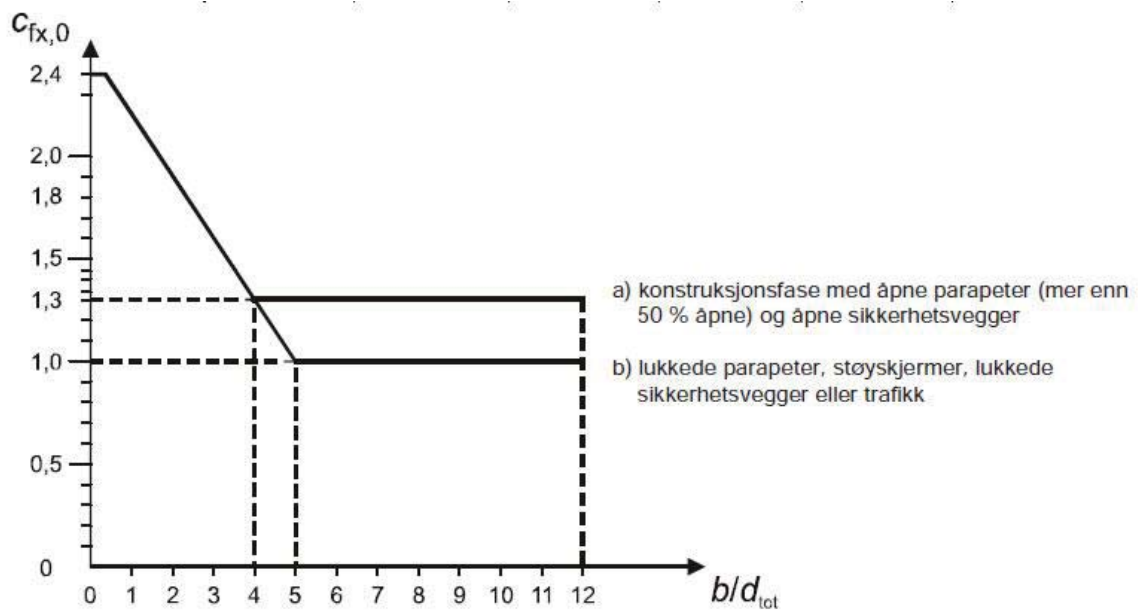
Tabell 10 Referansevindhastighet $V_{b,0}$ for kommunene: NS-EN 1991-1-4, Tabell NA.4(901.1)

Terrengkategori		z_0 m	z_{min} m
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,003	1
I	Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,05	2
III	Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)	0,3	5
IV	Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m	1,0	10
MERKNAD Terrengkategoriene er illustrert i A.1.			

Tabell 11 Terrengkategorier og terrengparametere: NS-EN 1991-1-4, Tabell 4.1



Figur 41 Illustrasjoner av eksponeringsfaktoren $c_e(z)$ for $c_0=1,0$, $k=1,0$: NS-EN 1991-1-4, Punkt. 4.5



Figur 8.3 – Kraftfaktorer for bruer, $c_{fx,0}$

Figur 42 Kraftfaktorer for broer, $c_{fx,0}$: NS-EN 1991-1-4, Figur 8.3

3.4.8 Påkjøringslaster

4.3.2 Støt mot overbygning

(1) Dimensjonerende verdier for påvirkninger forårsaket av støt fra lastebiler og/eller last på lastebiler på overbygninger bør fastsettes med mindre tilstrekkelig klaring er sikret, eller egnede beskyttelsestiltak er truffet for å unngå støt.

MERKNAD 1 Dimensjonerende verdier for påvirkninger forårsaket av støt kan angis i det nasjonale tillegget sammen med egnede verdier for tilstrekkelig klaring og egnede beskyttelsestiltak for å avverge støt. Anbefalt verdi for passende klaring for å unngå støt, når det ikke er tatt hensyn til framtidig legging av nytt dekke på vegbanen under brua, er i området fra 5,0 m til 6,0 m. Veiledende ekvivalente statiske dimensjonerende krefter er gitt i tabell 4.2.

18

SN © 2008

NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008

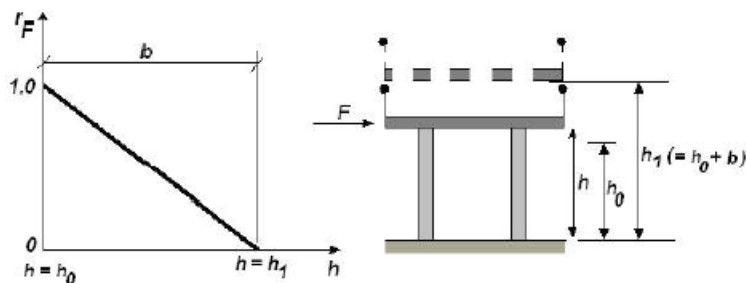
Tabell 4.2 – Veiledende dimensjonerende ekvivalente statiske krefter fra støt på overbygning

Trafikkategori	Ekvivalent statisk dimensjonerende kraft F_{ex} ^a [kN]
Motorveger og hovedveger	500
Landeveger utenfor byområder	375
Veger i byområder	250
Gårdsplasser og garasjer	75

^a x = normal bevegelsesretning

MERKNAD 2 Ved valg av verdier kan det tas hensyn til konsekvensene av støtet, forventet mengde og type trafikk og eventuelle (beskyttende og forebyggende) beskyttelsestiltak.

MERKNAD 3 På vertikale flater er dimensjonerende støtlaster lik dimensjonerende ekvivalente statiske krefter forårsaket av støt gitt i tabell 4.2. For $h_0 \leq h \leq h_1$ kan disse verdiene multipliseres med en reduksjonsfaktor r_F . Verdiene av r_F , h_0 og h_1 kan angis i det nasjonale tillegget. Anbefalte verdier av r_F , h_0 og h_1 er gitt på figur 4.2.



h er fysisk klaring mellom vegoverflaten og undersiden av bruoverbygningen;

h_0 er største klaring (avstand) mellom vegoverflaten og undersiden av bruoverbygningen med krav til påføring av full støtkraft på overbygning. Den anbefalte verdien av h_0 er 5,0 m;

h_1 er største klaring (avstand) mellom vegoverflaten og undersiden av bruoverbygningen med krav til påføring av støtkraften F på overbygning. Anbefalt verdi av h_1 er 6,0 m (+ hensyn til framtidig legging av nytt dekke, vertikale deformasjoner av brua);







b er forskjellen i høyde mellom h_1 og h_0 , dvs. $b = h_1 - h_0$. Anbefalt verdi for b er 1,0 m. En reduksjonsfaktor for F er tillatt benyttet for verdier av b mellom 0 og 1 m, dvs. mellom h_0 og h_1 .

Figur 4.2 – Anbefalt verdi av faktoren r_F for kollisjonskrefter fra kjøretøy på horisontale konstruksjonsdeler over vegbaner, avhengig av klaringshøyden h

Figur 4.3 Veiledende dimensjonerende ekvivalente statiske krefter fra støt og overbygning: NS-EN 1991-1-7, Tabell 4.2 og figur 4.2

3.4.9 Bolteforbindelser

Data

Betegnelse		M12	M16	M20	M24	M30	M36
Diameter	d	12	16	20	24	30	36
Gjengelengde ⁽¹⁾	b	30	38	46	54	66	78
Hodehøyde	k (nom)	7,5	10	12,5	15	18,7	22,5
Hjørnedimensjon ⁽²⁾	e (min)	20,03	26,75	33,53	39,98	50,85	60,79
Nøkkelvidde	s (max)	18	24	30	36	46	55
Anleggsdiameter ⁽²⁾	d _w (min)	14,6	22,5	28,2	33,6	42,7	51,1
Mutterhøyde	m	10,8	14,8	18	21,5	25,6	31
Spenningsareal	A _{sp} (mm ²)	84,3	157	245	353	561	817
Skaftareal	A (mm ²)	113	201	314	452	707	1018
Tegningssymbol ⁽³⁾							

Tabell 12 Verditabell Bolter

Standard og stålsort	Produktets nominelle tykkelse t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
NS-EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	AD 490 AC	335	470
S 450	440	550	410	550

Tabell 13 Nominelle verdier av flytespenning f_y og strekkfasthet f_u for varmvalset konstruksjonsstål

	Minste avstander	Optimale avstander
e ₁	1,2d ₀	3,0d ₀
p ₁	2,2 d ₀	3,75 d ₀
e ₂	1,2 d ₀	1,5 d ₀
p ₂	2,4 d ₀	3,0 d ₀

Tabell 14 Minste hull- og kantavstander: NS-EN 1993-1-8, Tabell 3.3

3.5 Beregningsmetode

3.5.1 Nyttelaster

NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008 NA tabell 6.1 og 6.2:

Henter verdiene $q_k=5\text{kN/m}^2$ og $Q_k=4\text{kN/m}^2$ videre regner vi på om det er mulig å benytte seg av arealreduksjonsfaktorer α_A

Formelen for α_A og $A_0=15.0\text{m}^2$ hentes i fra NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008 NA.6.1

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\Psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \rightarrow \text{Og slik at både } \alpha_A \geq \Psi_0 \text{ og } \alpha_A \geq 0,6$$

Formel 1 Arealreduksjonsfaktor (28)

3.5.2 Snølaster

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008

μ_w = Formfaktor for fonning (pga. vind). Ligger som regel mellom 0,8 og 0,4. Dersom taket ligger til slik at fonning blir et problem, vil dette være svært viktig å ta hensyn til.

μ_s = formfaktor fra ras fra høyereliggende tak \rightarrow siden takvinkel $\alpha \leq 15^\circ$ er $\mu_s = 0$.

γ_s = tilsvarer snøens tyngdetetthet. Settes til $2,0 \text{ kN/m}^3$ dersom ikke annet kan dokumenteres.

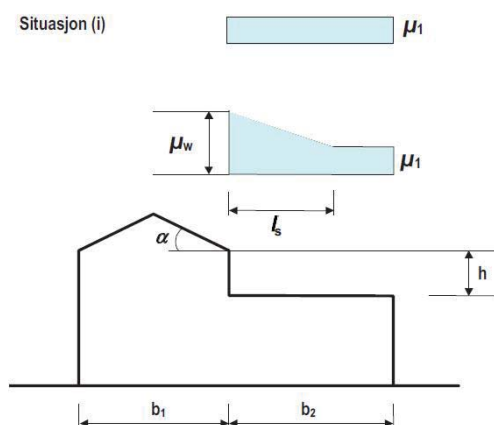
h = høyde fra bro til høytliggendetak

S_k = Karakteristisk snølast. (For Møre og Romsdal, Ålesund $S_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$)

Intervall for μ_w kommer innenfor det anbefalte omfanget: $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0 \rightarrow \text{ok!}$

L_s = lengde av snøfonn $\rightarrow l_s = 2 \times h = 2 \times 6,05 \text{ m} = 12,01 \text{ m}$

Anbefalt begrensning av l_s er $\rightarrow 5\text{m} \leq l_s \leq 15\text{m} \rightarrow$ Begrensingen er ok!



Figur 44 Formfaktor for snølast på tak som grenser til høyere byggerk: NS-EN 1991-1-3, figur 5.7

$$\mu_w = \gamma_s \times \frac{h}{S_k}$$

Formel 2 Formfaktor for snølast som skyldes vind (29)

3.5.3 Vindlaster

Generelt

NS-EN 1991-1-4 gir anvisning for fastsetting av vindlaster som påvirker bygg og anlegg. $V_{b,0}$ er referansevindhastigheten. Den er en karakteristisk 10 minutters middelvindhastighet som er uavhengig av vindretning eller årstid.

C_{dir} er retningsfaktor for forskjellige vindretninger, mens C_{season} er årstidsfaktoren. Disse anbefales fra NS-EN 1991-1-4 til å være 1,0. $v_{b,0}$ hentes fra det nasjonale tillegget. Det kan også hentes ut i fra punkt 3.6.7 Vindlaster, tabell 9.

Basisvindhastigheten blir regnet ut i fra følgende formel:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0}$$

Formel 3 Basis vindhastighet (30)

Området rundt Amfi Moa kommer innenfor terrengkategori III. Det tilsvarer et område med bygninger eller vegetasjon eller med spredte hindringer med en avstand på minst 20 ganger deres høyde.

Vindhastighetstrykk

Vindhastighetstrykket ($q_p(z)$) ved en høyde Z over terrenget blir beregnet ut i fra en midlere vindhastighet og den største kortvarige hastighetsfluktasjon.

ρ - Tilsvarer lufttettheten. Denne avhenger av temperatur, høyde og barometertrykk som kan forventes i området når det er sterk vind. Denne blir anbefalt i standarden å settes lik 1,25 kg/m³.

$C_e(z)$ – eksponeringsfaktor.

$$z = 5$$

$$C_e(z) = 1,29.$$

Det anbefales fra NS-EN 1991-1-4 å bruke følgende ligning:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

Formel 4 Vindhastighetstrykk (30)

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times V_b^2$$

Formel 5 Basisvindhastighetstrykket (30)

Vindkraftene i z-retning

Videre skal vi beregne vindkraftene i z-retning. F_w er vindkraften som virker på en konstruksjon.

$C_s C_d$ er en konstruksjonsfaktor. I følge standarden er ikke en dynamisk beregning nødvendig. Dermed setter vi faktoren lik 1,0.

C_f er kraftfaktoren for konstruksjonen.

C_f i z-retning bør i følge standarden defineres. Det er ikke utført vindprøvetunellprøvinger for 29m/s dermed settes denne verdien lik $\pm 0,9$.

A_{ref} tilsvarer høyden på broen ganger lengden.

Denne kan beregnes ut ifra følgende formel:

$$F_w = C_s C_d \times C_f \times q_p(z) \times A_{ref}$$

Formel 6 Vindkraft i z-retning som virker på konstruksjonen (30)

Vindkraftene i x-retning

Videre skal vi beregne vindkraftene i x-retning. F_w er vindkraften som virker på en konstruksjon.

C – tilsvarer vindlastfaktoren. Denne blir beregnet ut i fra en eksponeringsfaktor b/d_{tot} for konstruksjonen tilsvarer bredden på brua delt på den totale høyden.

Vindhastighetstrykket i x-retning blir beregnet ut i fra følgende formel:

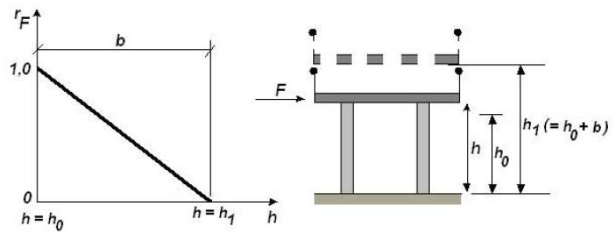
$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,x}$$

Formel 7 Vindkraft x-retning som virker på konstruksjonen (30)

3.5.4 Påkjøringslast

Påkjøringslasten regnes som en ekvivalent statisk kraft. I fra NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 tabell NA.4.2 hentes lasten $F_{dx}^a=250$ kN.

I følge NS-EN 1991 kan F_{dx}^a reduseres om, $h_0 \leq h \leq h_1$ ved å multiplisere med en reduksjonsfaktor r_F . NA angir verdiene $h_0 = 5$ m og $h_1 = 6$ m.

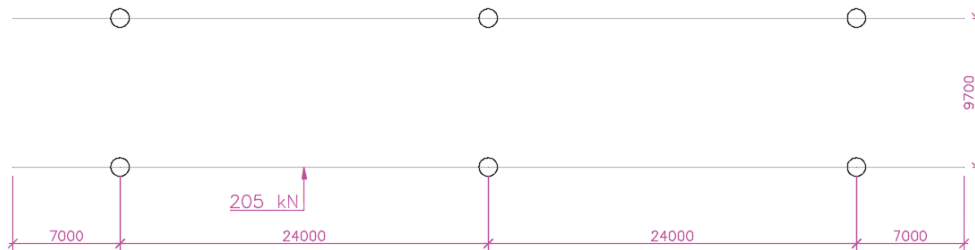


Figur 45 r_F for kollisjonskrefter fra kjøretøy på horisontale kollisjonsdeler. NS-EN 1991-1-7 Figur 4.2

$$F_{dx} = r_f \times F_{dx}^a$$

Formel 8 Redusert påkjøringslast

Videre regner vi på att momentet som blir overført i dekket blir tatt opp som krefter i undergurtene.



Figur 46 Snitt som viser søyleavstander, og påkjøringslast

3.5.5 Dimensjonering Stål – sveis, staver, over-, og undergurt

L_{cr} er knekk lengde

Liten i finner man i tabell, eller ved utregning

$\bar{\lambda}$ benyttes for å bestemme χ .

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{CR}}{i \cdot \lambda_1}$$

Formel 9 Relativ slankhet ved bruk i søyledimensjonering for stål (ref. Eurokode 3-1-1)

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Formel 10 for beregning av Formel 1

$$\frac{N_{Ed}}{x_y \times \frac{f_y}{y_{m1}} \times A} + k_{yy} \times \frac{M_{yEd}}{x_{Lt} \times W_y \times \frac{f_y}{y_{m1}}} \leq 1$$

Formel 11 Kapasitetsformel for stav med aksiallast og moment

$$K_{yy} = C_{my} \times \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \times \frac{N_{Ed}}{x_y \times N_{Rd}} \right) \leq C_{my} \times \left(1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{x_y \times N_{Rd}} \right)$$

Formel 12 Forsterkningsfaktor

Tilleggs-betingelser tabell pkt. 7.9 i NS-EN 1993-1-8:

-Type knutepunkt: K-gap:

$$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,3$$

Formel 13 Knutepunktparameter 1 (23)

$$\frac{b_0}{t_0} \geq 15$$

Formel 14 Knutepunktparameter 2 (23)

Bruker tabell 7.10 i NS-EN 1993-1-8:

Brudd i grutstavens flens:

Kontrollerer dimensjonerende aksialkraftkapasitet ikke overgår den eksisterende kraften:

$$N_{i,Rd} = \frac{8,9k_N f_{y0} t^2 \times \sqrt{\gamma}}{5iN\theta_i} \times \left(\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right)$$

Formel 15 Dimensjonerende aksialkraftkapasitet for brudd i gurtstav i knutepunktet (23)

$$n = \frac{\frac{\sigma E d}{f_{y0}}}{\gamma_{M5}} = \frac{\frac{N_0}{A_0 \times f_{y0}}}{\gamma_{M5}}$$

Formel 16 Spenningsforhold for gurter (23)

$$k_N = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$$

Formel 17 Beregning av kapasitet til stav i knutepunkt (23)

$$\gamma = \frac{b_0}{2 \times t_0}$$

Formel 18 Forhold mellom gurtbredde og veggtykkelse (23)

$$\beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 \times B_0}$$

Formel 19 Forholdet mellom stegstav og gurtens midlere bredde (23)

Skjærbrudd i gurtvegg:

$$N_{i,Rd} = \left(\frac{f_{y0} \times A_v}{\sqrt{3} \times \sin(\theta_i)} \right) / \gamma_5$$

Formel 20 Dimensjonerende aksialkraftkapasitet til diagonalstav, for skjærbrudd i gurtvegg (23)

$$A_v = (2h_0 + \alpha b_0) \times t_0$$

Formel 21 Skjærareal i gurt (23)

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_0^2}}}$$

Formel 22 Faktor for skjærareal i gurt (23)

$$N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v) \times f_{y0} + A_v \times f_{y0} \times \sqrt{1 - \left(\frac{v_{Ed}}{v_{pl,Rd}} \right)^2} \right] / \gamma_m^5$$

Formel 23 Dimensjonerende aksialkapasitet til gurt, for skjærbrudd i gurtvegg (23)

$$v_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m_0}}$$

Formel 24 Dim. plastisk skjærkapasitet (23)

Kapasitetene som er regnet over skal ikke overskride kreftene i stavene.

Brudd i stegstaven:

$$N_{i,Rd} = f_{yi} \times t_i \times (2 \times h_i - 4 \times t_i + b_i + b_{eff}) / \gamma_m^5$$

Formel 25 Dim. aksialkraftkapasitet for brudd i stegstav i knutepunkt (23)

$$b_{eff} = \frac{10}{\frac{b_0}{t_0}} \times \frac{f_{y0} \times t_0}{f_{yi} \times t_1} \times A_i$$

Krav:

$$b_{eff} \leq b_i$$

Formel 26 Effektiv bredde for brudd i stegstav (23)

Gjennomlokking:

$$N_{i,Rd} = \frac{\frac{f_{y0} \times t_0}{\sqrt{3} \times \sin(\theta_i)} \times \left(\frac{2 \times h_i}{\sin(\theta_i)} + b_i + b_{e,p} \right)}{\gamma m^5}$$

Formel 27 Dim. Aksialkraftkapasitet for gjennomlokking av stav i knutepunkt (23)

$$\beta \leq \left(1 - \frac{1}{\gamma} \right)$$

Formel 28 Gjennomlokking (23)

$$b_{e,p} = \frac{10}{b_0 / t_0} \times b_i$$

Formel 29 Effektiv bredde ved gjennomlokking (23)

Sveis:

Beregning skjer i henhold til NS-EN 1993-1-8 pkt. 4.5.3.2

Dette er en metode for kontrollere spenningene som oppstår i sveisen. Ut i fra dette kan vi velge minste a-mål. Denne beregningen tar hensyn til alle sveiser i prosjektet. Vinkelen til kraften må dekomponeres. Dette gjøres for å få kraften som treffer parallelt med sveisen normalt på sveisen. Finner verdiene til ($f_u = 510 \text{ N/mm}^2$) i tabell 3.1 NS-EN 1993-1-1, og ($\beta_w = 0,9$) i tabell 4.1 NS-EN 1993-1-8, og $\gamma_f = 1,5$ i NS-EN 1990

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + (\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{1,25 \times \beta_w}$$

Formel 30 Spenningskontroll i bruddgrensetilstand av Jæmføringsspenning (23)

$$f_{w,d} = \tau_d = \frac{f_u}{1,25 \times \beta_w} \times \frac{1}{\sqrt{3}}$$

Formel 31 Dimensjonerende skjærspenning sveis (23)

$$F_{w,d} = \frac{\gamma_f \times F}{I_w} = f_{w,d} \times a$$

Formel 32 Kapasitet sveis pr. lengdeenhet (23)

$$a = \frac{\gamma_f \times F}{I_w \times f_{w,d}}$$

Formel 33 Snur formel fra Formel 2 for å finne a-mål (23)

$$\sigma_{\parallel} = \frac{N_{Ed,\parallel}}{L_{eff} \times a}$$

Formel 34 Skjærspenning i sveisens lengderetning (23)

$$f_{\perp} = \frac{N_{Ed,\perp}}{L_{eff} \times a}$$

Formel 35 Resultantspenning normalt på sveis (23)

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{f_{\perp}}{\sqrt{2}}$$

Formel 36 Normalspenning og skjærspenning normalt på sveis (23)

3.5.6 Bolteforbindelser

For å kunne koble undergurtene sammen vil det kunne bli brukt bolter som festemiddel. I denne oppgaven har vi valgt å bruke 6 X M30 bolter med fasthetsklasse 8.8. Vi har ikke regnet på friksjonsforbindelser.

Krav fra NS-EN 1993-1-8

For klaring i skruehull gjelder NS-EN 1090-2 der boltestørrelser fra M27 og oppover skal økes med 3 mm.

Påkjenning

Den dimensjonerende lasten F_d er hentet fra beregninger gjort i FEM design.

Styrke

Den dimensjonerende kapasiteten ved en avskjæring, med en forutsetning at dette skjer utenfor boltens gjengeparti. 6 stk M30 bolter.

$$F_{v,Rd} = 4 \times \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}}$$

Formel 37 Dimensjonerende kapasitet ved avskjæring, forutsatt avskjæring utenfor skruens gjengeparti (4 stk) (11)

$$F_{b,Rd} = k_1 \times \alpha_b \times \frac{f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Formel 38 Dimensjonerende kapasitet med hensyn på hullkantrykk (11)

Velger så den minste verdien av disse for beregning av k_1 i formel 38:

$$k_1 = 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \text{ (for endeskruer)}$$

Formel 39 Faktor for beregning av k_1 (11)

$$k_1 = 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \text{ (for alle skruer)}$$

Formel 40 Faktor for beregning av k_1 (11)

$$k_1 = 2,5$$

Formel 41 Faktor for beregning av k_1 (11)

Videre velger vi den minste verdien av disse for beregning av α_d i formel 38:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} \text{ (for endeskruer)}$$

Formel 42 Faktor for beregning av α_d (11)

$$\alpha_d = \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ (gjelder alle skruer)}$$

Formel 43 Faktor for beregning av α_d (11)

$$\alpha_d = 1,0$$

Formel 44 Faktor for beregning av α_d (11)

Beregn så kapasiteten av nettotverrsnitt:

$$A = b \times t$$

Formel 45 Bruttotverrsnitt (11)

$$A_n = A - d_0 \times t$$

Formel 46 Nettotverrsnitt (11)

Kapasiteten N_{Rd} er den minste av kommende verdier:

$$N_{pL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

Formel 47 Kapasitetsformel for avskjæringsforbindelser 1 (11)

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Formel 48 Kapasitetsformel for avskjæringsforbindelser 2 (11)

Kontroll:

$$N_{Rd} = N_{pL,Rd} > F_d = F_d \rightarrow Ok$$

Formel 49 Kapasitetskontroll for avskjæringsforbindelser (11)

Kontroll av avstandene:

$$e_1 = 45\text{mm, kravet er } 1,2d_0$$

Formel 50 Avstandskontroll 1 avskjæringsforbindelser (11)

$$p_1 = 80\text{mm, kravet er } 2,2d_0$$

Formel 51 Avstandskontroll 2 avskjæringsforbindelser (11)

$$e_2 = 45\text{mm, kravet er } 1,2d_0$$

Formel 52 Avstandskontroll 3 avskjæringsforbindelser (11)

$$p_2 = 85\text{mm, kravet er } 2,4d_0$$

Formel 53 Avstandskontroll 4 avskjæringsforbindelser (11)

3.5.7 Søyledimensjonering

Eurocode Express er programvaren som er blitt brukt til å dimensjonere, og beregne betongsøylen på broen. Aksialkrefter, skjærkrefter og bøyningmomenter er tatt ut i fra FEM Design. Fagverket ble beregnet i FEM Designs modul for leddede konstruksjoner. Derfor er ikke denne beregningen tatt i det programmet som kunne gitt en mer helhetlig beregning.

I Eurocode express er det en del inndata som skal vurderes før selve dimensjoneringen. Dette er blant annet en enkeltstående sirkulær søyle som er fast innspent i topp og bunn. Dette er for å illustrere det rammesystemet denne søylen skal stå i lag med.

Viktige faktorer som blir tatt hensyn til i dimensjoneringen:

- Hvilken betong og stålkasse dette skal dimensjoneres i.
- Materialfaktorer
- Endelig kryptall
- Forhold mellom laster SLS/ULS (effektivt kryptall)
- Beskrivelse av miljøet
- Betongoverdekning
- Diameter armeringsstenger
- Søyletype
- Tverrsnittsdimensjoner
- Vertikallast og bøyningmomenter
- Søyelengde
- Innfestningstilfelle

4 RESULTATER

4.1 Manuelle lastberegninger

4.1.1 Snølaster

$$\mu_w = \gamma_s \times \frac{h}{S_k} = 2,0 \frac{kN}{m^3} \times \frac{6,05 m}{3,0 \frac{kN}{m^2}} = 4,0$$

Snølast på bro:

$$S_1 = 0,8 \times 3,0 \frac{kN}{m^2} = 2,4 kN/m^2$$

Snølast ved vegg:

$$S_2 = 4,0 \times 3,0 \frac{kN}{m^2} = 12,0 kN/m^2$$

4.1.2 Vindlaster

Vi har gjort både vindlast beregninger manuelt og i fem design

Generelt

Basisvindhastighet:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 29 \frac{m}{s} = 29m/s$$

Vindhastighetstrykk

Faktorer for beregning:

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

$$C_e(z) = 1,29.$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times V_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 29^2 = \underline{525,625 \text{ Pa}}$$

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b = 1,29 \times 525,625 = \underline{678,056 \text{ Pa}}$$

Vindkreftene i z-retning

Faktorer for videre beregning:

$$C_s C_d = 1,0$$

$$C_f = \pm 0,9$$

$$A_{ref} = 4m \times 62m = 248m^2$$

$$q_p(z) = \underline{678,056 \text{ Pa}}$$

$$F_{w,z} = c_s c_d \times c_f \times q_p(z) \times A_{ref} = 1,0 \times 0,9 \times 678,056 \text{ Pa} \times 248m^2 = 151,342kN \\ = \underline{0,252 \text{ kN/m}^2}$$

Vindkraften i z-retning får en verdi på 0,252 kN/m²

Vindkreftene i x-retning

Faktorer for videre beregning:

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

$$V_b = 29m/s$$

$$A_{ref} = 4m \times 62m = 248m^2$$

b/d_{tot} for konstruksjonen tilsvarer bredden på brua delt på den totale høyden:

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{10m}{4m} = 2,5$$

Dermed får vi en $C_{fx,0} = 1,8$

$$C = c_e \times c_{f,x0} = 1,89 \times 1,8 = 3,402$$

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,x} = 525,625Pa \times 3,402 \times 248 \frac{m}{s^2} = 443,467 \text{ kN} = \\ \underline{0,739 \text{ kN} / m^2}$$

4.1.3 Påkjøringslast

$$F_{dx}^a = 250 \text{ kN}$$

$$h_0 = 5 \text{ m}$$

$$h_1 = 6 \text{ m}$$

Sett att det brukes et gulv med tykkelse 455mm (15mm flis og avretting, 50mm påstøp, 265mm hulldekke og 150mm isolasjon) vil det regnet ut i fra tegningsgrunnlaget fra Høyer Finseth være muligheter for å benytte seg av denne reduksjonen

$$\text{Kote ferdig gulv:} \quad 46,82 \text{ m}$$

$$\text{Kote høyeste punkt veg:} \quad 41,18 \text{ m}$$

$$\text{Høyde Gulvkonstruksjon} \quad 0,48 \text{ m}$$

Dette gir en lysåpning $h = (46,82\text{m} - 41,18\text{m} - 0,48\text{m}) = 5,16 \text{ m}$
(Toleransene for fremtidig asfaltering, deformasjoner, osv. er lagt inn i $h_0=5\text{m}$)

$$F_{dx} = r_f \times F_{dx}^a = (1 - 0,16) \times 250 \text{ kN} = \underline{210,0 \text{ kN}}$$

Verdier for videre beregning:

$$Z = 9,7\text{m}$$

$$L = 24\text{m}$$

Det mest ugunstige punktet er midt på det lengste spennet.

Vi regner ut momentet i dette punktet:

$$M = \frac{qL}{2} = \frac{210\text{kN} \cdot 24\text{m}}{2} = \underline{2500 \text{ kNm}}$$

For å finne normalkreftene i gurtene deler vi på senteravstanden i mellom gurtene:

$$F_{\text{Gurt,Påkjøring}} = \frac{M}{z} = \frac{2500\text{kNm}}{9,7\text{m}} = \underline{255,0 \text{ kN}}$$

Om isolasjonen er av en slik art at den deformeres ved en påkjøring, vil også dette sjiktet på 15 cm gi en ekstra sikkerhet for konstruksjonen, da en deformasjon i isolasjonen ikke vil påvirke den bærende konstruksjonen.

4.2 Dimensjonering Stål – sveis, staver, over-, og undergurt

Dette er manuelle beregninger der data er hentet fra FEM-design.

Overgurt:

$$N_{Ed} = 962.71 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 244.43 \text{ KN (regnet som leddet)}$$

$$V_{Ed} = 311 \text{ KN}$$

$$S355 \rightarrow f_d = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{KKR (400x200x16) mm}$$

$$A = 17901 \text{ mm}^2$$

$$B = 200 \text{ mm}$$

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$t = 16 \text{ mm}$$

$$i = 141 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 76,4$$

$$W_y = 1.787 \times 10^6$$

Symmetrisk tverrsnitt

Undergurt:

$$N_{Ed} = 541.87 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 406.02 \text{ KN (regnet som leddet)}$$

$$V_{Ed} = 219.64 \text{ KN}$$

$$S355 \rightarrow f_d = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Hatteprofil (200x310 25 30 10)}$$

$$A = 19850 \text{ mm}^2$$

$$B = 200 \text{ mm}$$

$$H = 310 \text{ mm}$$

$$T_{topp} = 30 \text{ mm}$$

$$T_{bunn} = 25 \text{ mm}$$

$$T_{vegg} = 10 \text{ mm}$$

$$i = 127 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 76,4$$

$$W_y = 1.665 \times 10^6$$

Ikke symmetrisk tverrsnitt

Diagonalstaver:

$$N_{Ed} = 1321 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 7,5 \text{ KN (regnet som leddet)}$$

$$L_{CR} = 3414.75 \text{ mm}$$

$$S355 \rightarrow f_d = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{KKR (200x200x10) mm}$$

$$A = 7257 \text{ mm}^2$$

$$B = H = 200 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$i = 77 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 76,4$$

$$W_y = 4,251 \times 10^5$$

Symmetrisk tverrsnitt

**Beregninger – knutepunkter stål:
Tilleggs-betingelser tabell pkt. 7.9 i NS-EN 1993-1-8:**

Type knutepunkt: K-gap:

$$0,6 \leq \left(\frac{200 + 200}{2 \times 200} \right) \leq 1,3$$

$$0,6 \leq 1,0 \leq 1,3 \rightarrow \text{OK!}$$

$$\frac{200}{10} \geq 15$$

$$20 \geq 25 \rightarrow \text{OK!}$$

Bruker tabell 7.12 i NS-EN 1993-1-8:

Sjekker forholdstallene ut i fra formlene i tabell 7.8 NS-EN 1993-1-8:

$$\beta = \frac{200+200+200+200}{4 \times 200} = 1$$

$$\frac{200}{200} = 1 \geq 0,35$$

Overgurt:

Brudd i gurtstavens flens:

$$\gamma = \frac{200}{2 \times 16} = \underline{6,25}$$

$$n = \frac{\frac{\sigma E d}{f y_0}}{y_{M5}} = \frac{\frac{962,71 \times 10^3}{17901 \times 355}}{1,1} = \underline{0,137}$$

$$k_N = 1,3 - \frac{0,4 \times 0,137}{1} = \underline{0,055}$$

Bruker $k_n = 1,0$

$$\theta_i = 41^\circ$$

$$N_{i,Rd} = \frac{8,9 \times 1,0 \times 355 \times 16^2 \times \sqrt{6,25}}{\sin 41} \times \left(\frac{200+200+200+200}{4 \times 200} \right) = \underline{3082,16 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}}$$

Skjærbrudd i gurtvegg:

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \times 84^2}{3 \times 16^2}}} = \underline{0,162}$$

$$A_V = (2 \times 400 + 0,162 \times 200) \times 16 = \underline{13318,4 \text{ mm}^2}$$

$$v_{Ed} = 311 \times \sin(41) = \underline{204 \text{ KN}}$$

$$v_{PL,Rd} = \frac{12456 \times \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = \underline{2431,4 \text{ KN}}$$

$$N_{i,Rd} = \frac{\frac{355 \times 13318,4}{\sqrt{3} \sin 41}}{1,1} = \underline{3782,54 \text{ KN}}$$

$$N_{0,Rd} = \left[(17901 - 13318,4) \times 355 + 13318,4 \times 355 \times \sqrt{1 - \left(\frac{204}{2431,4} \right)^2} \right] / 1,1 = \underline{5756,77}$$

KN

Brudd i stegstaven:

$$b_{eff} = \frac{10}{\frac{200}{16}} \times \frac{355 \times 16}{355 \times 10} \times 200 = \underline{256}$$

$$N_{i,Rd} = 355 \times 10 \times (2 \times 200 - 4 \times 10 + 200 + 256) / 1,1 = \underline{2633,45 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}}$$

Gjennomlokking:

$$\beta \leq \left(1 - \frac{1}{6,25}\right) = \underline{0,84}$$

$$b_{e,p} = \frac{10}{200/16} \times 200 = 160$$

$$N_{i,Rd} = \frac{\frac{355 \times 16}{\sqrt{3} \times \sin(41)} \times \left(\frac{2 \times 200}{\sin(41)} + 200 + 160\right)}{1,1} = \underline{4406,46 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}}$$

Sjekker forholdstallene ut i fra formlene i tabell 7.8 NS-EN 1993-1-8:

$$\beta = \frac{200+200+200+200}{4 \times 200} = \underline{1}$$

$$\frac{200}{200} = 1 \geq 0,35$$

Undergurt:

Brudd i gurtstavens flens:

$$\gamma = \frac{200}{\frac{2 \times 10}{\sigma E d}} = \underline{10}$$

$$n = \frac{f_{y0}}{\gamma_{M5}} = \frac{\frac{541,87 \times 10^3}{19850 \times 355}}{1,1} = \underline{0,069}$$

$$k_N = 1,3 - \frac{0,4 \times 0,069}{1} = 1,27$$

Bruker $k_n=1,0$

$$\theta_i = 41^0$$

$$N_{i,Rd} = \frac{8,9 \times 1,27 \times 355 \times 10^2 \times \sqrt{10}}{\sin 41} \times \left(\frac{200+200+200+200}{4 \times 200}\right) = \underline{1934,10 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}}$$

Skjærbrudd i gurtvegg:

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \times 6^2}{3 \times 10^2}}} = \underline{0,82}$$

$$A_V = (2 \times 310 + 0,82 \times 200) \times 10 = \underline{7840 \text{ mm}^2}$$

$$v_{Ed} = 219,64 \times \sin(41) = \underline{144,09 \text{ KN}}$$

$$v_{PL,Rd} = \frac{7840 \times \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = \underline{1530,36 \text{ KN}}$$

$$N_{i,Rd} = \frac{\frac{355 \times 7840}{\sqrt{3} \sin 41}}{1,1} = \underline{2226,63 \text{ KN}}$$

$$N_{0,Rd} = \left[(19850 - 7840) \times 355 + 7840 \times 355 \times \sqrt{1 - \left(\frac{144,09}{1530,36}\right)^2} \right] / 1,1 = \underline{6394,89 \text{ KN}}$$

Brudd i stegstaven:

$$b_{eff} = \frac{10}{\frac{200}{10}} \times \frac{355 \times 10}{355 \times 10} \times 200 = 100$$

$$N_{i,Rd} = 355 \times 10 \times (2 \times 200 - 4 \times 10 + 200 + 100) / 1,1 = \underline{2130 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}}$$

Gjennomløkking:

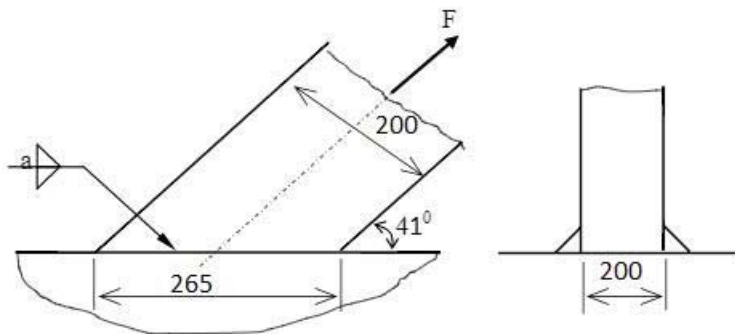
$$\beta \leq \left(1 - \frac{1}{10}\right) = 0,9$$

$$b_{e,p} = \frac{10}{200/10} \times 200 = 100$$

$$N_{i,Rd} = \frac{\frac{355 \times 10}{\sqrt{3} \times \sin(41)} \times \left(\frac{2 \times 200}{\sin(41)} + 200 + 100\right)}{1,1} = \underline{2583,63 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}}$$

Beregne a-mål på sveis i knutepunkt i akse 2:

Strekk:



Forutsetter:

Materiale S355

F = 1321 KN

$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

$\beta_w = 0,9$

$\gamma_f = 1,5$

Buttsveis trykk:

$$L_{eff} = 2 \times \left(\frac{200}{\cos 41} - 2 \times 4\right) = 514 \text{ mm}$$

$$N_{Ed,\parallel} = 1321 \times \cos 41 \times 0,5 = 498,48 \text{ KN}$$

$$\sigma_j \leq \frac{510}{1,25 \times 0,9} = 453,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\parallel} = \frac{498,48 \times 10^3}{514} = 969,81 \text{ N/mm}^2$$

$$a = \frac{\sqrt{3 \times 969,81}}{453,33} = \underline{0,12 \text{ mm}}$$

Buttsveis, strekk:

$$N_{Ed,\parallel} = N_{Ed,\perp} = \frac{\left(\frac{1321}{2}\right)}{\sqrt{2}} = 467,04 \text{ KN}$$

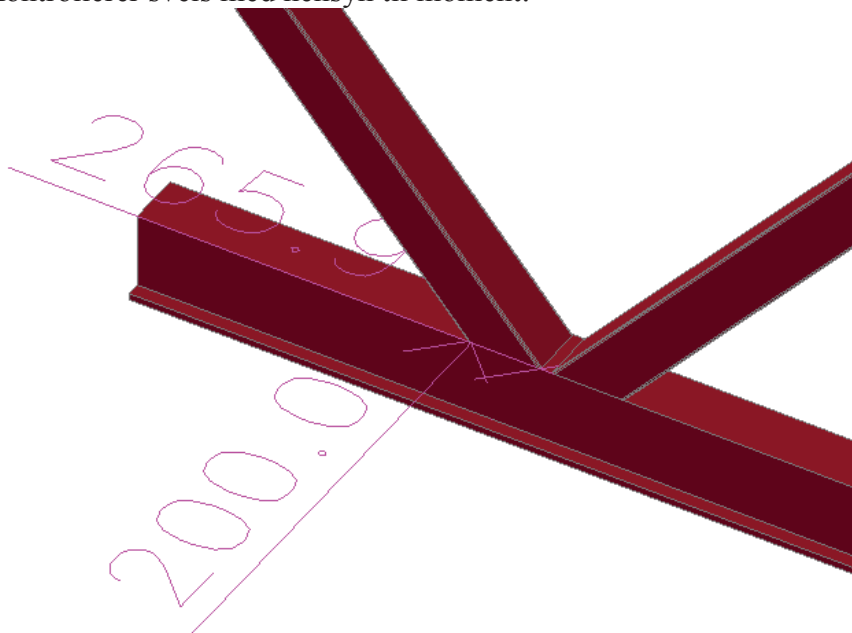
$$\sigma_{\parallel} = \frac{467,04 \times 10^3}{514} = 908,64$$

$$f_{\perp} = \frac{467,04 \times 10^3}{514} = 908,64$$

$$a \times \sigma_{\perp} = a \times \tau_{\perp} = \frac{908,64}{\sqrt{2}} = 642,50$$

$$a = \frac{\sqrt{642,5^2 + 3 \times (642,5^2 + 908,64^2)}}{453,33} = 4,48 \text{ mm} \rightarrow \text{velger 5 mm}$$

Kontrollerer sveis med hensyn til moment:



Figur 47 Effektive mål (Egenprodusert)

$$F = \frac{M_{ed}}{b} = \frac{7,5 \text{ KNm}}{0,2 \text{ m}} = 37,5 \text{ KN}$$

$$q = \frac{F}{L_{eff}} = \frac{37,5 \times 10^3 \text{ N}}{281 \text{ mm}} = 133,45 \text{ N/mm}$$

$$a = \frac{q}{\sigma_d} = \frac{133,45}{261,7} = 0,51 \text{ mm}$$

Minstekrav gitt i håndbok N400 har et a-mål på 4mm. Etter beregninger gjort over velger vi minste a-mål 5mm.

4.2.1 Bolteforbindelser

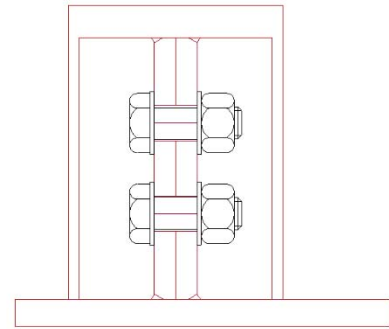
Velger å bruke 6 X M30 bolter med fasthetsklasse 8.8.

Påkjenning

$$F_d = 1155 \text{ kN}$$

Avskjæring

$$F_{v,Rd} = 6 \times \frac{0,6 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 707 \text{ mm}^2}{1,25} = 1628,9 \text{ kN}$$



Figur 48 Snitt bolteforbindelse
(Egenprodusert)

Dimensjonerende kapasitet med hensyn på hulltrykkant

Faktorer for videre beregning

$$k_1 = 1,9$$

$$\alpha_d = 0,42$$

$$F_{b,Rd} = 2 \times 1,9 \times 0,42 \times \frac{510 \text{ N/mm}^2 \times 30 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}}{1,25} + 2,0 \times 1,9 \times 0,42 \times \frac{510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 30 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}}{1,25} = 837,22 \text{ kN}$$

Kapasitet av nettotverrsnitt

$$A = 255 \text{ mm} \times 20 \text{ mm} = 5100 \text{ mm}^2$$

$$A_n = 5100 \text{ mm}^2 - 660 \text{ mm}^2 = 4440 \text{ mm}^2$$

Kapasiteten N_{Rd} er den minste av kommende verdier

$$N_{pl,Rd} = \frac{5100 \text{ mm}^2 \times \frac{355 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{1,25} = 1448,4 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 4440 \text{ mm}^2 \times 510 \text{ N/mm}^2}{1,25} = 1630,4 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 1448,4 \text{ kN}$$

Kontroll

Avskjæring:

$$F_{v,Rd} = 1628,9kN > F_d = 1155 kN \rightarrow Ok!$$

Utnyttelse

$$\frac{F_d}{f_{v,Rd}} = \frac{1155kN}{1628,9kN} = 0,71$$

Kapasitet av nettotverrsnitt blir da:

$$N_{Rd} = 1448,4kN > F_d = 1155 kN \rightarrow Ok$$

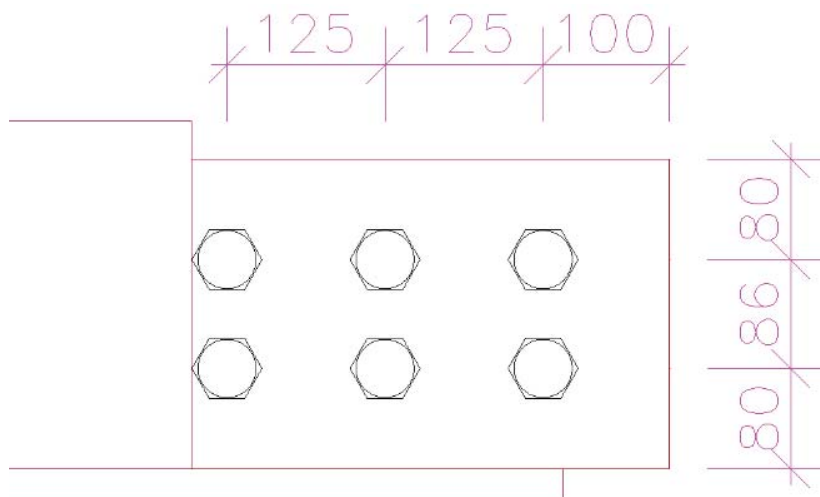
Kontroll av avstandene:

$$e_1 = 45mm, \text{kravet er } 1,2d_0 = 39,6 \rightarrow Ok$$

$$p_1 = 80mm, \text{kravet er } 2,2d_0 = 72,6 \rightarrow Ok$$

$$e_2 = 45mm, \text{kravet er } 1,2d_0 = 39,6 \rightarrow Ok$$

$$p_2 = 85mm, \text{kravet er } 2,4d_0 = 79,2 \rightarrow Ok$$



Figur 49 Senteravstand bolter (Egenprodusert)

4.2.2 Søyledimensjonering

I grafen ser vi beregninger ved numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet. Det røde illustrerer hvor søylen står i forhold til dette. Vi valgte en dimensjon på søylen til å være 1.1 meter.

Resultatene vi fikk av dimensjoneringen gav oss:

Økning i moment av faktor fra M_{ed} , $y_y = 4560 \text{ kNm} \rightarrow M_{ed}$, $y_y = 4579 \text{ kNm}$

Total mengde armering: $A_{s,tot} = 23758 \text{ mm}^2$

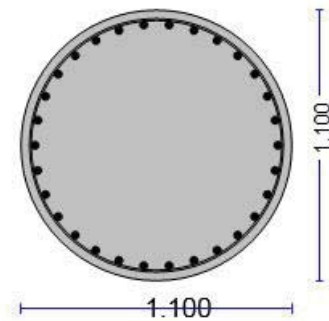
Lengdearmring: $30\text{Ø}32 \text{ (}24120 \text{ mm}^2\text{)}$

Maksimum lengdearmring: $A_{s} \leq 0.04 A_c \text{ (}A_{s, \text{max}} = 38013\text{)}$

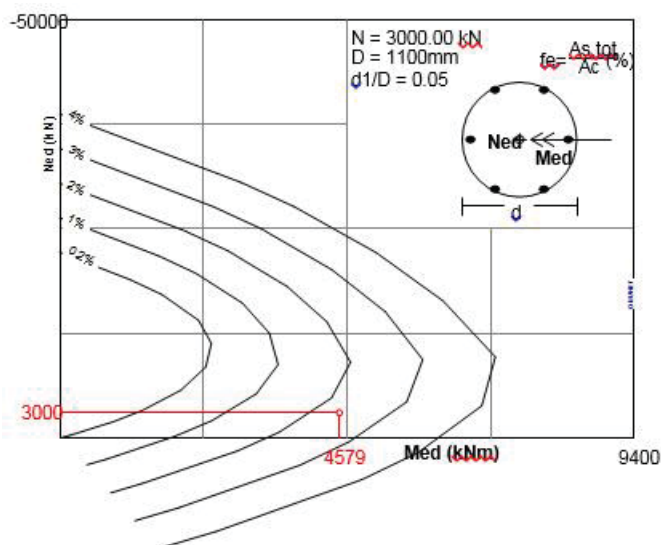
Minimum lengdearmring: $A_{s} \geq 0.0020 A_c \text{ (}A_{s, \text{min}} = 6\text{Ø}20 \text{ (}1884 \text{ mm}^2\text{)}$

Transversarmering bøylar:

- Ø10/400 (h:1.10m~H-1.10m)
- Ø10/240 (h:0~1.10m, H-1.10~H)



Figur 50 Armerings plassering, og diameter søyle



Figur 51 Søyledimensjonering: Viser numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet

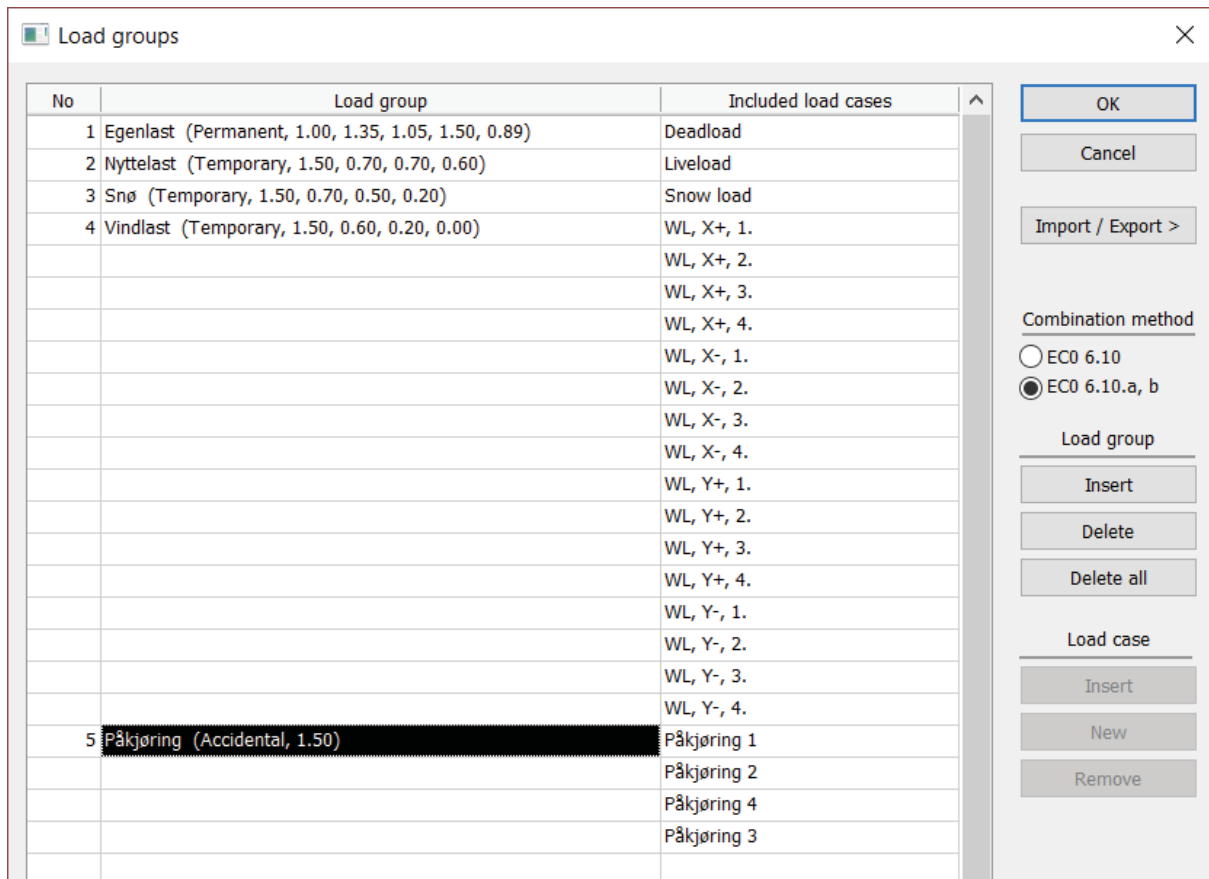
4.3 Lastberegninger generert av FEM-analyse

Dette delkapittelet vil ta for seg inndata og enkelte resultater gjort i FEM Design. Beregningsrapporter for komponenter i konstruksjonen er å finne som vedlegg.

4.3.1 Lastgrupper

Lasttilfellene som er innenfor samme gruppe er last-tilfellene som ikke opptrer samtidig. For eksempel vil ikke påkjøringslast 1 og påkjøringslast 2 forekomme i samme lastkombinasjon.

Inndeling av ikke samtidig opptredende laster

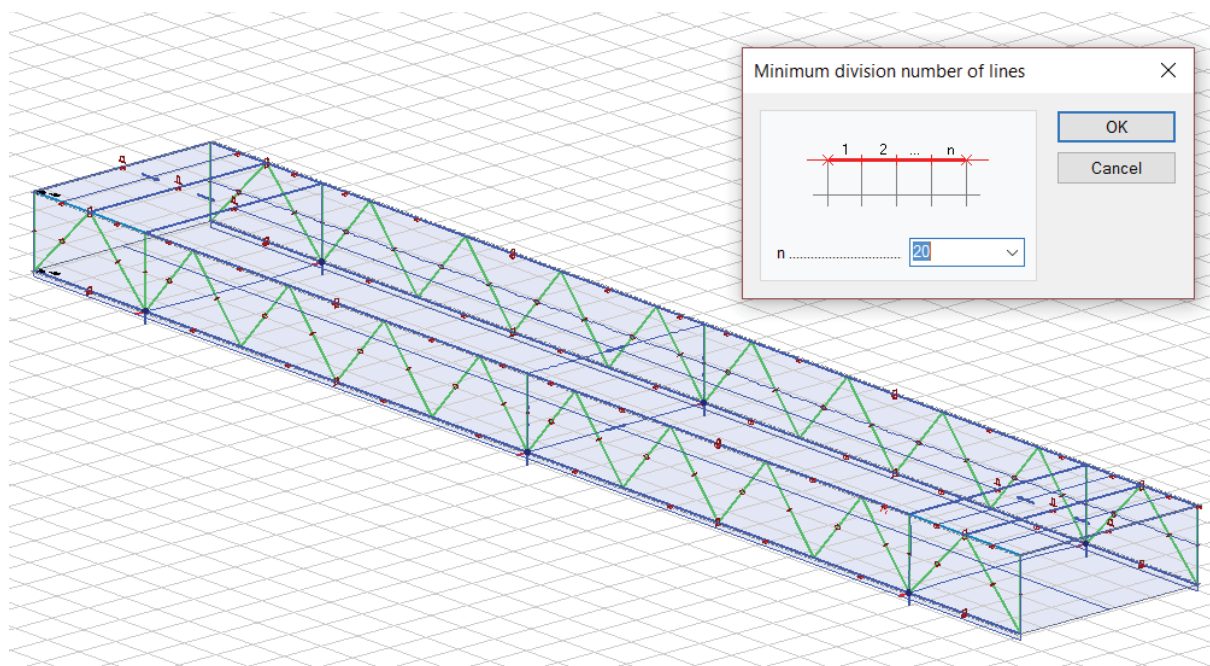


Figur 52 Lastgrupper FEM-analyse

4.3.2 Inndata

FEM-analyse, med inndeling av element

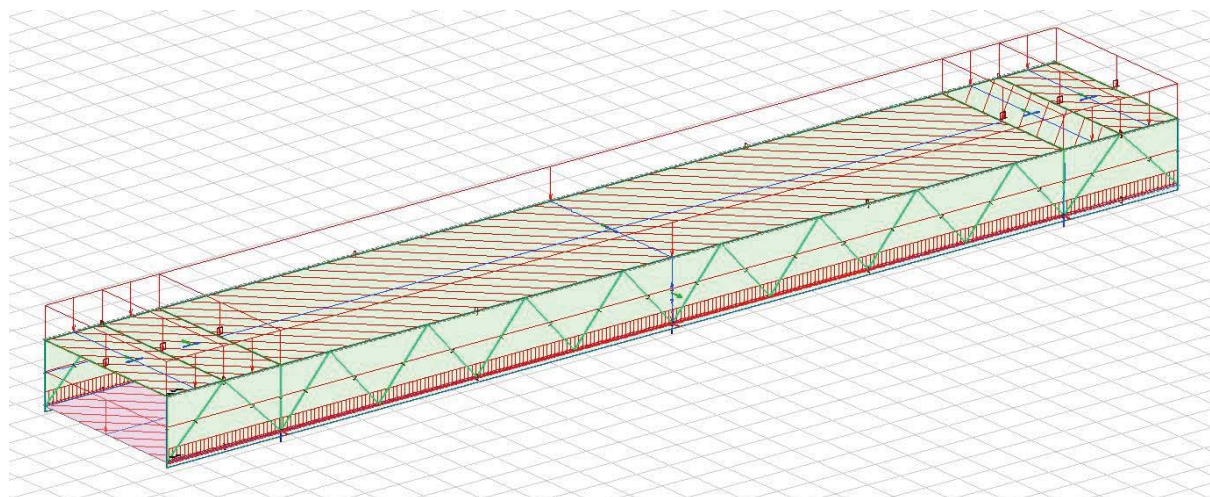
Hvert enkelt element er beregnet etter Fem-metoden med minimum 20 inndelinger



Figur 53 Inndeling av elementer FEM-analyse

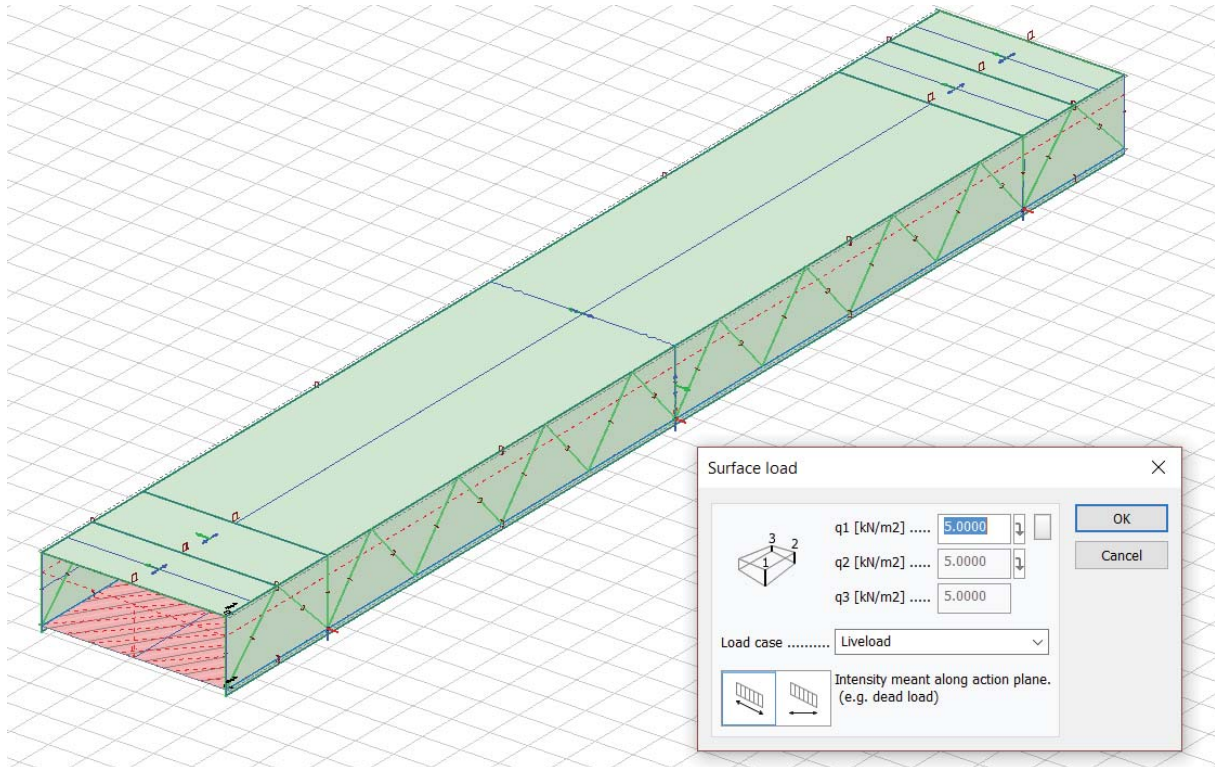
Egenlast

Egenlasten er satt til 4 kN/m^2 for tak og gulv. Egenlasten for vindu er satt til $1,5 \text{ kN/m}$.



Nyttelaster

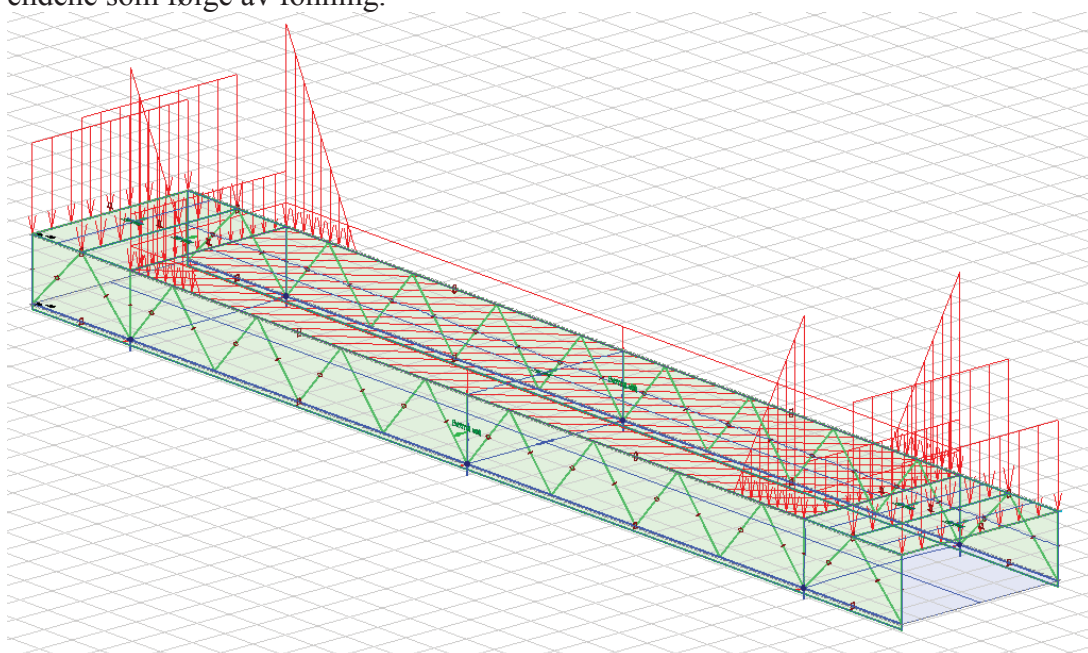
Nyttelast er satt til 5kN/m^2 . Det er her ikke tatt noe hensyn til arealreduksjonsfaktor. Dette grunnet fordi konstruksjonen er etter vårt syn underlagt brostandardene, som ikke nevner noe om arealreduksjonsfaktor.



Figur 54 Nyttelast FEM-analyse

Snølaster

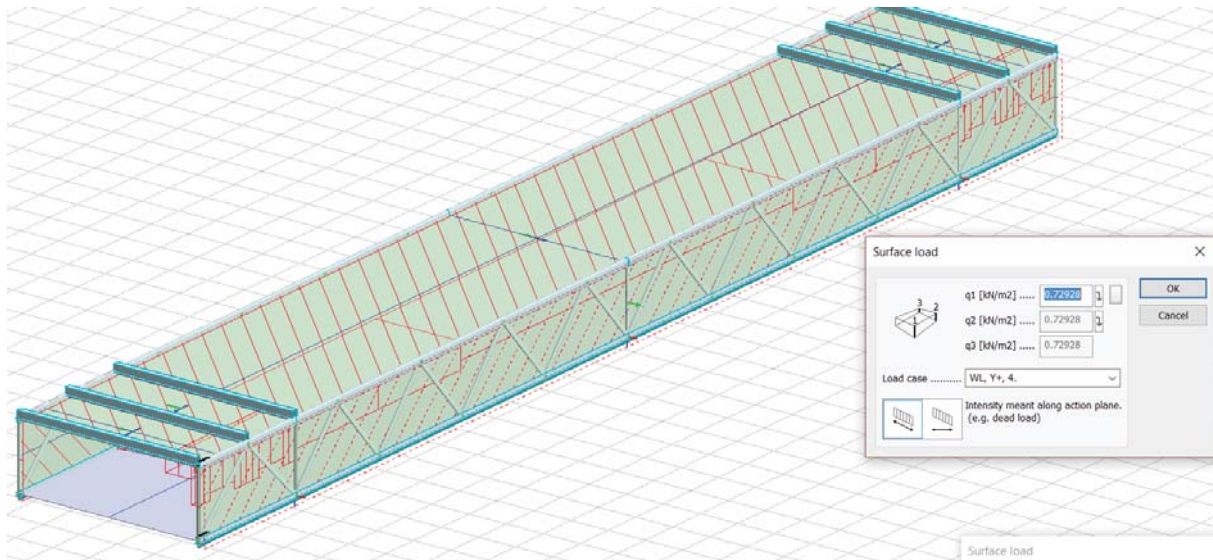
Snølastene har blitt fordelt manuelt som en kombinasjon av linjelaster (kN/m) og flatelaster (kN/m^2) dette er for å kunne gi en korrekt fordeling av lastene med tanke på snølasten i endene som følge av fonning.



Figur 55 Snølast FEM-analysen

Vindlaster

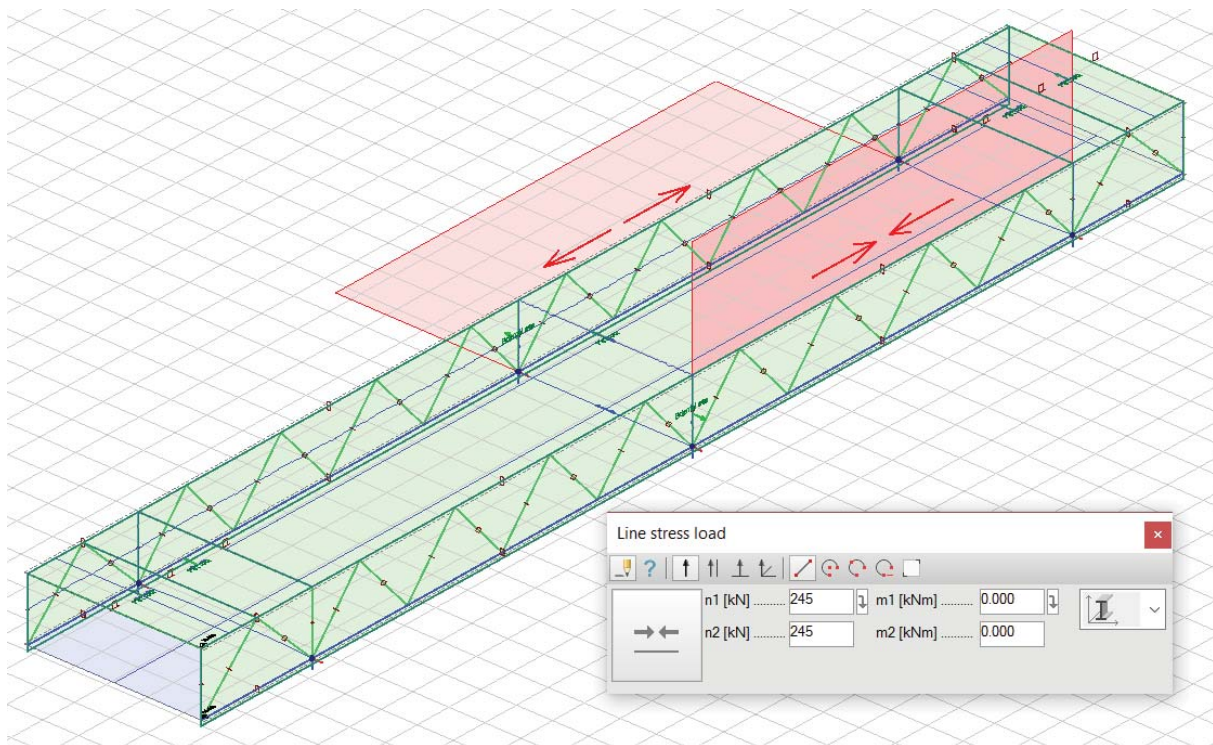
FEM-design har regnet ut flere forskjellige tilfeller av vindlast. Bildet under illustrerer et av tilfellene (WL, Y+, 4.) som er mest påkjent. Dominerende vindlast her er den lasten som treffer vinkelrett inn på glassrutene, som programmet genererer til 0.729 kN/m^2 .



Figur 56 Vindlastberegning FEM-analyse

Påkjøringslast

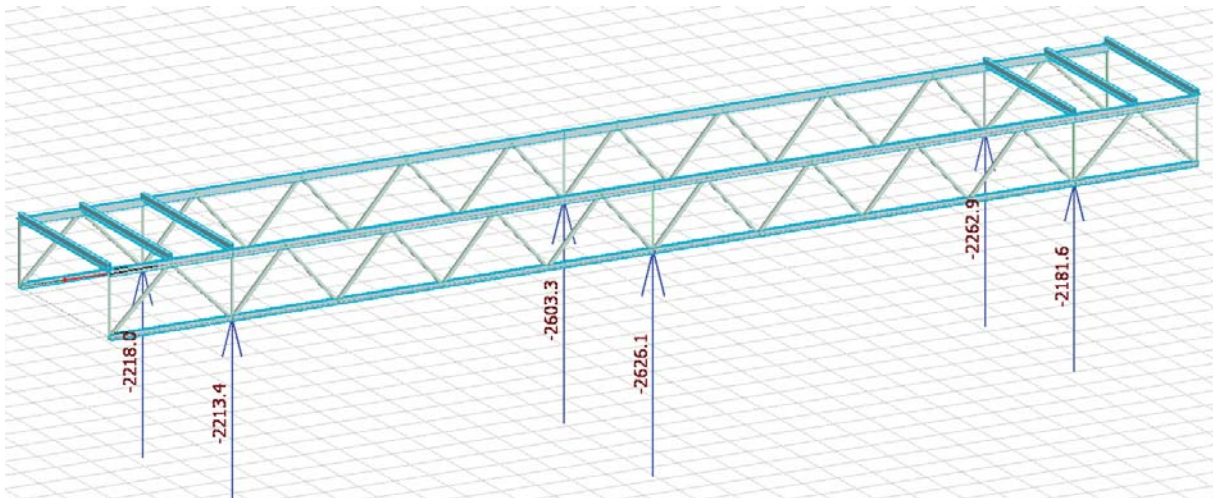
Påkjøringslaster angitt som strekk og trykkrefter dette er vist i egen utregning. I dimensjoneringen har fire tilfeller blitt tatt hensyn til. Et tilfelle mellom hver av søylene på begge sider. Dette selv om to tilfeller, en i hver kjøreretning ville være tilstrekkelig.



Figur 57 Påkjøringslast FEM-analyse

4.3.3 Resultat

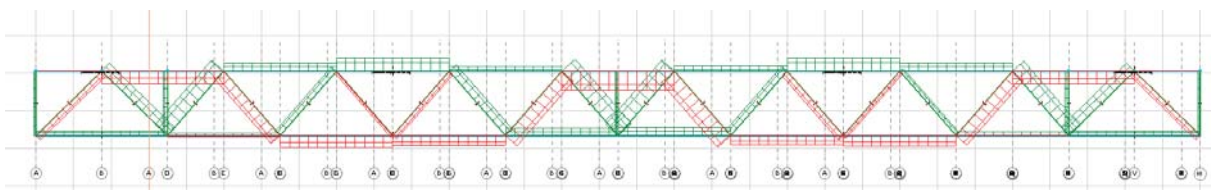
Reaksjonskrefter ved søyler



Figur 58 Opplagerkrefter FEM-analyse

Normalkrefter

Oversikt over normalkrefter fagverket



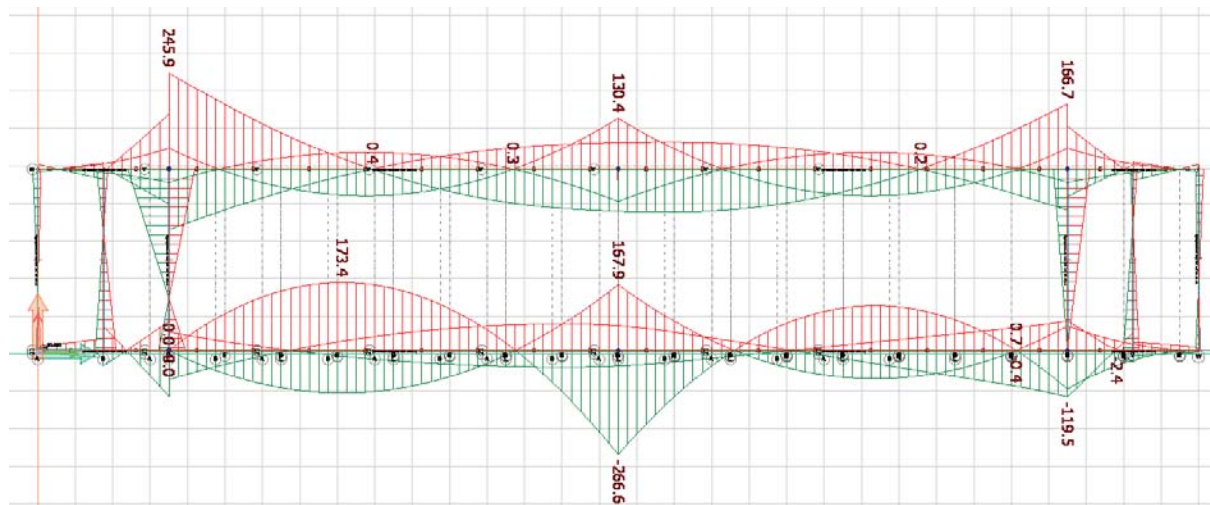
Figur 59 Normalkrefter FEM-analyse

Største normalkrefter	Krefter
Staver	1320,78 kN
Overgurt	962,71 kN
Undergurt	541,87 kN

Tabell 15 Normalkrefter i fagverk

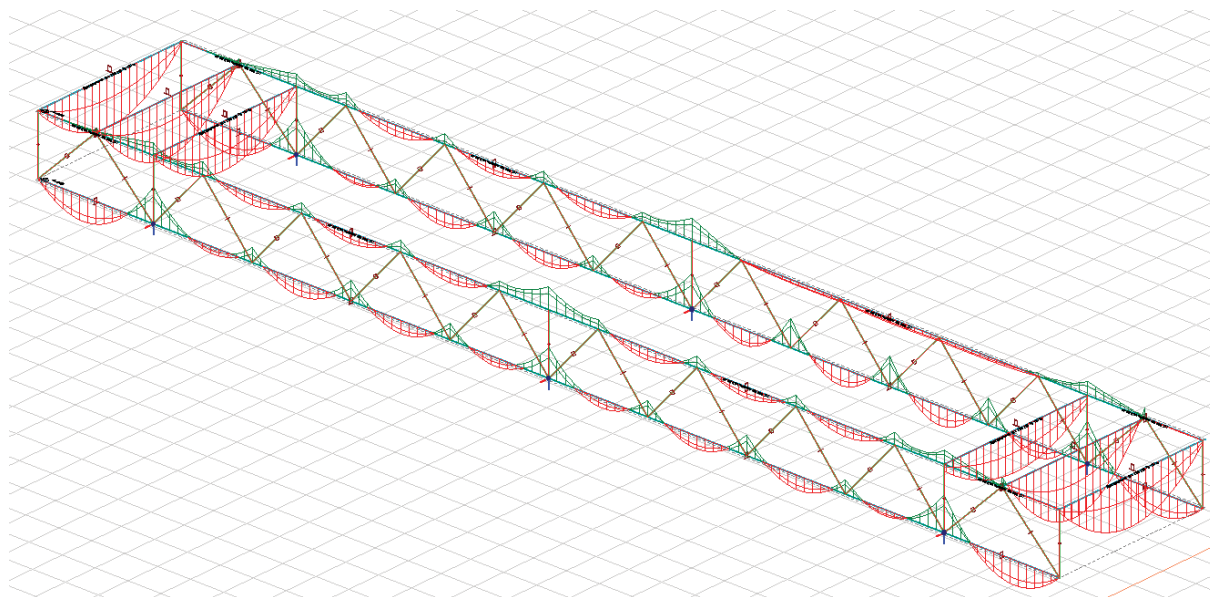
Momenter

På figuren under ser vi horisontale momenter i konstruksjonen sett fra toppen. Merk at her vises både største strekk- og trykkrefter i både over- og undergurt i samme illustrasjon.



Figur 60 Momenter fra toppen FEM-analyse

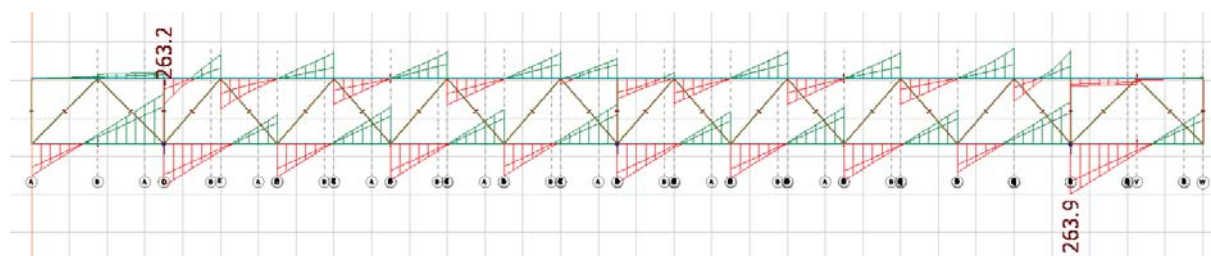
Oversikt over momenter



Figur 61 Momenter i konstruksjonen FEM-analyse

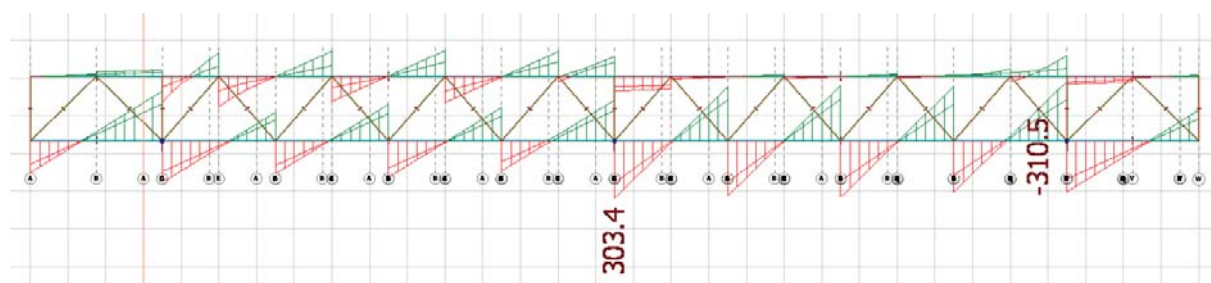
Skjærkrefter

Skjærkrefter i akse 1



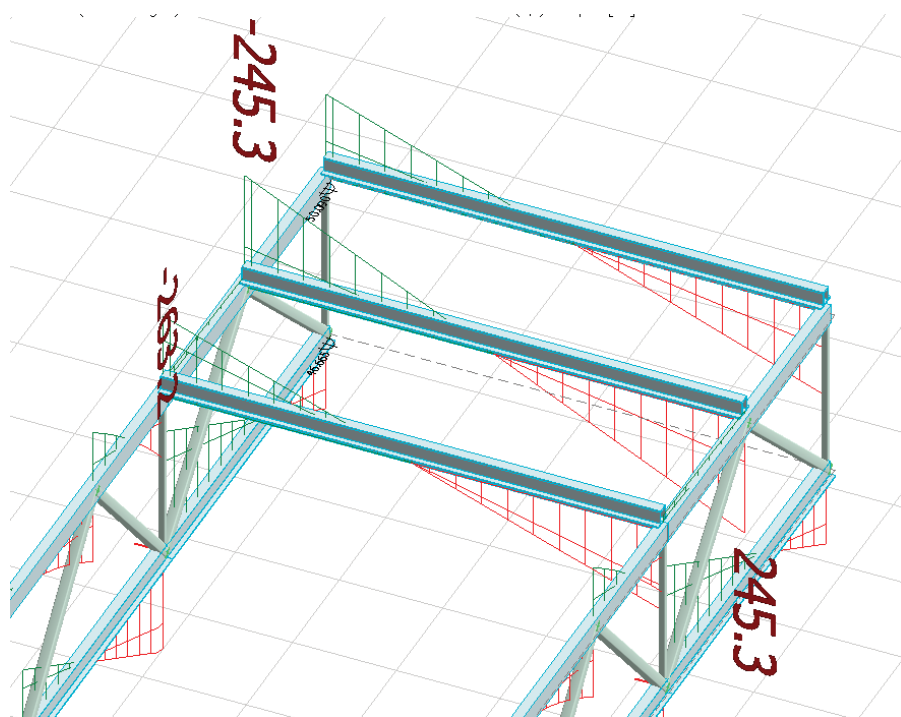
Figur 65 Skjærkrefter i akse 1, FEM-analyse

Skjærkrefter i akse 4



Figur 66 Skjærkrefter i akse, 4 FEM-analyse

Største skjærkrefter i hatteprofiler i takkonstruksjonen



Figur 67 Største skjærkrefter i hatteprofiler i takkonstruksjon FEM-analyse

Stålvect bro

KOMPONENTER	UTREKNING	VEKT (8T/M ³)
UNDERGURT	$0,016649m^2 \times 2 \times 62m = 2,4614m^3$	19,6912 tonn
OVERGURT	$0,016649m^2 \times 2 \times 62m = 2,0644m^3$	16,5152 tonn
HATT I TAKKONSTRUKSJON	$0,02384m^3 \times 6 \times 10m = 1,4304m^3$	11,4432 tonn
STAVER		
VED ENDEOPPLAGER	$7,257 \times 10^{-3}m^2 \times 4,389m \times 8 = 0,2548m^3$	2,0384 tonn
PÅ MIDTEN	$7,257 \times 10^{-3}m^2 \times 4,081m \times 8 \times 4 = 0,9477m^3$	7,5816 tonn
VERTIKAL	$2,612 \times 10^{-3}m^3 \times 3,07m \times 6 = 0,04811m^3$	0,38488 tonn
TOTAL		57,7 tonn

Tabell 16 Vekt av stål

5 DRØFTING

5.1 Konstruksjonen

Fagverk

Fagverk er en av de få løsningene som er teknisk mulig, og den eneste som går overens med reguleringsbestemmelsene og forutsetningene til broen. I startfasen ble det gjort et overslag på bruk av betongdekke som var selvbærende på langs av broen. Der kom vi frem til at tilgjengelig gulvhøyde ikke var tilstrekkelig. Spencon AS er en produsent av betongelementer. De er svært interesserte i å bruke betong i byggverk, men selv de anbefalte stål i den bærende konstruksjonen.

Komponenter av treverk ble lenge holdt som et alternativ. Der vi så for oss å bruke materialet i stavene. I dette tilfellet ville dimensjonen på stavene blitt en del større enn ved bruk av stålprofil. Tre er et mer miljøvennlig materiale enn stål. Dette er derfor en mulighet dersom byggherre ønsker et «grønnere» alternativ. Vi har likevel valgt å bruke stål i hele den bærende konstruksjonen, da vi ser det som fordelaktig å ha samme materiale i hele fagverket.

Glassfasade

Det er på forhånd bestemt at broens fasade skal utføres av glass, som er nøytralt uformet og ikke forstyrrer øvrig trafikk. Vi har i tillegg kommet frem til at det ytterste glasslaget skal lamineres, for å gi en sikkerhet ved påkjøring.

Rammesystemet vil være i samme stil som vedliggende bygg og eksisterende bro. Vi vil ha et horisontalt profil ca. en meter over ferdig gulv. Det vil gi en trykghetsfølelse for brukerne. Undergurten har en 5cm bred flens på utsiden, som forenkler monteringen og tar opp egenlasten av glassfasaden.

Dekke

Broen er dimensjonert for HD265 hulldekker, både i tak og gulv. Egenvekten som ble brukt i dimensjoneringen var 4.0 kN/m^2 . Egenvekten for HD265 oppgis til ca 3.6 kN/m^2 . Det har da blitt tatt hensyn til at himling, gulv, tekniske installasjoner, takteking, isolasjon og påstøp skal inngå i denne marginen på 0.4 kN/m^2 . Det skal også være mulig å få levert enda sterkere hulldekker i denne dimensjonen.

I gulv ble også forskalingsplater og massivtre tatt i betraktning. Argumentene for og imot bruk av treverk er noe av de samme som for bruk av treverk i stavene. Forskalingsplater kan være et godt alternativ, men krever mer arbeid i monteringsfasen. Det er også naturlig å tro at det blir en noe tyngre konstruksjon, uten at vi har sett noe nærmere på dette.

I taket er det noen flere valgmuligheter. I tillegg til de som er nevnt ovenfor kan lette taksystem brukes, spesielt om det er ønskelig å senke egenvekten i konstruksjonen. Ved valg av et slikt system, må konstruksjonen avstives med skråstag. Den store snølasten i endene ble i midlertid avgjørende for at dette ble valgt bort til fordel for hulldekker.

Vi kom frem til å ha hatteprofiler i takkonstruksjonen på tvers av broen i endene. Dette vil være en god løsning på å minske spennvidden, slik at hulldekkene skal kunne tåle den store snølasten. Hatteprofilene er i programmet regnet med flens på begge sider, men må sannsynligvis ha flens kun på ene side i ytterkantene. Om løsningen er tilstrekkelig for andre dekkssystemer, har vi ikke hatt mulighet til å se nærmere på.

Søyler

Drøftingen konkluderer med å plasstøpe et rammesystem med rektangulære bjelker og sirkulære søyler til broen. Økonomisk vil forskjellen være liten mellom plasstøpt og prefabrikkerte elementer, men plasstøpte element gir en estetisk fordel. Vedliggende bygg til broen har sirkulære betongsøyler. For å ta vare på sammenhengen mellom byggene, har vi valgt å bruke sirkulære betongsøyler i broen.

Påkjøringsvern

Vi ser på rekkverk som et bedre alternativ for sikring av søylene enn støtpute. Dette er fordi rekkverk hindrer påkjørsel, mens støtputer bare minsker skadeomfanget.

Brolager

Lageret under broen må være i kombinasjon av faste og bevegelige lager. Ved å benytte faste lager på de midterste søylene, og bevegelige på de ytterste, tar vi hensyn til termisk utvidelse. Det lageret som egner seg best til gangbroen vil være et ensidig bevegelig lager.

Knutepunkt

Vi dimensjonerte for sveis i stavene. Men i ettertid ser vi at bolteforbindelser med fordel kan brukes. Dette er med på å forenkle transporten. Fagverket blir da sendt i deler som monteres sammen på byggeplassen. Monteringen vil i midlertid kreve mer plass og tid, men man unngår frakt av store konstruksjonskomponenter som krever spesialtransport.

Vi har regnet bolter der det er nødvendig å skjøte gurtene. Bolteforbindelsene er beregnet ut i fra den største normalkraften i gurtene. Sannsynligvis vil ikke knutepunktet bli plassert på den mest påkjente delen av konstruksjonen. Dermed kan en svakere bolteforbindelse være tilstrekkelig. Skjøten anbefales å plasseres midt mellom to knutepunkt for å unngå skjærkraft.

Vi har kommet opp med en løsning som skjuler boltene. Om skjøten kan skjules, kan alternativet være å bolte sammen gurtene ved hjelp av en lask. I prinsippet vil beregningene være lik.

Transport

Om det er lønnsomt, kan en kombinasjon av båttransport og transport med bil brukes. Ved at fagverket prefabrikeres i seksjoner, blir det store deler som må fraktes fra fabrikk til byggeplass. Det kan derfor være gunstig å benytte seg av båt til mesteparten av transporten. Om seksjonene blir lastet om til bil i Ålesundsområdet, blir ikke spesialtransporten så utfordrende.

Med ferdige fagverkseksjoner og sveisede knutepunkt, oppnår man en raskere montering. Man kan da unngå mellomlagring av konstruksjonskomponentene, dersom monteringen skjer rett fra bil. Man slipper da også å sette av areal til å montere sammen fagverket på byggeplassen.

Utførelse

Etter møte med prosjektleder Ole Kristian Birkeland fra Statens Vegvesen, vil det være mulig å stenge Moavegen i kortere perioder under monteringsfasen. En stenging av vegen gjennom hele byggeperioden vil ikke være aktuelt. En løsning vil da være å bygge broen i to etapper. Da kan halve broen bygges ferdig med glassfasade. Deretter legges om vegen under den ferdige brodelen, til resten av broen er ferdig utvendig. Med dette minsker man risiko for skade på trafikk.

Omdirigering av gangtrafikken vil også være nødvendig for sikkerheten. I byggefasen må hovedinngangen ved Brofestebyget enten stenges, eller sikres ved hjelp av en containertunell eller lignende.

5.2 Erfaring

Dette prosjektet har gitt oss mange nye erfaringer. Det har bedret vår evne og forståelse for utførelse av prosjekter. Denne erfaringen gjør oss bedre rustet til å møte lignende problemstillinger i fremtiden.

Det var nytt for oss å jobbe med en konstruksjon som helhet. Tidligere har vi bare dimensjonert enkeltkomponenter uten at våre valg har påvirket andre komponenter i konstruksjonen.

Vi måtte underveis forkaste beregninger og gjøre nye. Et eksempel på dette var når dimensjonen på stavene ble endret fra 180mm til 200mm, vi måtte da gjøre nye knutepunktsberegninger.

Istedenfor å få oppgitt hva som skal gjøres, har vi måtte utvikle egne konsepter. Dette skiller seg ut i fra det vi har gjort tidligere. Eksempler som kan trekkes frem er takkonstruksjonen og design av undergurt. Takkonstruksjonen er utformet med ekstra bjelker for å ta opp snølast. Vi designet undergurt med en ekstra flens på utsiden for å forenkle monteringen av glassfasaden. Disse løsningene bidrar til å holde kostnaden nede, uten at dette går ut over kvaliteten.

I startfasen var vi veldig opptatt av å følge prosessen vi hadde sett for oss på forhånd. Vi mistet dermed fokus på å jobbe mot målet. Hadde vi jobbet mer målrettet, ville vi kunne spart oss for unødvendig litteraturinnhenting. For oss ble ikke dette bare en dimensjoneringsoppgave, men også en læringsprosess.

Vi dimensjonerte fagverket i FEM Design. Vi har tidligere ikke hatt opplæring i dette eller lignende program. Våre forventninger til programmet var urealistiske. Programmet er en stor ressurs når man mestrer det, men er krevende å lære. Dette førte til at mye tid ble brukt på prøving og feiling.

Vi har ikke hatt støtte av personer med erfaring i programmet. Det kunne muligens vært bedre å bruke Robot Structural Analysis, der det finnes et stort nettsamfunn.

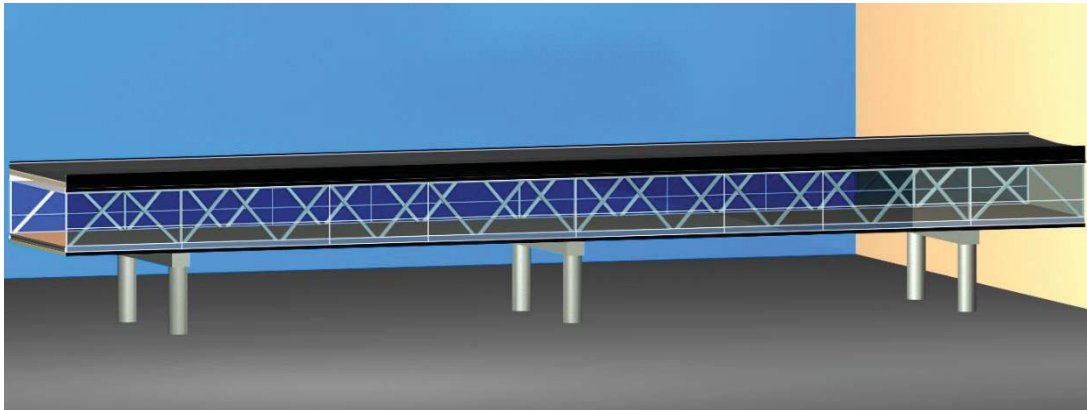
I prosjektperioden har vi jobbet selvstendig. Periodevis i prosjektet har vi stått fast på enkelte problemer. Vi ser i ettertid at vi kunne ha benyttet kompetansen til oppdragsgiver bedre, noe som kunne ført til mer utfyllende resultat. Dette kunne begge parter dratt nytte av.

Igjennom hele prosessen har vi hatt tilgang til et kontor, der har vi jobbet med en armlengdes avstand fra hverandre. Dette har bidratt til et godt samarbeid og samhold i gruppen. Resultatet ville nok ikke blitt det samme uten. Vi anser dette som en stor suksessfaktor for prosjektet.

6 KONKLUSJON

6.1 Resultat

Vi har i denne oppgaven kommet fram til at bærekonstruksjonen skal være fagverk. Dette stemmer overens med det byggherre har sett for seg. Etter vår mening er dette det beste alternativet.



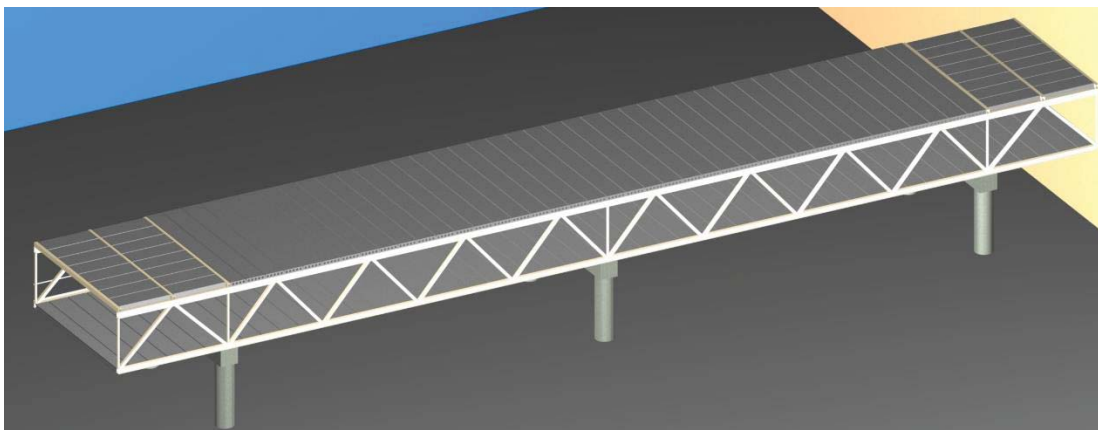
Figur 68 Resultat kjøpesenterbro (Egenprodusert)

Som konstruksjonsmateriale har vi valgt å bruke stål. Vi oppnår en bærende konstruksjon med et og samme materiale. Samlet har vi kommet frem til en total stålvekt på omtrent 58 tonn.

Komponent	Dimensjon
Overgurt	400x200x10mm
Undergurt	Hatteprofil: 200x310mm
Diagonale staver	200x200x10mm
Vertikale staver	120x120x6mm

Tabell 17 Oversikt over dimensjoner

I broen skal det være hulldekker i både gulv og tak, med en tykkelse på 265mm. For at hulldekkene skal tåle de store påkjenningene i endene, er bjelker lagt inn. Dette åpner for å snu hulldekkene for å øke kapasiteten i endene.



Figur 69 Illustrasjon av hulldekker på gangbroen (Egenprodusert)

Snølasten er beregnet etter den mest ugunstige situasjonen. Denne lasten har vært vesentlig for dimensjoneringen av konstruksjonen og har ført til store påkjenninger nært vedliggende bygg.

Dimensjonen på søylene ble beregnet til 1,1 meter. For å redusere momentet og få et akseptabelt tverrsnitt på søylene, er det en bjelke i overkant. Dette er med på å gi et lavere moment, og dermed mindre søyletversnitt.

For å hindre att glassbiter skal falle ned på kjøre- eller gangfeltet ved en påkjøring blir det ytterste laget laminert. Glassfasaden vil hvile på den ytterste flensen på undergurten, som er designet til formålet.

I knutepunkter mellom staver og gurter, er det beregnet sveis med a-mål på 5mm. Skjøting av gurter kan gjøres med seks M30 bolter i fasthetsklasse 8.8.

Brolageret må være en kombinasjon av faste opplager på midten, og bevegelige i broens lengderetning ellers.

Vi har måtte avgrense oppgaven og har ikke hatt mulighet til å se på alt. I det videre arbeidet vil det være nødvendig å ta med en rekke flere beregninger og vurderinger, for å få et fullstendig sluttprodukt. Egenfrekvenser og jordskjelv er eksempel på viktige beregninger som ikke er med i dette prosjektet.

6.2 Videre arbeid

Det er fortsatt en del ingeniørfaglig arbeid som gjenstår før byggestart. Arbeidsområder som må jobbes videre med er blant annet seismiske beregninger med egenfrekvenser, fundamentering, prisberegning, tekniske installasjoner, byggdetaljer, montering og utførelse. Mange av disse krever spesialkompetanse og samarbeid med andre faggrupper. Enkelte verdier kan da endre seg, og vi tar dermed et forbehold om at enkelte beregninger kan bli endret som følge av dette.

7 FIGURLISTE

Figur 1 Reguleringsområde BKS 3	13
Figur 2 Skråstagbro Moa (36)	18
Figur 3 Elementbro (37)	18
Figur 4 Illustrasjon av fagverksbro (Egenprodusert)	18
Figur 5 Prisgrunnlag prefabrikkert- og plasstøpt betong – 2014 (9)	20
Figur 6 Arbeidskurve og definisjon av materialparametre, (12)	21
Figur 7 Brannmaling før(venstre) og etter(høyre) brann	22
Figur 8 Fastlager (19)	25
Figur 9 Allsidig bevegelig lager (19)	25
Figur 10 Ensidig bevegelig brolager (18)	25
Figur 11 Knutepunkter og forbindelser (18)	27
Figur 12 Styrke og duktilitet av forbindelser	27
Figur 13 Definisjon av a-mål	28
Figur 14 Krav til sikkerhetsavstand (A) langs en veg, basert på ÅDT og fart (N101) Tabell 2.2	31
Figur 15 Orienterende bæreevne for hulldekker - Betongelementboken Bind A, Del 2	33
Figur 16 Illustrasjon av hulldekke på fagverk (Egenprodusert)	33
Figur 17 Undergurt med skjot (Egenprodusert)	34
Figur 18 Dekke på gurt (15) (19)	34
Figur 19 Dette bildet illustrerer hulldekker som hviler på overgurten. (15) (19)	34
Figur 20 Sveiset knutepunkt (Egenprodusert)	35
Figur 21 Definisjon av konsekvensklasse: NS-EN 1990, Tabell B1	38
Figur 22 Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler: NS-EN 1990, Tabell NA.A1 (901)	38
Figur 23 Prosjekteringskontrollnivåer (DSL): NS-EN 1990, Tabell B4	38
Figur 24 Krav til graden av prosjekteringskontroll og graden av utførelseskontroll "kontrollklasse" hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse: NS-EN 1990, Tabell NA.A1 (902)	39
Figur 25 Krav til kontrollform ved prosjektering og ved utførelsen avhengig av kontrollklasse: NS-EN 1990, Tabell NA.A1 (903)	39
Figur 26 Foreslåtte kriterier for brukskategorier: NS-E 1090-2, Tabell B.1, Tillegg B	39
Figur 27 Foreslåtte kriterier for produksjonskategorier: NS-EN 1090-2, Tabell B.2, Tillegg B	40
Figur 28 Anbefalt matrise for bestemmelse av utførelsesklasse: NS-EN 1090-2, Tabell B.3, Tillegg B	40
Figur 29 Anbefalt planer og kvalitetsdokumentasjon: NS-EN 1090-2, Tillegg B	40
Figur 30 Anbefalt sveisetekniske krav: NS-EN ISO 3834	40
Figur 31 Anbefalt krav til koordinering av sveisearbeider: NS-EN ISO 14731	41
Figur 32 Anbefalt akseptkriterier for sveisefeil: NS-EN 1090-2	41
Figur 33 Verdier for ψ -faktorer for bygninger: NS-EN 1990, Tabell NA.A.1	42
Figur 34 Dimensjonerende verdier for laster i vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner: NS-EN 1990, Tabell NA A1.2(B)	42
Figur 35 Ensartede komponenter i bøyning og aksial kompresjon: NS-EN 1993-2, Punkt 6.3.3	43
Figur 36 Brukskategorier for nyttelast: NS-EN 1991-1-1, Tabell 6.1	45
Figur 37 Nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger: NS-EN 1991-1-1, Tabell 6.2	45

Figur 38 Anbefalte verdier av C_e for forskjellige topografier: NS-EN 1991-1-3, Tabell 5.1 ..	46
Figur 39 Formfaktorer for snølast: NS-EN 1991-1-3, Tabell 5.2	46
Figur 40 Karakterisk snølast på mark for kommuner: NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.4.1(901)	46
Figur 41 Illustrasjoner av eksponeringsfaktoren $c_e(z)$ for $c_0=1,0$, $k=1,0$: NS-EN 1991-1-4, Punkt. 4.5.....	48
Figur 42 Kraftfaktorer for broer, $c_{tx,0}$: NS-EN 1991-1-4, Figur 8.3	48
Figur 43 Veiledende dimensjonerende ekvivalente statiske krefter fra støt og overbygning: NS-EN 1991-1-7, Tabell 4.2 og figur 4.2	49
Figur 44 Formfaktor for snølast på tak som grenser til høyere byggerk: NS-EN 1991-1-3, figur 5.7	51
Figur 45 Se punkt 3.6.8 figur 32 for veiledning.....	54
Figur 46 Snitt som viser søyleavstander, og påkjøringslast	54
Figur 47 Effektive mål (Egenprodusert)	69
Figur 48 Snitt bolteforbindelse (Egenprodusert).....	70
Figur 49 Senteravstand bolter (Egenprodusert)	71
Figur 50 Armerings plassering, og diameter søyle	72
Figur 51 Søyledimensjonering: Viser numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet.....	72
Figur 52 Lastgrupper FEM-analyse	73
Figur 53 Inndeling av elementer FEM-analyse.....	74
Figur 54 Nyttelast FEM-analyse	75
Figur 55 Snølast FEM-analysen.....	75
Figur 56 Vindlastberegning FEM-analyse	76
Figur 57 Påkjøringslast FEM-analyse	76
Figur 58 Opplagerkrefter FEM-analyse	77
Figur 59 Normalkrefter FEM-analyse.....	77
Figur 60 Momenter fra toppen FEM-analyse.....	78
Figur 61 Momenter i konstruksjonen FEM-analyse	78
Figur 62 Største moment i akse 1, FEM-analyse	79
Figur 63 Største moment i akse 4, FEM-analyse	79
Figur 64 Momenter ved ende og hatteprofiler i takkonstruksjon FEM-analyse	79
Figur 65 Skjærkrefter i akse 1, FEM-analyse	80
Figur 66 Skjærkrefter i akse, 4 FEM-analyse	80
Figur 67 Største skjærkrefter i hatteprofiler i takkonstruksjon FEM-analyse.....	80
Figur 68 Resultat kjøpesenterbro (Egenprodusert)	86
Figur 69 Illustrasjon av hulldekker på gangbroen (Egenprodusert).....	86

8 TABELLISTE

Tabell 1 Eurokoder og standarder	14
Tabell 2 Statens Vegvesen håndbøker	15
Tabell 3 Dimensjoner	16
Tabell 4 U-verdier	37
Tabell 5 Generell informasjon om prosjektet.....	37
Tabell 6 Materialfaktorer for stål til beregninger i bruddgrensetilstanden	44
Tabell 7 Egenlaster - gulv	44
Tabell 8 Egenlaster - vegger.....	44
Tabell 9 Egenlaster - tak.....	44

Tabell 10 Referansevindhastighet $V_{b,0}$ for kommunene: NS-EN 1991-1-4, Tabell NA.4(901.1)	47
Tabell 11 Terrenkategorier og terrenkparametere: NS-EN 1991-1-4, Tabell 4.1	47
Tabell 12 Verditabell Bolter	50
Tabell 13 Nominelle verdier av flytespenning f_y og strekkfasthet f_u for varmvalset konstruksjonsstål	50
Tabell 14 Minste hull- og kantavstander: NS-EN 1993-1-8, Tabell 3.3	50
Tabell 15 Normalkrefter i fagverk	77
Tabell 16 Vekt av stål	81
Tabell 17 Oversikt over dimensjoner	86

9 FORMELLISTE

Formel 1 Arealreduksjonsfaktor (28)	51
Formel 2 Formfaktor for snølast som skyldes vind (29)	51
Formel 3 Basis vindhastighet (30)	52
Formel 4 Vindhastighetstrykk (30)	52
Formel 5 Basisvindhastighetstrykket (30)	52
Formel 6 Vindkraft i z-retning som virker på konstruksjonen (30)	53
Formel 7 Vindkraft x-retning som virker på konstruksjonen (30)	53
Formel 8 Redusert påkjøringslast	54
Formel 9 Relativ slankhet ved bruk i søyledimensjonering for stål (ref. Eurokode 3-1-1)	55
Formel 10 for beregning av Formel 1	55
Formel 11 Kapasitetsformel for stav med aksiallast og moment	55
Formel 12 Forsterkningsfaktor	55
Formel 13 Knutepunktparameter 1 (23)	55
Formel 14 Knutepunktparameter 2 (23)	55
Formel 15 Dimensjonerende aksialkraftkapasitet for brudd i gurtstav i knutepunktet (23)	56
Formel 16 Spenningsforhold for gurter (23)	56
Formel 17 Beregning av kapasitet til stav i knutepunkt (23)	56
Formel 18 Forhold mellom gurtbredde og veggtykkelse (23)	56
Formel 19 Forholdet mellom stegstav og gurtens midlere bredde (23)	56
Formel 20 Dimensjonerende aksialkraftkapasitet til diagonalstav, for skjærbrudd i gurtvegg (23)	57
Formel 21 Skjærareal i gurt (23)	57
Formel 22 Faktor for skjærareal i gurt (23)	57
Formel 23 Dimensjonerende aksialkapasitet til gurt, for skjærbrudd i gurtvegg (23)	57
Formel 24 Dim. plastisk skjærkapasitet (23)	57
Formel 25 Dim. aksialkraftkapasitet for brudd i stegstav i knutepunkt (23)	57
Formel 26 Effektiv bredde for brudd i stegstav (23)	57
Formel 27 Dim. Aksialkraftkapasitet for gjennomlokking av stav i knutepunkt (23)	58
Formel 28 Gjennomlokking (23)	58
Formel 29 Effektiv bredde ved gjennomlokking (23)	58
Formel 30 Spenningskontroll i bruddgrensetilstand av Jamføringsspenning (23)	58
Formel 31 Dimensjonerende skjærspenning sveis (23)	58
Formel 32 Kapasitet sveis pr. lengdeenhet (23)	58
Formel 33 Snur formel fra Formel 2 for å finne a-mål (23)	58
Formel 34 Skjærspenning i sveisens lengderetning (23)	58
Formel 35 Resultantspenning normalt på sveis (23)	58

Formel 36 Normalspenning og skjærspenning normalt på sveis (23).....	58
Formel 37 Dimensjonerende kapasitet ved avskjæring, forutsatt avskjæring utenfor skruens gjengeparti (4 stk) (11).....	59
Formel 38 Dimensjonerende kapasitet med hensyn på hullkantrykk (11).....	59
Formel 39 Faktor for beregning av k_1 (11)	59
Formel 40 Faktor for beregning av k_1 (11).....	59
Formel 41 Faktor for beregning av k_1 (11).....	59
Formel 42 Faktor for beregning av α_d (11).....	59
Formel 43 Faktor for beregning av α_d (11).....	59
Formel 44 Faktor for beregning av α_d (11).....	60
Formel 45 Bruttotverrsnitt (11)	60
Formel 46 Nettotverrsnitt (11)	60
Formel 47 Kapasitetsformel for avskjæringsforbindelser 1 (11)	60
Formel 48 Kapasitetsformel for avskjæringsforbindelser 2 (11)	60
Formel 49 Kapasitetskontroll for avskjæringsforbindelser (11)	60
Formel 50 Avstandskontroll 1 avskjæringsforbindelser (11).....	60
Formel 51 Avstandskontroll 2 avskjæringsforbindelser (11).....	60
Formel 52 Avstandskontroll 3 avskjæringsforbindelser (11).....	60
Formel 53 Avstandskontroll 4 avskjæringsforbindelser (11).....	60

10 REFERANSER

1. Ålesund kommune. [Online].; 2016 [cited 2016 Februar 04. Available from: http://innsyn.alesund.kommune.no/wfinnsyn.ashx?response=journalpost_detaljer&journalpostid=2015062753&.
2. Fred Solvik TFoMR. Store Norske Leksikon. [Online].; 2015 [cited 2016 02 22. Available from: https://snl.no/plan-_og_bygningsloven.
3. SV. Rekkverk og vegens sideområder. [Online].; 2014 [cited 2016 04 07. Available from: http://www.vegvesen.no/_attachment/69909/binary/964014?fast_title=H%C3%A5ndbok+N101+Rekkverk+og+vegens+sideomr%C3%A5der.pdf.
4. Vegdirektoratet. Vegvesen.no. [Online].; 2015 [cited 2016 02 03. Available from: http://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718?fast_title=H%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf.
5. Statens Vegvesen. Prosesskoden. [Online].; 2014 [cited 2016 02 04. Available from: <http://www.vegvesen.no/fag/Veg+og+gate/Prosjektering+og+bygging/Prosjektering/Prosesskoden>.
6. Moelven AS. moelven.com. [Online]. [cited 2016 02 04. Available from: <http://www.moelven.com/no/Produkter-og-tjenester/Limtre-og-Kerto/Limtre/>.
7. Smeplass PGMOS. Grunnleggende betongteknologi Oslo: Byggenæringens forlag AS; 2013.
8. Store Norske leksikon. snl.no. [Online].; 2009 [cited 2016 02 08. Available from: <https://snl.no/segment>.
9. Gjerp P. Grunnleggende betongteknologi: Byggenæringens forlag.
10. Nasjonalbiblioteket. nb.no. [Online].; 2016 [cited 2016 Februar 04. Available from: <http://www.nb.no/nbsok/nb/9cfeb2a31af1b12362ae121d5e33c9ba?index=10#11>.
11. Eie J. Stålkonstruksjoner. 252015th ed. Kristiansand: NKI Forlaget AS; 2010.
12. Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner Oslo: Akademika forlag; 2013.
13. Smith Stål. [Online].; 2016 [cited 2016 Februar 04. Available from: <http://www.smithstal.no/aktuelt-/fatka-om-stal/>.
14. BKS bb. [Online]. [cited 2016. Available from: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=314§ionId=2>.
15. Knut Ivar Edvarsen TØR. Håndbok 5 Trehus Oslo: SINTEF akademiske forlag; 2014.
16. Aleksander S. Betongelementboken Bind A. 4th ed. Vinje SAoL, editor. Oslo; 2010.
17. Hjelseng MG. <http://brage.bibsys.no>. [Online].; 2014 [cited 2016. Available from: <http://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/233214>.
18. Contiga. <http://contiga.no>. [Online]. [cited 2016. Available from: <http://contiga.no/produkter/stal/soyler/>.
19. Spenneteknikk. [Online]. [cited 2016. Available from: <http://www.spenneteknikk.no/brosjyrer/TobeFR4-norsk-24022011.pdf>.
20. Betongelementforeningen NSo. www.stalforbund.no. [Online].; 2008 [cited 2016 03. Available from: <http://www.stalforbund.no>.
21. tak S. <http://docplayer.no/424304-Sintef-byggforsk-bekrefter-at-lett-tak-takelementer.html>. [Online]. [cited 2016. Available from: <http://docplayer.no/424304-Sintef-byggforsk-bekrefter-at-lett-tak-takelementer.html>.

22. Eie J. Trekonstruksjoner - Beregning og dimensjonering. 32012th ed. Bekkestua: NKI Forlaget AS 2010; 2012.
23. Standard N. NS-EN 1993-1-8 Knutepunkter og forbindelser..
24. Leksikon SSN. [Online]. [cited 2016. Available from: <https://snl.no/sveiseforbindelser>.
25. Leksikon KSN. [Online]. [cited 2016. Available from: <https://snl.no/kilsveis>.
26. Standard N. NS 3510:2015 - Sikkerhetsruter i byggverk - Krav til prosjektering og klasser for ulike bruksområder..
27. BKS. BKS - Byggforsk. [Online]. [cited 2016. Available from: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=3461§ionId=4>.
28. Standard N. NS-EN 1991-1-1 - Allmenne laster tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger..
29. Standard N. NS-EN 1991-1-3 - Allmenne laster, Snølaster..
30. Standard N. NS-EN 1991-1-4 - Allmenne laster, Vindlaster..
31. Vegvesen.no. [Online].; 2014 [cited 2016 02 03. Available from: http://www.vegvesen.no/attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf.
32. Årskog TRV. Konstruksjonssikkerhet og belastning Kompendium i lastsikkerhet. Ålesund.; 2010.
33. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner Oslo: Akademika forlag; 2013.
34. Vangestad KrK. Byggstatikk Oslo: Universitetsforlaget; 2011.
35. Store Norske leksikon. snl.no. [Online].; 2016. Available from: <https://snl.no/betong#menuitem4>.
36. Nilsen L. Forelesning Materiallære Betong 2015. 2016 Feb 09..
37. Vollen Ø. Mekanikk for ingeniører - Statikk og fasthetslære. 232013th ed. Oslo: NKI Forlaget AS 1999.
38. Vegvesen S. Håndbok N 101 - Rekkverk og vegens sideområde: Vegdirektoratet; 2014.
39. forskrift B. bks.byggforsk. [Online]. [cited 2016 03 30. Available from: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=3461§ionId=4>.
40. Valumin AS. [Online]. [cited 2016 03 31. Available from: <http://www.hprodukter.no/aluminium>.
41. Moa G. [Online]. Available from: https://www.google.no/search?q=gangbro+moa&espv=2&biw=1920&bih=1141&site=webhp&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwiqzda_14bMAhUC3iwKHQTM DVwQ_AUIBigB#tbn=isch&q=bro+moa&imgrc=XktH98DkF63P9M%3A.
42. Elementbro. [Online]. Available from: https://www.google.no/search?q=gangbro+moa&espv=2&biw=1920&bih=1141&site=webhp&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwiqzda_14bMAhUC3iwKHQTM DVwQ_AUIBigB#tbn=isch&q=elementbro&imgrc=PLv2PKye3RK6CM%3A.
43. Ålesund Kommune. Ålesund Kommune. [Online].; 2015. Available from: <http://innsyn.alesund.kommune.no/wfdocument.ashx?journalpostid=2015062753&dokid=1118472&versjon=1&variant=A&>.
44. Jarle RBoI. Prosjektstyring Oslo: Gyldendal Norsk forlag AS; 2001.
45. Rolstadås OJoL. Praktisk prosjekt-ledelse Bergen: Fagbokforlaget; 2014.

VEDLEGG

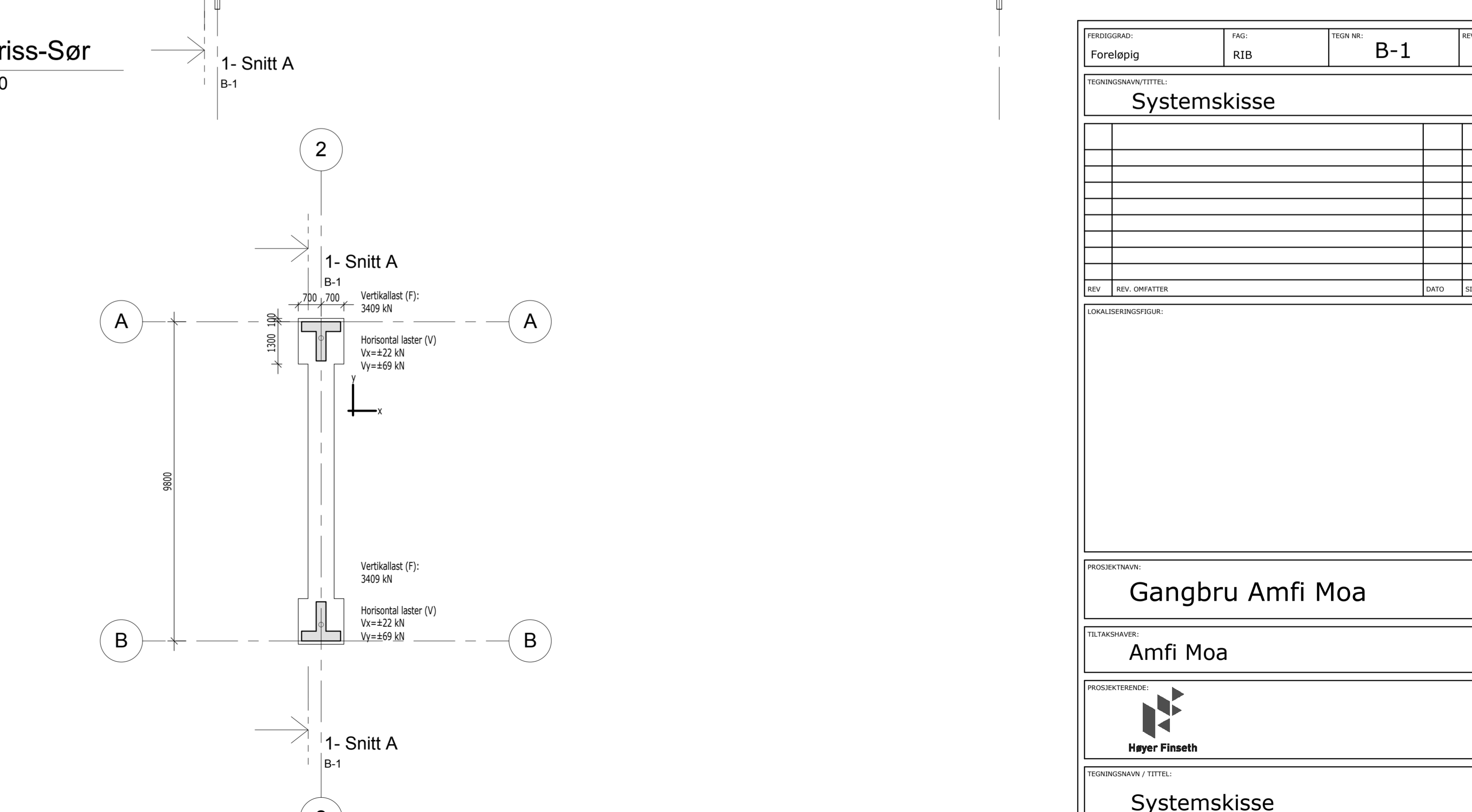
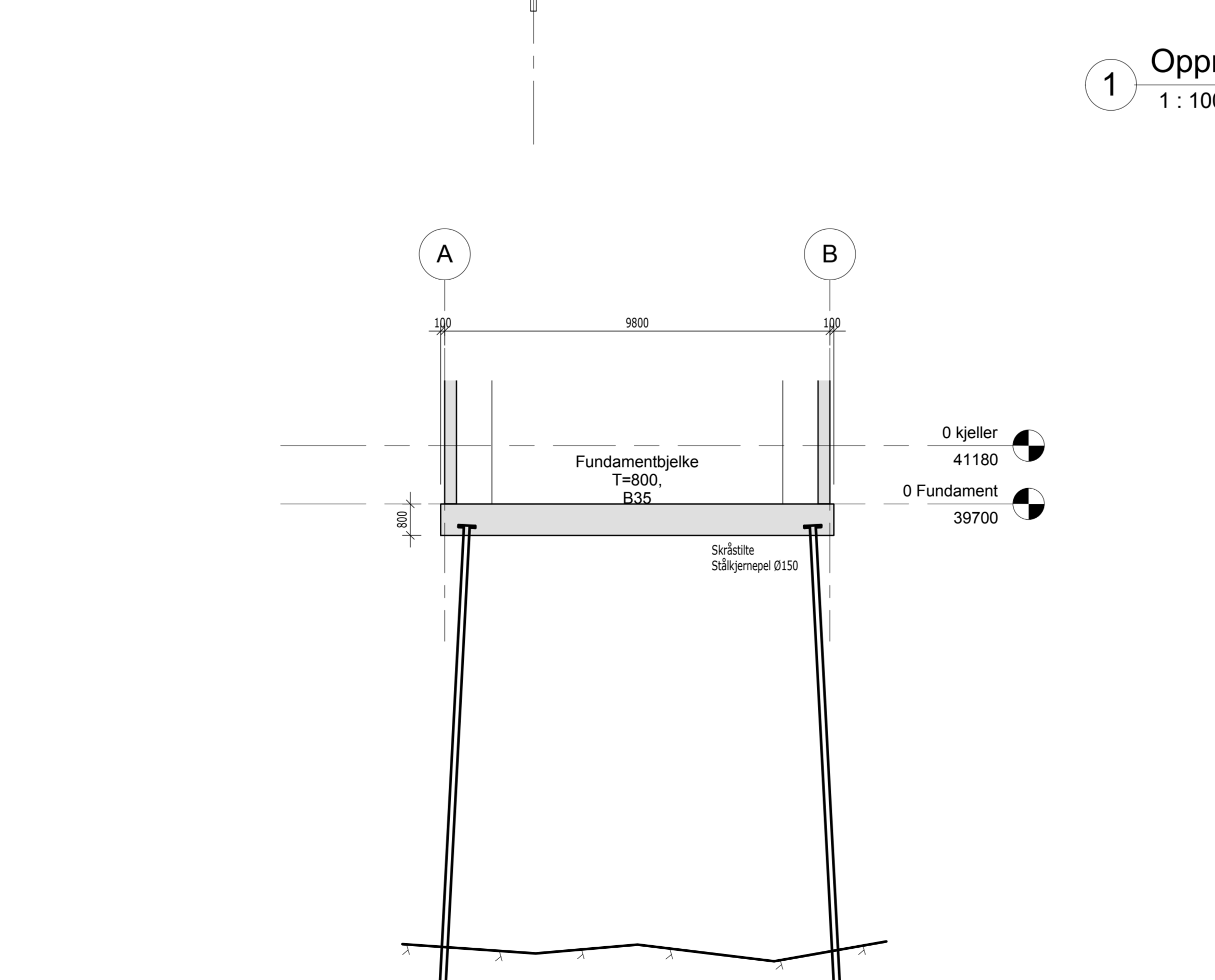
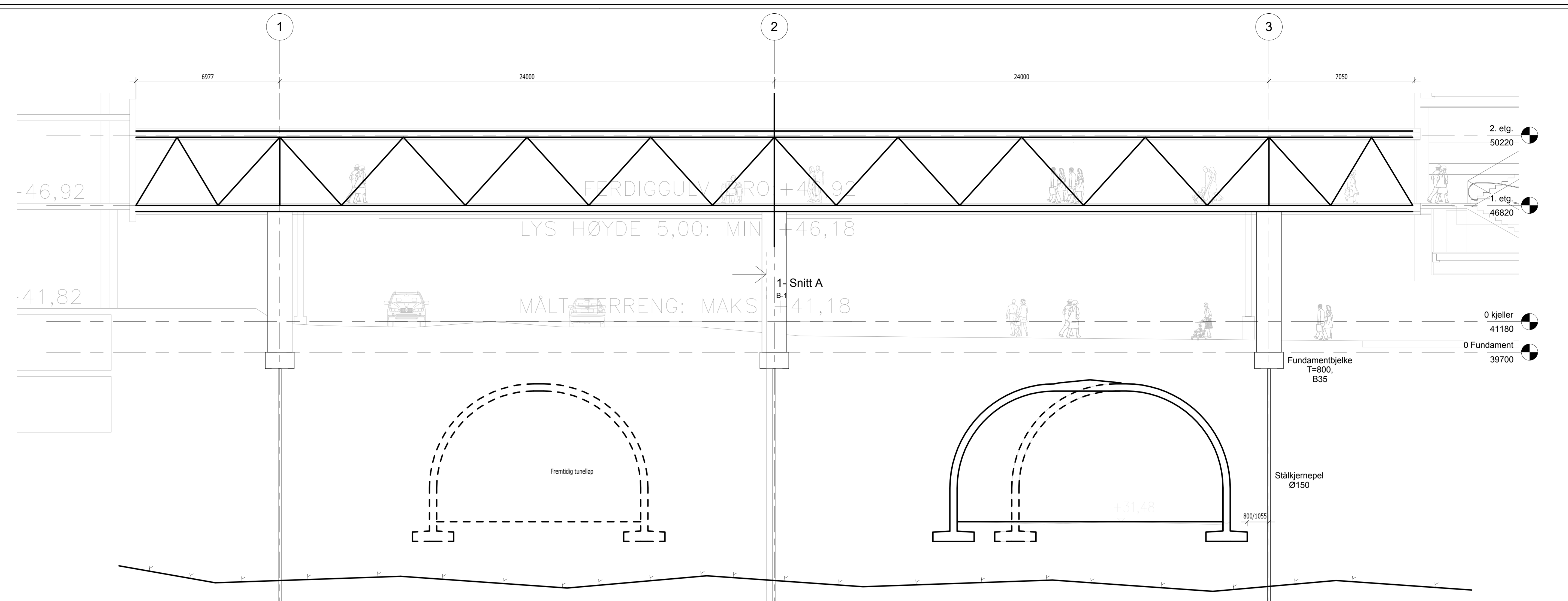
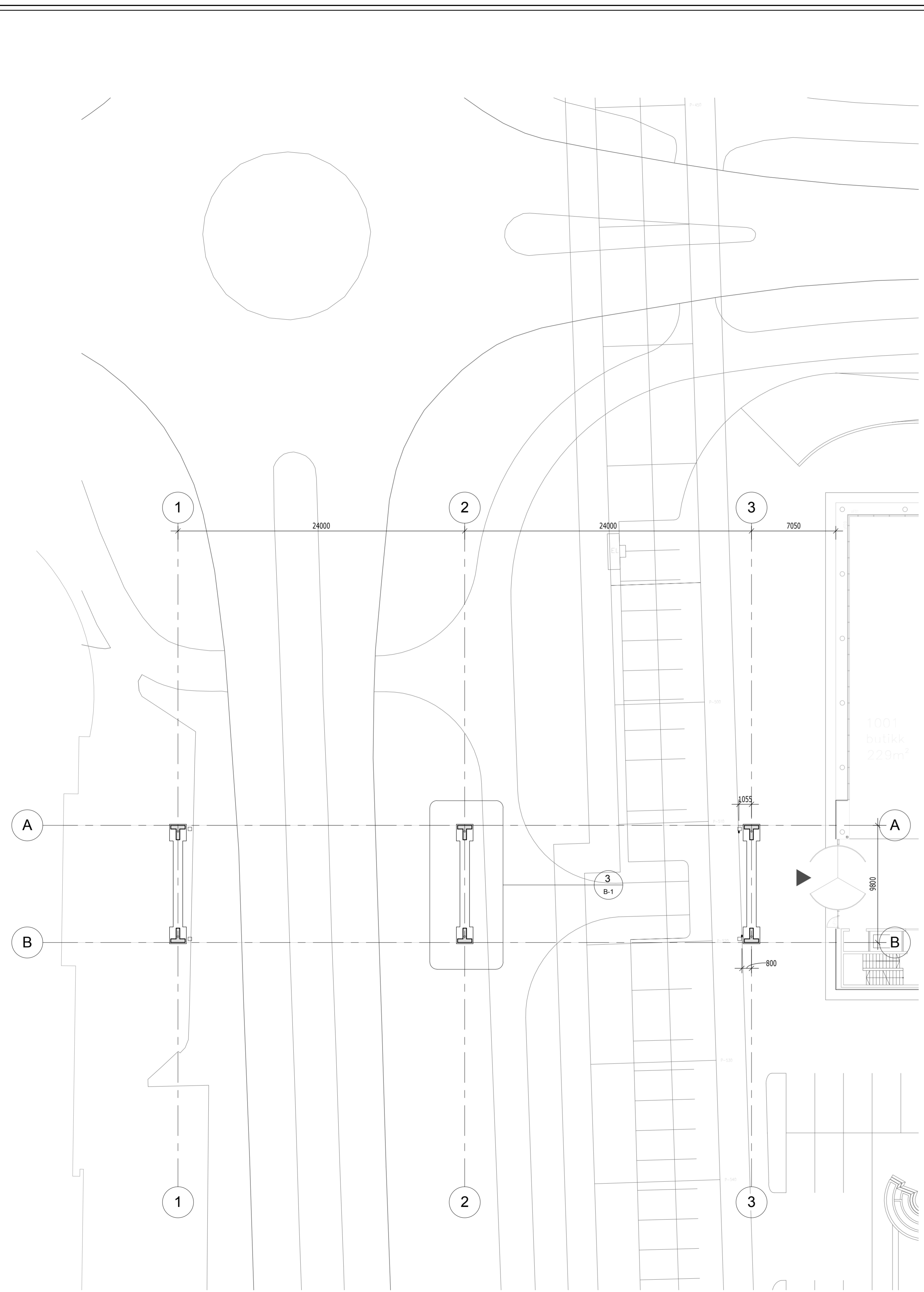
- Vedlegg A Plankart 05.05.2015
- Vedlegg B Systemskisse bro – Høyer Finseth
- Vedlegg C FEM Rapport
- Vedlegg D Søyledimensjonering - Runet
- Vedlegg E Manuelle Beregninger
- Vedlegg F Lastkombinasjoner
- Vedlegg G Forprosjektrapport

Vedlegg A

Plankart 05.05.2015

Vedlegg B

Systemskisse bro – Høyer Finesth



4 Situasjonsplan 500
1 : 200

2 Snitt A
1 : 100

3 Lastplan
1 : 100

PROSJEKT: Foreløpig	PAG: RIB	TEGN. NR: B-1	REV:
TEKNISSKISSE			
Systemskisse			
REV	REV. OMFATTER	DATE	SIGN. KONTR.
LOKALISERINGSFIGUR:			
PROSJEKTNAVN: Gangbru Amfi Moa			
TILTALESNAVN: Amfi Moa			
PROSJEKTERENDE: Høyer Finseth			
TEKNISSKISSE / TITTEL: Systemskisse Prinsippskisse			
TEGNET AV: GEH	KONTROLLERT AV: GIH	MÅLESTOKK: As indicated	DATE: 28.05.14
PROSJEKTNR:	FILNAVN:	TEGN. NR:	REV:
PROSJEKT: Foreløpig	PAG: RIB	TEGN. NR: B-1	REV:

Vedlegg C

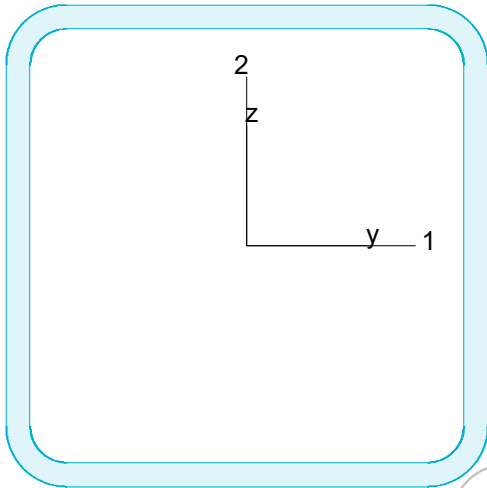
FEM Rapport

Group Diagonaler, Maximum of group members Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000	N/mm ²		
G	=	80769	N/mm ²		
Y _{M0,ult}	=	1.10		Y _{M0,acc/seis}	= 1.00
Y _{M1,ult}	=	1.10		Y _{M1,acc/seis}	= 1.00
Y _{M2,ult}	=	1.25		Y _{M2,acc/seis}	= 1.00

KKR 200x200x10



A	=	7257	mm ²	f _y	=	355	N/mm ²
I _y	=	4.251e+07	mm ⁴	ε	=	0.81	
I _z	=	4.251e+07	mm ⁴	λ ₁	=	76.40	
I ₁	=	4.251e+07	mm ⁴				
I ₂	=	4.251e+07	mm ⁴				
W _{pl,1}	=	5.081e+05	mm ³				
W _{pl,2}	=	5.081e+05	mm ³				
W _{el,min,1}	=	4.251e+05	mm ³				
W _{el,min,2}	=	4.251e+05	mm ³				
i ₁	=	77	mm				
i ₂	=	77	mm				
I _t	=	7.085e+07	mm ⁴				
I _w	=	3.354e+08	mm ⁶				

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: T.1.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{3628 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 676.05 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 676.05 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{676.05} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: T.1.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloading + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{3628 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 676.05 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 676.05 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{676.05} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: T.1.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloading + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{112.13} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: T.12.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloading + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 4.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 338.03 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 338.03 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{1320.78}{2341.91} + \frac{0.00}{163.97} + \frac{0.00}{163.97} = 0.56 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: T.12.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 4.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{4553}{77 \cdot 76.40} = 0.78 \quad (6.50)$$

$\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.78 - 0.2) + 0.78^2 \right] = 0.94 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_1 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{0.94 + \sqrt{0.94^2 - 0.78^2}}, 1.0 \right) = 0.68 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.68 \cdot 7257 \cdot 355}{1.10} = 1582.12 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{1320.78}{1582.12} = 0.83 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: T.12.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 4.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{4553}{77 \cdot 76.40} = 0.78 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.78 - 0.2) + 0.78^2 \right] = 0.94 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_2 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{0.94 + \sqrt{0.94^2 - 0.78^2}}, 1.0 \right) = 0.68 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.68 \cdot 7257 \cdot 355}{1.10} = 1582.12 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{1320.78}{1582.12} = 0.83 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: T.12.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 4.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{77^2 + 77^2 + 0^2 + 0^2} = 108 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{108^2} \left(80769 \cdot 7.085e+07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3.354e+08}{4.55^2} \right) = 488392.48 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) =$$

$$= 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 488392.48 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(488392.48, 488392.48) = 488392.48 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7257 \cdot 355}{488392.48}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{Y_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 7257 \cdot 355}{1.10} = 2341.91 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{1320.78}{2341.91} = 0.56 \leq 1.00 \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

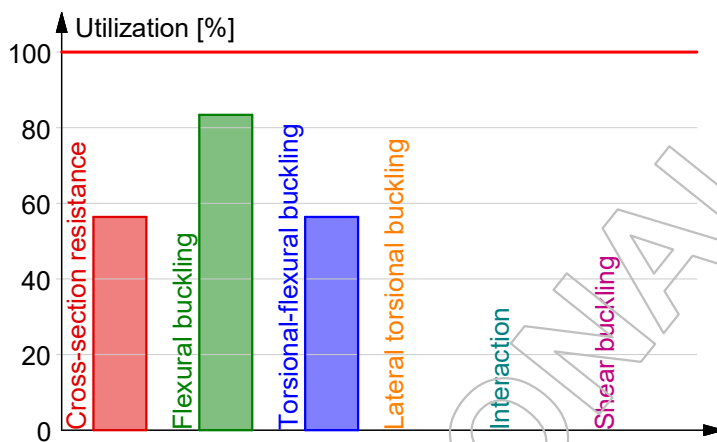
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

Summary



Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Rettelser til beregning av diagonalstaver

Diagonalstavene i tillegg til en normalkraft påkjent av et moment grunnet vindlast (se egen utregning). Vi antar at dette ikke kommer i strid med andre beregninger utført i FEM Design. Beregningene utført i dette dokumentet ansees som gjeldene.

Skjærkraft akse 1,

1-1:6.2.6, 6.2.8

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pI,T,Rd}} = \frac{2.5kN}{676.05kN} = 0,003698 \quad \text{OK!}$$

Normalkapasitet

1-1:6.2

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{1320.78}{2341.91} + \frac{7.5}{163.97} + \frac{0}{163.97} = 0.61 \quad \text{OK!}$$

Knekk lengde

Vi ser i beregningsrapporten at L_{cr} er satt til 4.553 meter. Dette er den faktiske avstanden nøytralaksen til staven har mellom nøytralaksene til gurtene. Denne lengden var ikke mulig å endre i denne delen av programmet. Om programmet tillot dette kan forutsetningen i eurokode 1993-1-1 punkt 1.3 Staver av hulprofiler (3) B «Knekk lengden L_{cr} for en stegstav av hulprofil uten ender med redusert tverrsnitt eller flatklemming, og som er sveist rundt hele omkretsen ved innfestingen til gurter av hulprofiler, kan vanligvis settes lik 0,75L for knekking både i og ut av planet»

Dette medføre at knekk lengden kan reduseres til 3414.75 mm. Knekk lengden påvirker videre stavens dimensjonerende knekkapasitet $N_{b,Rd}$, som er regnet på under punktet Flexural bucling i beregningsrapporten. Dette er i den rapporten den mest utnyttede

Stavens dimensjonerende knekkapasitet

1-1:6.3.1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{3414.75}{77 \cdot 76.4} = 0.58046$$

$$\alpha_1 = 0,49 \quad (\text{Fra kurve C})$$

$$\varphi_1 = 0.5 [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}, -0.2) + \bar{\lambda}_1^2] = 0.761682$$

$$\chi_1 = \frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}} = 0.79603$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 1866.37 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1320.75}{1866.37} = 0.71 \quad \text{OK!}$$

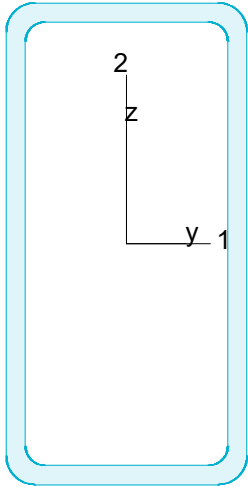
Ut i fra dette kan vi konkludere med at denne dimensjonen er langt ifra fullt utnyttet. En dimensjon lavere (200x200x8) bør derfor vurderes.

Group Gurt-over, Maximum of group members Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000	N/mm ²		
G	=	80769	N/mm ²		
Y _{M0,ult}	=	1.10		Y _{M0,acc/seis}	= 1.00
Y _{M1,ult}	=	1.10		Y _{M1,acc/seis}	= 1.00
Y _{M2,ult}	=	1.25		Y _{M2,acc/seis}	= 1.00

VKR 400x200x16



A	=	17901	mm ²	f _y	=	355	N/mm ²
I _y	=	3.574e+08	mm ⁴	ε	=	0.81	
I _z	=	1.182e+08	mm ⁴	λ ₁	=	76.40	
I ₁	=	3.574e+08	mm ⁴				
I ₂	=	1.182e+08	mm ⁴				
W _{pl,1}	=	2.256e+06	mm ³				
W _{pl,2}	=	1.374e+06	mm ³				
W _{el,min,1}	=	1.787e+06	mm ³				
W _{el,min,2}	=	1.182e+06	mm ³				
i ₁	=	141	mm				
i ₂	=	81	mm				
I _t	=	2.938e+08	mm ⁴				
I _w	=	2.706e+11	mm ⁶				

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.8.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 4.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{5967 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 1111.83 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{17.49}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 1007.45 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{47.92}{1007.45} = 0.05 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.6.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 4.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{11934 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 2223.66 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{17.49}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 2014.90 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{35.51}{2014.90} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: B.8.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.', x = 3500 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{39.30}{363.48} = 0.11 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: B.17.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 3.', x = 2400 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 29.10 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 554.50 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 84.01 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 1109.01 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{713.58}{5777.24} + \frac{90.05}{727.95} + \frac{244.43}{443.52} = 0.80 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.17.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 15000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{6000}{141 \cdot 76.40} = 0.56 \quad (6.50)$$

$\alpha_1 = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.56 - 0.2) + 0.56^2 \right] = 0.69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_1 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.56^2}}, 1.0 \right) = 0.91 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.91 \cdot 17901 \cdot 355}{1.10} = 5234.09 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{962.71}{5234.09} = 0.18 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.17.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 15000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{6000}{81 \cdot 76.40} = 0.97 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.97 - 0.2) + 0.97^2 \right] = 1.05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_2 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{1.05 + \sqrt{1.05^2 - 0.97^2}}, 1.0 \right) = 0.69 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.69 \cdot 17901 \cdot 355}{1.10} = 3980.73 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{962.71}{3980.73} = 0.24 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.17.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 15000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{141^2 + 81^2 + 0^2 + 0^2} = 163 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{163^2} \left(80769 \cdot 2.938e+08 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2.706e+11}{6.00^2} \right) = 893707.88 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 893707.88 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min (N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min (893707.88, 893707.88) = 893707.88 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{17901 \cdot 355}{893707.88}} = 0.08 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.08 - 0.2) + 0.08^2 \right] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.08^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{Y_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 17901 \cdot 355}{1.10} = 5777.24 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{962.71}{5777.24} = 0.17 \leq 1.00 \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.6.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Livload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 4.', x = 24000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2255608 \cdot \frac{355}{1.10} = 727.95 \text{ kN m}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 727.95, 727.95) = 727.95 \text{ kN m} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{170.46}{727.95} = 0.23 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.17.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Livload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 3.', x = 24000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\alpha_{my} = 0.13 \quad \psi_{my} = 0.10 \quad C_{my} = 0.40$$

$$\alpha_{mz} = 0.83 \quad \psi_{mz} = 0.66 \quad C_{mz} = 0.86$$

$$\alpha_{mLT} = 0.13 \quad \psi_{mLT} = 0.10 \quad C_{mLT} = 0.40$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 1374296 = 487.88 \text{ kN m}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{0.00}{5676.73} + 0.40 \cdot \frac{90.05}{727.95} + 0.52 \cdot \frac{244.43}{487.88} = 0.33 \leq 1.00 \quad (6.61) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.17.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 3.', x = 24000

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\alpha_{my} = 0.13 \quad \psi_{my} = 0.10 \quad C_{my} = 0.40$$

$$\alpha_{mz} = 0.83 \quad \psi_{mz} = 0.66 \quad C_{mz} = 0.86$$

$$\alpha_{mLT} = 0.13 \quad \psi_{mLT} = 0.10 \quad C_{mLT} = 0.40$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 1374296 = 487.88 \text{ kN m}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} =$$

$$= \frac{0.00}{5369.48} + 0.24 \cdot \frac{90.05}{727.95} + 0.86 \cdot \frac{244.43}{487.88} = 0.50 \leq 1.00 \quad (6.62) \text{ - OK}$$

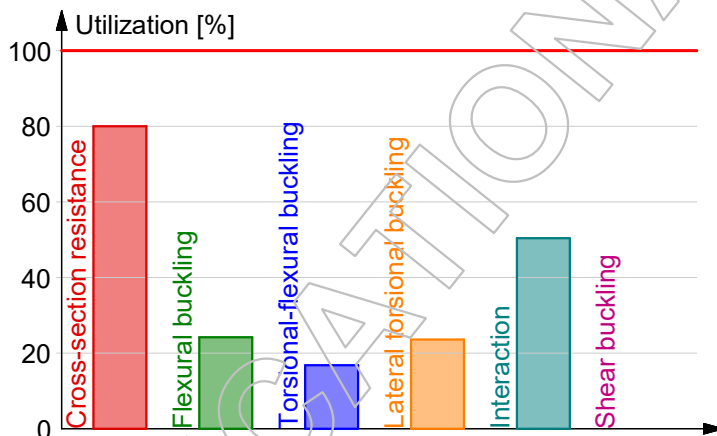
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

Summary



Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

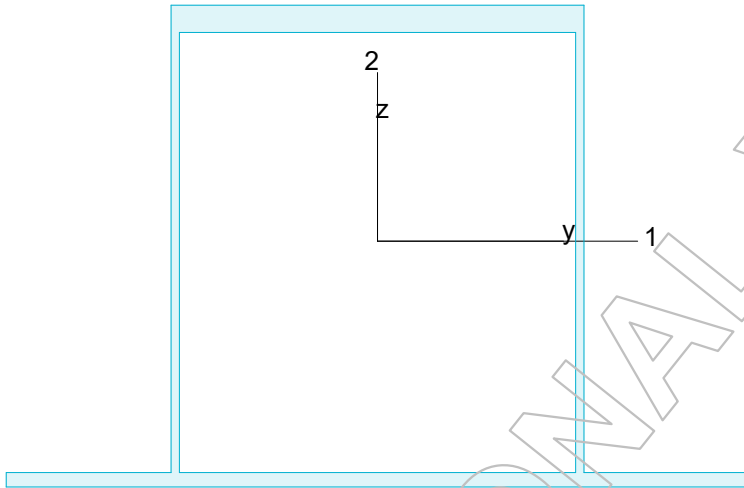
Group Hatt-Topp, Maximum of group members

Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000	N/mm ²		
G	=	80769	N/mm ²		
Y _{M0,ult}	=	1.10		Y _{M0,acc/seis}	= 1.00
Y _{M1,ult}	=	1.10		Y _{M1,acc/seis}	= 1.00
Y _{M2,ult}	=	1.25		Y _{M2,acc/seis}	= 1.00

HSQ 350: 300x540 20/10 -6



A	=	15240	mm ²	f _y	=
I _y	=	3.523e+08	mm ⁴	ε	=
I _z	=	2.592e+08	mm ⁴	λ ₁	=
i ₁	=	3.523e+08	mm ⁴		
I ₂	=	2.592e+08	mm ⁴		
W _{pl,1}	=	2.210e+06	mm ³		
W _{pl,2}	=	1.743e+06	mm ³		
W _{el,min,1}	=	1.974e+06	mm ³		
W _{el,min,2}	=	9.600e+05	mm ³		
i ₁	=	152	mm		
i ₂	=	130	mm		
I _t	=	2.552e+08	mm ⁴		
I _w	=	1.448e+12	mm ⁶		

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.11.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, Y-, 1.', x = 0 mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 2, Class_{M2} = 2

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{11280 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 2101.76 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 2101.76 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{2101.76} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.11.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Livload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, Y-, 1.', x = 0 mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 2, Class_{M2} = 2

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{4020 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 749.03 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 749.03 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{749.03} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: B.11.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Livload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, Y-, 1.', x = 0 mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 2, Class_{M2} = 2

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{191.61} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Bar: B.11.1, LC: '1.50*Deadload + Livload + Snow load + 1.50*Påkjøring 4 + 0.20*WL, Y-, 4.', x = 9650 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\frac{T_{Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = \frac{189.76}{(355 / \sqrt{3}) / 1.00} = 0.93 < 1.00 \quad (6.19) \text{ - OK}$$

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Bar: B.9.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Livload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, Y-, 4.', x = 4825 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_y / Y_{M0}} \right)^2 + 3 \left(\frac{T_{Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} \right)^2 = \\ & = \left(\frac{307.76}{355 / 1.10} \right)^2 + 3 \left(\frac{0.00}{355 / 1.10} \right)^2 = 0.91 \leq 1.00 \quad (6.1) \text{ - OK} \end{aligned}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: B.11.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 4.', x = 0 mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 2, Class_{M2} = 2

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 1050.88 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 374.52 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.08}{4918.36} + \frac{0.00}{713.37} + \frac{0.00}{562.67} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.14.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 3.', x = 0 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} = \frac{9650}{152 \cdot 76.40} \cdot \sqrt{\frac{14643}{15240}} = 0.81 \quad (6.51)$$

$\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.81 - 0.2) + 0.81^2 \right] = 0.98 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_1 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{0.98 + \sqrt{0.98^2 - 0.81^2}}, 1.0 \right) = 0.65 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.65 \cdot 14643 \cdot 355}{1.10} = 3086.76 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{66.92}{3086.76} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.14.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 3.', x = 0 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} = \frac{9650}{130 \cdot 76.40} \cdot \sqrt{\frac{14643}{15240}} = 0.95 \quad (6.51)$$

$\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.95 - 0.2) + 0.95^2 \right] = 1.13 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_2 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{1.13 + \sqrt{1.13^2 - 0.95^2}}, 1.0 \right) = 0.57 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.57 \cdot 14643 \cdot 355}{1.10} = 2692.89 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{66.92}{2692.89} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.14.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 3.', x = 0 mm

Class $N = 4$, Class $M_1 = 4$, Class $M_2 = 4$

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{152^2 + 130^2 + 0^2 + 14^2} = 201 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{201^2} \left(80769 \cdot 2.552e+08 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.448e+12}{9.65^2} \right) = 511756.68 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) =$$

$$= 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 5455.19 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min (N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min (511756.68, 5455.19) = 5455.19 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{14643 \cdot 355}{5455.19}} = 0.98 \quad (6.52)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.98 - 0.2) + 0.98^2 \right] = 1.17$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{1.17 + \sqrt{1.17^2 - 0.98^2}}, 1.0 \right) = 0.55 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.55 \cdot 14643 \cdot 355}{1.10} = 2617.51 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{66.92}{2617.51} = 0.03 \leq 1.00 \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.9.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloading + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 4.', x = 4825 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2036457 \frac{355}{1.10} = 657.22 \text{ kN m}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 657.22, 657.22) = 657.22 \text{ kN m} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{590.34}{657.22} = 0.90 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.10.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveloading + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 2.', x = 0 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$\chi_z = 0.80$ is considered for hollow section.

$$M_{z,c,Rd} = W_z \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 900884 \frac{355}{1.10} = 290.74 \text{ kN m}$$

$$M_{z,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_z \cdot M_{z,c,Rd}, M_{z,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.80 \cdot 290.74, 290.74) = 257.39 \text{ kN m} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{134.03}{257.39} = 0.52 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.9.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloading + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 4.', x = 4825 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\alpha_{my} = -0.13 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.94$$

$$\alpha_{mz} = 0.45 \quad \psi_{mz} = -0.22 \quad C_{mz} = 0.51$$

$$\alpha_{mLT} = -0.13 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.94$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \frac{M_{1,Ed} + \Delta M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \frac{M_{2,Ed} + \Delta M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{16.88}{3154.49} + 0.95 \cdot \frac{590.34 + 0.01}{657.22} + 0.51 \cdot \frac{5.00 + 0.00}{277.18} = 0.86 \leq 1.00 \quad (6.61) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.14.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 4.', x = 3860

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$\alpha_{my} = 0.02$ $\psi_{my} = 0.99$ $C_{my} = 0.95$

$\alpha_{mz} = 0.97$ $\psi_{mz} = 0.33$ $C_{mz} = 0.97$

$\alpha_{mLT} = 0.02$ $\psi_{mLT} = 0.99$ $C_{mLT} = 0.95$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed} + \Delta M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed} + \Delta M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} =$$

$$= \frac{65.68}{2741.20} + 0.58 \cdot \frac{370.48 + 0.04}{657.22} + 0.99 \cdot \frac{69.92 + 0.00}{288.49} =$$

$$= 0.59 \leq 1.00 \quad (6.62) \text{ - OK}$$

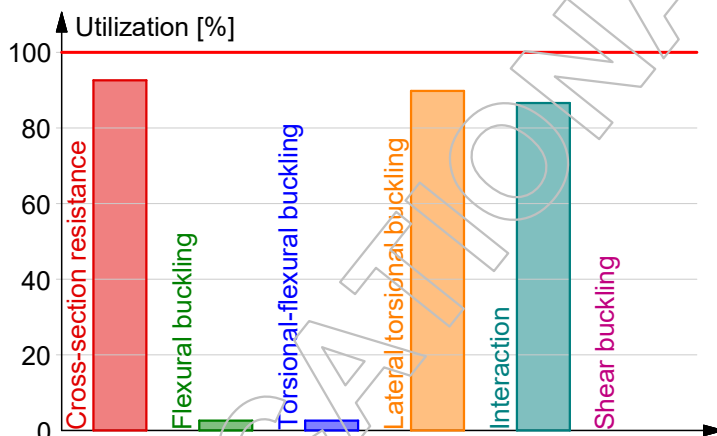
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Shear buckling check is not implemented for this section.

Summary



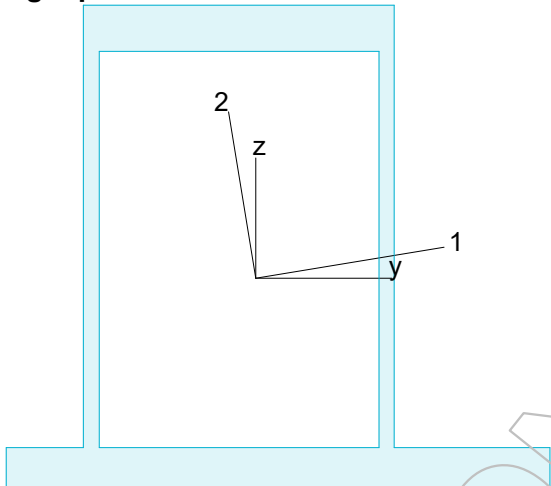
Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Group Undergurt, Maximum of group members Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000	N/mm ²		
G	=	80769	N/mm ²		
Y _{M0,ult}	=	1.10		Y _{M0,acc/seis}	= 1.00
Y _{M1,ult}	=	1.10		Y _{M1,acc/seis}	= 1.00
Y _{M2,ult}	=	1.25		Y _{M2,acc/seis}	= 1.00

Egenprodusert hatt 200 310 25 30 10



A	=	19850	mm ²	f _y	=	355	N/mm
I _y	=	3.150e+08	mm ⁴	ε	=	0.81	
I _z	=	1.585e+08	mm ⁴	λ ₁	=	76.40	
I ₁	=	3.194e+08	mm ⁴				
I ₂	=	1.541e+08	mm ⁴				
W _{pl,1}	=	2.321e+06	mm ³				
W _{pl,2}	=	1.536e+06	mm ³				
W _{el,min,1}	=	1.665e+06	mm ³				
W _{el,min,2}	=	8.528e+05	mm ³				
i ₁	=	127	mm				
i ₂	=	88	mm				
I _t	=	1.750e+08	mm ⁴				
I _w	=	8.274e+11	mm ⁶				

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.21.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 2.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{14450 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 2692.42 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 2692.42 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{66.00}{2692.42} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.21.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Livload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y-, 2.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{5650 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 1052.75 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 1052.75 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{219.64}{1052.75} = 0.21 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: B.1.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Livload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{165.29} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: B.3.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Livload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y+, 2.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 25.38 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 1346.21 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 187.33 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 526.37 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{354.46}{6406.14} + \frac{323.66}{748.91} + \frac{216.83}{495.64} = 0.92 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.21.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.', x = 6000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{5400}{127 \cdot 76.40} = 0.56 \quad (6.50)$$

$\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.56 - 0.2) + 0.56^2 \right] = 0.74 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_1 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{0.74 + \sqrt{0.74^2 - 0.56^2}}, 1.0 \right) = 0.81 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.81 \cdot 19850 \cdot 355}{1.10} = 5191.71 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{541.87}{5191.71} = 0.10 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.21.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.', x = 6000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{6000}{88 \cdot 76.40} = 0.89 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.89 - 0.2) + 0.89^2 \right] = 1.07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_2 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{1.07 + \sqrt{1.07^2 - 0.89^2}}, 1.0 \right) = 0.61 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.61 \cdot 19850 \cdot 355}{1.10} = 3876.41 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{541.87}{3876.41} = 0.14 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.21.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.', x = 6000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{127^2 + 88^2 + 12^2 + 25^2} = 157 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{157^2} \left(80769 \cdot 1.750e+08 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 8.274e+11}{6.00^2} \right) = 575521.62 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 8955.99 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(575521.62, 8955.99) = 8955.99 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{19850 \cdot 355}{8955.99}} = 0.89 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.89 - 0.2) + 0.89^2 \right] = 1.06$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{1.06 + \sqrt{1.06^2 - 0.89^2}}, 1.0 \right) = 0.61 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{Y_{M1}} = \frac{0.61 \cdot 19850 \cdot 355}{1.10} = 3893.79 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{541.87}{3893.79} = 0.14 \leq 1.00 \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.21.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloading + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 24000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{Y_{M1}} = 2320582 \cdot \frac{355}{1.10} = 748.91 \text{ kN m}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 748.91, 748.91) = 748.91 \text{ kN m} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{406.02}{748.91} = 0.54 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.2.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveloading + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, X+, 4.', x = 24000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$\chi_z = 0.68$ is considered for hollow section.

$$M_{z,c,Rd} = W_z \frac{f_y}{Y_{M1}} = 1535783 \cdot \frac{355}{1.10} = 495.64 \text{ kN m}$$

$$M_{z,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_z \cdot M_{z,c,Rd}, M_{z,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.68 \cdot 495.64, 495.64) = 372.91 \text{ kN m} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{203.35}{372.91} = 0.55 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.3.1, LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloading + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, Y-, 3.', x = 24000 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 0.82 \quad C_{my} = 0.93$$

$$\alpha_{mz} = -0.09 \quad \psi_{mz} = -0.12 \quad C_{mz} = 0.40$$

$$\alpha_{mLT} = -0.10 \quad \psi_{mLT} = 0.33 \quad C_{mLT} = 0.40$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{119.57}{6406.14} + 0.93 \cdot \frac{335.19}{748.91} + 0.25 \cdot \frac{93.28}{372.91} = 0.49 \leq 1.00 \quad (6.61) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.3.1, LC: '0.89*1.35*Deadload + 0.85*1.35*Liveload + 0.85*1.35*Snow load + 1.50*WL, Y+, 2.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$\alpha_{my} = -0.03$ $\psi_{my} = 0.34$ $C_{my} = 0.40$

$\alpha_{mz} = 0.56$ $\psi_{mz} = -0.05$ $C_{mz} = 0.65$

$\alpha_{mLT} = -0.03$ $\psi_{mLT} = 0.34$ $C_{mLT} = 0.40$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} =$$

$$= \frac{354.46}{3876.41} + 0.25 \cdot \frac{323.66}{748.91} + 0.69 \cdot \frac{216.83}{428.45} = 0.55 \leq 1.00 \quad (6.62) \quad - \text{OK}$$

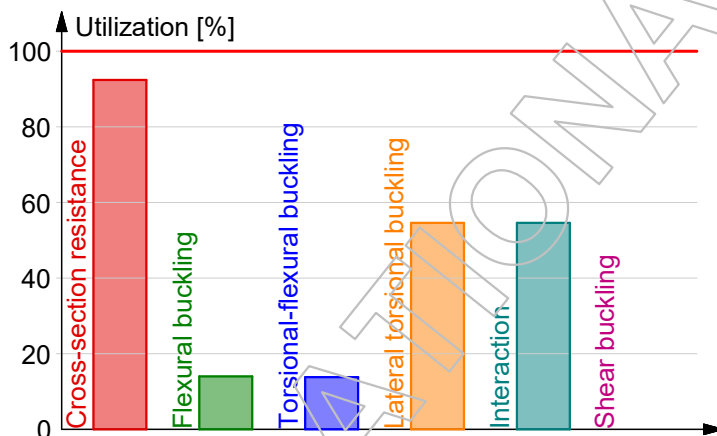
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Shear buckling check is not implemented for this section.

Summary



Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

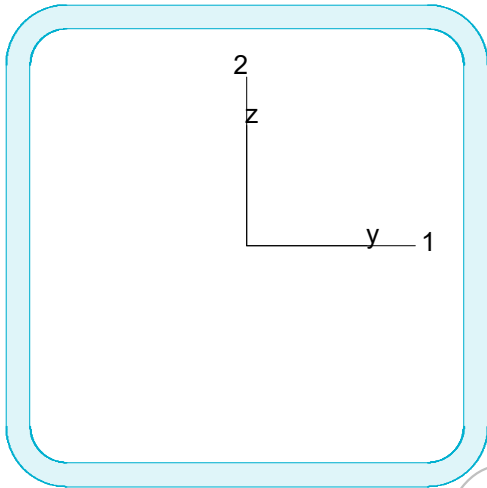
Group Vertikale stave, T.49.1

Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000	N/mm ²		
G	=	80769	N/mm ²		
Y _{M0,ult}	=	1.10		Y _{M0,acc/seis}	= 1.00
Y _{M1,ult}	=	1.10		Y _{M1,acc/seis}	= 1.00
Y _{M2,ult}	=	1.25		Y _{M2,acc/seis}	= 1.00

KKR 120x120x6



A	=	2612	mm ²	f _y	=	355	N/mm ²
I _y	=	5.509e+06	mm ⁴	ε	=	0.81	
I _z	=	5.509e+06	mm ⁴	λ ₁	=	76.40	
I ₁	=	5.509e+06	mm ⁴				
I ₂	=	5.509e+06	mm ⁴				
W _{pl,1}	=	1.097e+05	mm ³				
W _{pl,2}	=	1.097e+05	mm ³				
W _{el,min,1}	=	9.182e+04	mm ³				
W _{el,min,2}	=	9.182e+04	mm ³				
i ₁	=	46	mm				
i ₂	=	46	mm				
I _t	=	9.182e+06	mm ⁴				
I _w	=	1.565e+07	mm ⁶				

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveloadd + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{1306 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 243.38 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 243.38 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{243.38} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{1306 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 243.38 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.10} = 243.38 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{243.38} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{24.22} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 121.69 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 121.69 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{155.98}{843.09} + \frac{0.00}{35.42} + \frac{0.00}{35.42} = 0.19 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3425}{46 \cdot 76.40} = 0.98 \quad (6.50)$$

$\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.98 - 0.2) + 0.98^2 \right] = 1.17 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_1 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{1.17 + \sqrt{1.17^2 - 0.98^2}}, 1.0 \right) = 0.55 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.55 \cdot 2612 \cdot 355}{1.10} = 466.95 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{155.98}{466.95} = 0.33 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3425}{46 \cdot 76.40} = 0.98 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = \\ &= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.98 - 0.2) + 0.98^2 \right] = 1.17 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_2 &= \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \\ &= \min \left(\frac{1}{1.17 + \sqrt{1.17^2 - 0.98^2}}, 1.0 \right) = 0.55 \quad (6.49) \end{aligned}$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.55 \cdot 2612 \cdot 355}{1.10} = 466.95 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{155.98}{466.95} = 0.33 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: '1.35*Deadload + 1.35*Liveload + 1.35*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 3.', x = 0 mm

Class $N = 1$, Class $M_1 = 1$, Class $M_2 = 1$

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{46^2 + 46^2 + 0^2 + 0^2} = 65 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{65^2} \left(80769 \cdot 9.182e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.565e+07}{3.42^2} \right) = 175820.92 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 175820.92 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min (N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min (175820.92, 175820.92) = 175820.92 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2612 \cdot 355}{175820.92}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{Y_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 2612 \cdot 355}{1.10} = 843.09 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{155.98}{843.09} = 0.19 \leq 1.00 \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

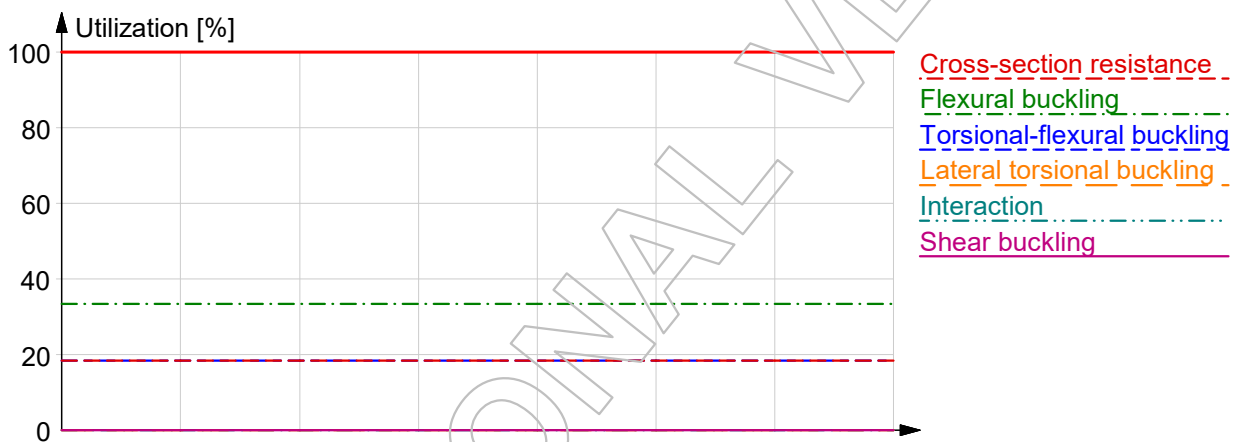
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

Summary



Project	Bachelor Gangbro Amfi Moa	Scale	
Description		File name	Bro v3.frm
Designer	Olbjørn Lybergsvk	Date/Time	05/18/16 13:53:03
Signature		Comments	

Group A, Maximum of group members

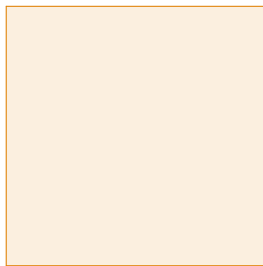
Maximum of load combinations

L40c

(Glued laminated), Service class 1

$$\begin{array}{ll}
 E_{0,05} & = 10500 \text{ N/mm}^2 & f_{t,90,k} & = 0.40 \text{ N/mm}^2 \\
 G_{0,05} & = 678 \text{ N/mm}^2 & f_{c,0,k} & = 25.40 \text{ N/mm}^2 \\
 Y_M & = 1.15 & f_{c,90,k} & = 3.50 \text{ N/mm}^2 \\
 Y_{M,acc./seis.} & = 1.00 & f_{v,k} & = 3.50 \text{ N/mm}^2 \\
 k_{sys} & = 1.00 & &
 \end{array}$$

Egne profiler 300x300



$$\begin{array}{ll}
 A & = 90000 \text{ mm}^2 & f_{t,0,k} & = 18.86 \text{ N/mm}^2 \\
 W_1 & = 4.500e+06 \text{ mm}^3 & f_{m,1,k} & = 33.01 \text{ N/mm}^2 \\
 W_2 & = 4.500e+06 \text{ mm}^3 & f_{m,2,k} & = 33.01 \text{ N/mm}^2 \\
 i_1 & = 87 \text{ mm} \\
 i_2 & = 87 \text{ mm} \\
 I_2 & = 6.750e+08 \text{ mm}^4 \\
 I_t & = 1.139e+09 \text{ mm}^4
 \end{array}$$

Combined bending and axial tension - 6.2.3

Bar: 'T.39.1', LC: '0.89*1.35*Deadload + 1.50*Livload + 1.50*0.70*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.'

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{13.94}{14.76} + \frac{0.00}{25.83} + 0.70 \frac{0.00}{25.83} = 0.94 \leq 1.00 \quad (6.17) \text{ - OK}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{13.94}{14.76} + 0.70 \frac{0.00}{25.83} + \frac{0.00}{25.83} = 0.94 \leq 1.00 \quad (6.18) \text{ - OK}$$

Project		Scale	
Description		File name	
Designer		Date/Time	
Signature		Comments	

Combined bending and axial compression - 6.1.4, 6.2.4

Bar: 'T.12.1', LC: '0.89*1.35*Deadload + 1.50*Liveload + 1.50*0.70*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.1'

$$\sigma_{c,0,d} = 13.87 \text{ N/mm}^2 \leq f_{c,0,d} = 19.88 \text{ N/mm}^2 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} =$$
$$= \left(\frac{13.87}{19.88} \right)^2 + \frac{0.00}{25.83} + 0.70 \frac{0.00}{25.83} = 0.49 \leq 1.00 \quad (6.19) \text{ - OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} =$$
$$= \left(\frac{13.87}{19.88} \right)^2 + 0.70 \frac{0.00}{25.83} + \frac{0.00}{25.83} = 0.49 \leq 1.00 \quad (6.20) \text{ - OK}$$

Combined shear and torsion - 6.1.7, 6.1.8

Bar: 'T.1.1', LC: '1.35*Deadload + 1.50*0.70*Liveload + 1.50*0.70*Snow load + 1.50*0.60*WL, X+, 1.1'

$$\tau_d = 0.00 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 2.74 \text{ N/mm}^2 \quad (6.13) \text{ - OK}$$

Flexural buckling around axis 1 - 6.3.2

Bar: 'T.12.1', LC: '0.89*1.35*Deadload + 1.50*Liveload + 1.50*0.70*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.1'

$$\beta_c = 0.1 \quad (6.29)$$

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{i_1} = \frac{4553}{87} = 52.57$$

$$\lambda_{rel,1} = \frac{\lambda_1}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{52.57}{\pi} \sqrt{\frac{25.40}{10500}} = 0.823 \quad (6.21)$$

$$k_1 = 0.5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,1} - 0.3) + \lambda_{rel,1}^2 \right) =$$
$$= 0.5 \left(1 + 0.1 (0.823 - 0.3) + 0.823^2 \right) = 0.865 \quad (6.27)$$

$$k_{c,1} = \frac{1}{k_1 + \sqrt{k_1^2 - \lambda_{rel,1}^2}} = \frac{1}{0.865 + \sqrt{0.865^2 - 0.823^2}} = 0.885 \quad (6.25)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,1} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} =$$
$$= \frac{13.87}{0.885 \cdot 19.88} + \frac{0.00}{25.83} + 0.70 \cdot \frac{0.00}{25.83} = 0.79 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Project		Scale	
Description		File name	
Designer		Date/Time	
Signature		Comments	

Flexural buckling around axis 2 - 6.3.2

Bar: 'T.12.1', LC: '0.89*1.35*Deadload + 1.50*Liveload + 1.50*0.70*Snow load + 1.50*0.60*WL, X-, 4.',

$$\beta_c = 0.1 \quad (6.29)$$

$$\lambda_2 = \frac{l_0}{i_2} = \frac{4553}{87} = 52.57$$

$$\lambda_{rel,2} = \frac{\lambda_2}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{52.57}{\pi} \sqrt{\frac{25.40}{10500}} = 0.823 \quad (6.22)$$

$$k_2 = 0.5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,2} - 0.3) + \lambda_{rel,2}^2 \right) = 0.5 \left(1 + 0.1 (0.823 - 0.3) + 0.823^2 \right) = 0.865 \quad (6.28)$$

$$k_{c,2} = \frac{1}{k_2 + \sqrt{k_2^2 - \lambda_{rel,2}^2}} = \frac{1}{0.865 + \sqrt{0.865^2 - 0.823^2}} = 0.885 \quad (6.26)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,2} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{13.87}{0.885 \cdot 19.88} + 0.70 \cdot \frac{0.00}{25.83} + \frac{0.00}{25.83} = 0.79 \leq 1.00 \quad (6.24) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling - 6.3.3

Not relevant

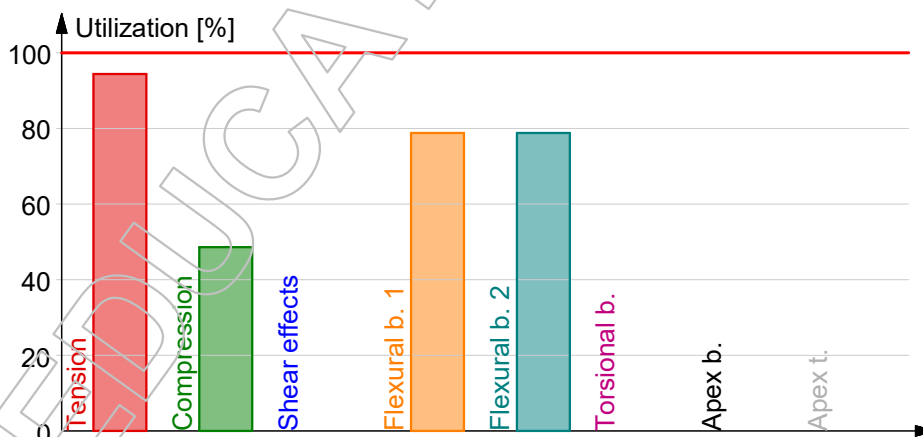
Bending at apex - 6.4.3

Not relevant

Tension at apex - 6.4.3

Not relevant

Summary



Project		Scale	
Description		File name	
Designer		Date/Time	
Signature		Comments	

Vedlegg D

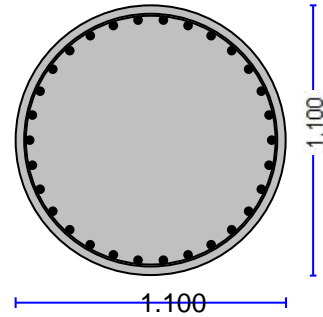
Søyledimensjonering – Runet

1. EC2-SØYLE-001**Enkeltstående søyle**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002,)

D =1.100 m, Ned =3000.00 kN**Med yy =4560.00 kNm, Med zz = 0.00 kNm**Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: C35/45-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC2 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=35 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \times 35/1.50=23.33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=1.00 \times 2.2/1.50=1.47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)

**2. Dimensjoner, laster**

Sirkulær søyle med diameter D=1.100 m, søylelengde L=5.000 m
 Laster , Laster, aksial Ned=3000.00kN (trykk), momenter Medxx=4560.00kNm, Medyy=0.00kNm
 skjærkraft Ved=1350.00 kN
 Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : Lcz= 0.50xL= 2.500m
 Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : Lcy= 1.00xL= 5.000m
 Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=d2=Cnom+ $\varnothing s + \varnothing/2=35+8+20/2=53$ mm, d=1047mm

3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=3000.00kN, Med,yy=4560.00kNm, Med,zz=0.00kNm

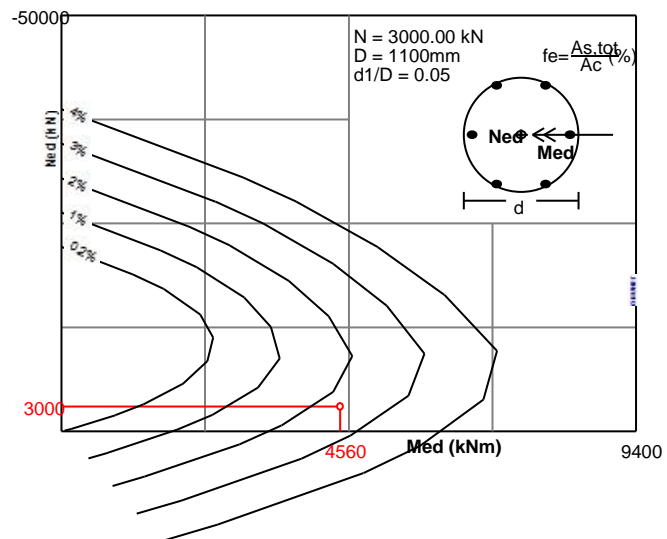
Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $Med/(2 \times 3.14 r^3 f_{cd})=0.19, Ned/(3.14 r^2 f_{cd})=-0.14$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0.51, As=25994$ mm², $As/Ac=2.74\%$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=3000.00kN (trykk), Med=4560.00kNm
 C35/45-B500C
 D=1100mm
 d=1047mm, d1= 53mm, d2= 53mm, d1/D=0.048
 $e=Med/Ned=4560.00/3000.00=1.520$ m=1520mm
 $z_s=h/2-d_1=1100/2-53=497$ mm, $e=1520$ mm> $z_s=497$ mm
 $As1=As2=11879$ mm², $(As1+As2)/Ac=2.50\%$
 $ec2/es1=-3.50/-4.89$

As,tot=23758mm²

Minimum lengdearmring, $As \geq 0.0020Ac$, $\varnothing s \geq 8$, $As,min= 6\varnothing 20$ (1884mm²) (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmring, $As \leq 0.04Ac$, $(As,max=38013$ mm²) (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøyler med minimum $\varnothing s$ ved maksimum avstand $s_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)
 i søylehøyde fra 1.10m til H-1.10m : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $s_{cl,t} \leq 400$ mm
 i område 0 til 1.10m og H-1.10m til H : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $s_{cl,t} \leq 240$ mm
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd}=640$ mm =0.640m (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmring: 30Ø32 (24120mm²)**Transversarmering: Bøyler Ø10/400 h:1.10m~H-1.10m] , Ø10/240 h:0~1.10m, H-1.10m~H]**

4. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a)

$$V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.b)

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 35 \text{ MPa}, b_w = 1100 \text{ mm}, d = 1047 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} < 2, k = 1.44, k_1 = 0.15$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 12050 / (1100 \times 1047) = 0.0105$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 3000.00 / 1210000 = 2.48 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.36 \text{ N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$V_{rd, c(\min)} = 0.001 \times (0.36 + 0.15 \times 2.48) \times 1100 \times 1047 = 843.04 \text{ kN}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.44 \times (1.05 \times 35)^{0.33} + 0.15 \times 2.48] \times 1100 \times 1047 = 1090.09 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 1350.00 \text{ kN} > V_{rdc} = 1090.09 \text{ kN},$$

Ved V_{rdc} skjærarmering er nødvendigKapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.22, \theta = 45.0^\circ, \cot\theta = 1.00, \tan\theta = 1.00$$

$$\alpha_{cw} = 1.00, z = 0.9d, f_{ck} = 35.0 < 60 \text{ MPa}, v_1 = 0.6 [1 - f_{ck}/250] = 0.6 [1 - 35/250] = 0.516, f_{cd} = 23.33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1100 \times 0.9 \times 1047 \times 0.516 \times 23.33 / 2.00 = 6239.0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 1350.0 \text{ kN} < 6239.0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \text{ Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign.6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta, \quad V_{rds} = 1350.00 \text{ kN}, z = 0.9d, f_{ywd} = 0.8 f_{yk} = 400.00 \text{ N/mm}^2, \cot\theta = 1.00$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 45.00^\circ) = (1.0E+006) \times 1350.00 / (0.9 \times 1047 \times 400 \times 1.00) = 3582 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 3582 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering:} \quad (A_{sw}/s = 3582 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Skjærarmering:} \quad 2\emptyset 8/55 \quad (A_{sw}/s = 3658 \text{ mm}^2/\text{m})$$

5. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

$$\text{Endelig kryptall} \quad \varphi(\infty, t_0) = 2.50$$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

$$\text{Effektivt kryptall} \quad \varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp} / M_{oEd}) = 2.50 \times 0.50 = 1.25$$

(EC2 §5.8.4)

$$\text{Betongens elastisitetsmodul} \quad E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 1000 \times 34 / 1.20 = 28.33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$$

(EC2 Lign.5.20)

$$\text{Stålets elastisitetsmodul} \quad E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Armeringsforhold} \quad \rho = A_s / (b \cdot d) = 24120 / (1100 \times 1100) = 0.020$$

5.1. Slanketskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler

(EC2 §5.8.3.1)

$$\lambda, \lim = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

(Lign.5.13N)

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 24120 \times 435 / (1100 \times 1100 \times 23.33) = 0.37$$

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 3000000 / (1100 \times 1100 \times 23.33) = 0.106$$

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 1.25) = 0.80$$

$$B = \sqrt{1 + 2.0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2.0 \cdot 0.37} = 1.32$$

$$C = 1.70 - r_m = 0.70, \quad (r_m = M_01 / M_02 = 1.0)$$

$$\lambda, \lim = 20 \times 0.80 \times 1.32 \times 0.70 / \sqrt{0.106} = 45.36$$

5.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

$$\text{Effektiv lengde} \quad L_0 = \beta \cdot L = 0.50 \times 5.000 = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{Slankhetsforhold} \quad \lambda = L_0 / i, \quad i = 0.250 \times 1100 \text{ mm}, \quad \lambda = 2500 / 275 = 9.09$$

(Lign.5.14)

$$\lambda = 9.09 < \lambda, \lim = 45.36, \quad \text{annen ordens effekter kan overses}$$

5.3. Nominell stivhet

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

(EC2 Lign.5.21)

$$\rho = A_s / A_c = 0.020, \quad E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 3000000 / (1100 \times 1100 \times 23.33) = 0.106$$

$$K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \quad \varphi_{ef} = 1.25$$

(EC2 Lign.5.22)

$$k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35/20)} = 1.32 \text{ MPa}$$

(EC2 Lign.5.23)

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 < 0.20, \quad n = 0.106, \quad \lambda = 9.09, \quad k_2 = 0.006$$

(EC2 Lign.5.24)

$$K_c = 1.323 \times 0.006 / (1 + 1.25) = 0.003$$

$$EI = 0.003 \times 28333 \times 1100 \times 1100^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 6834 \times (1047/2)^2 = 386.13 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$^{12} \text{Nmm}^2 = 386125 \text{ kNm}^2$$

5.4. Faktor for økning av moment

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$$M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed} - 1))], \quad N_b = \pi^2 \cdot EI / L_o^2$$

(EC2 Lign.5.28)

$$\beta = \pi^2 / c_o, \quad c_o = 12.0, \quad \beta = 0.82$$

(EC2 Lign.5.29)

$$N_b = 3.14^2 \times 386125 / 2.500^2 = 609744.50 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 0.82 / (609744.50 / 3000.00 - 1) = 1.00,$$

$$M_{ed} = 4578.54 \text{ kNm}$$

6. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

$$N_{ed} = 3000.00 \text{ kN}, \quad M_{ed,yy} = 4578.54 \text{ kNm}, \quad M_{ed,zz} = 0.00 \text{ kNm}$$

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

$$M_{ed} / (2 \times 3.14 r^3 f_{cd}) = 0.19, \quad N_{ed} / (3.14 r^2 f_{cd}) = -0.14$$

$$A_s \cdot f_{yk} / (b h \cdot f_{ck}) = 0.51, \quad A_s = 25994 \text{ mm}^2, \quad A_s / A_c = 2.74\%$$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

$$N_{ed} = 3000.00 \text{ kN (trykk)}, \quad M_{ed} = 4578.54 \text{ kNm}$$

C35/45-B500C

D=1100mm

$$d = 1047 \text{ mm}, \quad d_1 = 53 \text{ mm}, \quad d_2 = 53 \text{ mm}, \quad d_1 / D = 0.048$$

$$e = M_{ed} / N_{ed} = 4578.54 / 3000.00 = 1.526 \text{ m} = 1526 \text{ mm}$$

$$z_s = h / 2 - d_1 = 1100 / 2 - 53 = 497 \text{ mm}, \quad e = 1526 \text{ mm} > z_s = 497 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 11879 \text{ mm}^2, \quad (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 2.50\%$$

$$e c_2 / \varepsilon_{s1} = -3.50 / -4.89$$

$$A_{s, \text{tot}} = 23758 \text{ mm}^2$$

$$\text{Minimum lengdearmering, } A_s \geq 0.0020 A_c, \quad \varnothing s \geq 8, \quad A_{s, \text{min}} = 6 \varnothing 20 \quad (1884 \text{ mm}^2)$$

(EC2 §9.5.2.2)

$$\text{Maksimum lengdearmering, } A_s \leq 0.04 A_c, \quad (A_{s, \text{max}} = 38013 \text{ mm}^2)$$

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyler med minimum $\varnothing s$ ved maksimum avstand $S_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

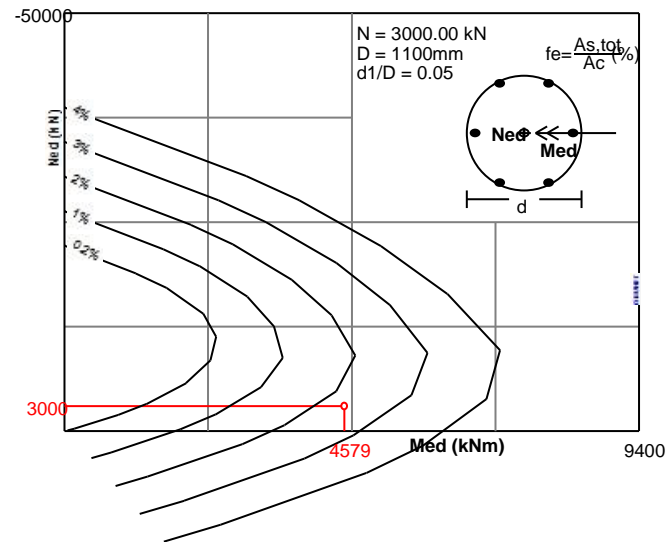
i søylehøyde fra 1.10m til H-1.10m : Bøyler $\varnothing s \geq 6, S_{cl,t} \leq 400 \text{ mm}$ i område 0 til 1.10m og H-1.10m til H : Bøyler $\varnothing s \geq 6, S_{cl,t} \leq 240 \text{ mm}$

$$\text{Forankringslengde er minst lik } L_{bd} = 640 \text{ mm} = 0.640 \text{ m}$$

(EC2 Lign.8.3)

$$\text{Lengdearmering: } 30 \varnothing 32 \quad (24120 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Transversarmering: Bøyler } \varnothing 10 / 400 \quad h: 1.10 \text{ m} \sim H - 1.10 \text{ m} \quad , \quad \varnothing 10 / 240 \quad h: 0 \sim 1.10 \text{ m}, \quad H - 1.10 \text{ m} \sim H]$$



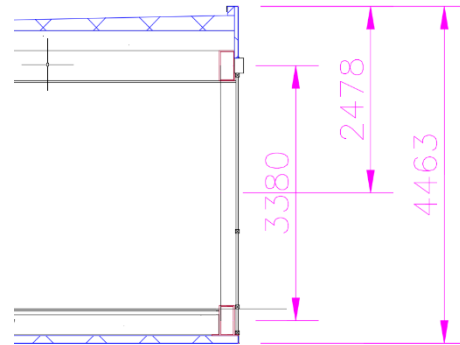
Vedlegg E

Manuelle beregninger

Beregning for moment i knutepunkt Gurt-Staver

Avrundede verdier

Vindlast=	0.7 m
Høyde bygg=	4.5 m
Felt som teas opp av overgurt=	2.5 m
Senteravstand gurter=	3.4 m
Avstand mellom knutepunkter=	6 m



1: Vindlast i overgurt pr meter bro

$$2,5\text{m} \times 0,7 \text{ kN/m}^2 = 1,75$$

2: Moment som må overføres i knutepunkt pr meter

$$1,75 \times 3,4 = 6 \text{ kNm/m}$$

3: Det er 6 meter i mellom knutepunktene som gir det endelige momentet pr knutepunkt

$$6\text{kNm/m} \times 6\text{m} = 36 \text{ kNm}$$

Vedlegg F

Lastkombinasjoner

Vedlegg G

Forprosjektrapport

FORPROSJEKT - RAPPORT

FOR BACHELOROPPGAVE

TITTEL:

GANGBRO, AMFI MOA

KANDIDATNUMMER(E):

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
13.01.2015	IB303312	Bacheloroppgave	- Åpen
STUDIUM:	ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:	
BACHELOR I INGENIØRFAG - BYGG	15/4	- Ikke i bruk -	

OPPDRAGSGIVER(E)/VEILEDER(E):

Oppdragsgivere:

Consto Nordvest AS
Amfi Moa

Veiledere:

Sølve Grimstad
Vemund Aarskog

Postadresse

Høgskolen i Ålesund
N-6025 Ålesund
Norway

Besøksadresse

Larsgårdsvegen 2
Internett
www.hials.no

Telefon

70 16 12 00

Epostadresse

postmottak@hials.no

Telefax

70 16 13 00

Bankkonto

7694 05 00636

Foretaksregisteret

NO 971 572 140

OPPGAVE/SAMMENDRAG:

Prosjektoppgaven omhandler dimensjonering av gangbro som knytter Amfi Moa syd sammen med Moa Øst. Broen er regulert i kommuneplanen til å være 60 meter lang og 10 meter brei.

Oppgaven dreier seg hovedsaklig om dimensjonering av bæring og stabilitet. Her skal vi finne frem til krav, belyse ulike løsninger og drøfte materialtyper, for så å dimensjonere ut i fra disse konklusjonene. Det skal igjennom oppgaven tas hensyn til bygningsfysikken slik at de oppfyller gjeldende krav.

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av student(er) ved NTNU i Ålesund.

INNHold

INNHold	3
1 INNLEDNING	5
2 BEGREPER	5
3 PROSJEKTORGANISASJON	6
3.1 PROSJEKTGRUPPE	6
3.1.1 <i>Oppgaver for prosjektgruppen – organisering</i>	6
3.1.1.1 Generelle oppgaver:	6
3.1.1.2 Øvrige oppgaver for prosjektgruppen:.....	7
3.1.2 <i>Øvrige oppgaver for prosjektleder</i>	7
3.1.3 <i>Øvrige oppgaver for sekretær</i>	7
3.1.4 <i>Øvrige oppgaver for øvrige medlem(mer)</i>	7
3.2 STYRINGSGRUPPE (VEILEDER OG KONTAKTPERSON OPPDRAGSGIVER)	7
3.2.1 <i>Veiledere</i>	7
4 AVTALER	8
4.1 AVTALE MED OPPDRAGSGIVER	8
4.2 ARBEIDSSTED OG RESSURSER	8
4.3 AVTALT RAPPORTERING	8
4.4 GRUPPENORMER – SAMARBEIDSREGLER – HOLDNINGER	8
4.4.1 <i>Gruppenormer</i>	8
5 PROSJEKTBESKRIVELSE	9
5.1 MÅL.....	9
5.1.1 <i>Målsetting</i>	9
5.1.1.1 Effektmål	9
5.1.1.2 Resultatmål	9
5.1.1.3 Samfunns mål	9
5.2 METODE	9
5.3 INFORMASJONSINNSAMLING – UTFØRT OG PLANLAGT	10
5.3.1 <i>Utført innsamling</i>	10
5.3.2 <i>Planlagt innsamling</i>	10
5.4 VURDERING – ANALYSE AV RISIKO	11
5.5 HOVEDAKTIVITETER I VIDERE ARBEID	12
5.6 FRAMDRIFTSPLAN – STYRING AV PROSJEKTET	12

FORPROSJEKTRAPPORT – BACHELOROPPGAVE

5.6.1	<i>Hovedplan</i>	12
5.6.2	<i>Styringshjelpemidler</i>	13
5.6.3	<i>Utviklingshjelpemidler</i>	13
5.6.4	<i>Intern kontroll – evaluering</i>	13
5.7	BESLUTNINGER – BESLUTNINGSPROSESS	13
6	DOKUMENTASJON	13
6.1	RAPPORTER OG TEKNISKE DOKUMENTER.....	13
6.1.1	<i>Dokumentasjon</i>	13
6.1.2	<i>Rutiner</i>	13
6.1.3	<i>Godkjenning</i>	14
6.1.4	<i>Kopiering</i>	14
6.1.5	<i>Oppbevaring</i>	14
7	PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER	14
7.1	MØTER	14
7.1.1	<i>Møter med styringsgruppen</i>	14
7.1.2	<i>Prosjekt møter</i>	14
7.2	PERIODISKE RAPPORTER	14
7.2.1	<i>Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)</i>	14
8	PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING	14
9	UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING	15
10	REFERANSER	15
	VEDLEGG	15

1 INNLEDNING

Vi er tre byggingeniør-studenter fra NTNU i Ålesund, som i sjette semester skal skrive avsluttende bacheloroppgave. Denne oppgaven teller 20 studiepoeng på hver av oss og markerer slutten på studietiden vår ved NTNU i Ålesund. Oppgaven blir skrevet i samarbeid med Consto Nordvest AS og AMFI Moa i Ålesund.

Vi har valgt en oppgave knyttet til videreutbygging av Amfi Moa, i Ålesund. Vi skal ta for oss en gangbro som skal bygges mellom bygningene Moa øst og Moa syd. Broen er tegnet av arkitekt og godkjent av kommunen. Vi skal i se på dimensjonering, bæring, stabilitet og krav knyttet til bygningsfysikken.

I oppgaven skal vi finne frem til løsninger, drøfte materialvalg og dimensjonere hovedkonstruksjonen. Konstruksjonen skal tilfredsstillere krav i henhold til Plan- og bygningsloven (PBL), Eurokoder og Norsk Standard (NS). Reguleringsbestemmelsene kommer i tillegg til PBL og gjeldende bygningsvedtekter i Ålesund Kommune.

(1)

Vi vil med oppgaven utvikle et forslag til en utforming av bæresystemet, som kan bidra til et bedre sluttresultat for oppdragsgiver. Slutttilstanden for prosjektet vil være oppnådd når endelig rapport fra utregninger og drøftinger er fullført.

2 BEGREPER

PBL = Plan- og bygningsloven

NS = Norsk standard

NTNU = Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Milepæl = Et særlig viktig delresultat (2)

GANT diagram = Aktivitetsplan, beskriver arbeidet

Periodeplan = Rollefordeling

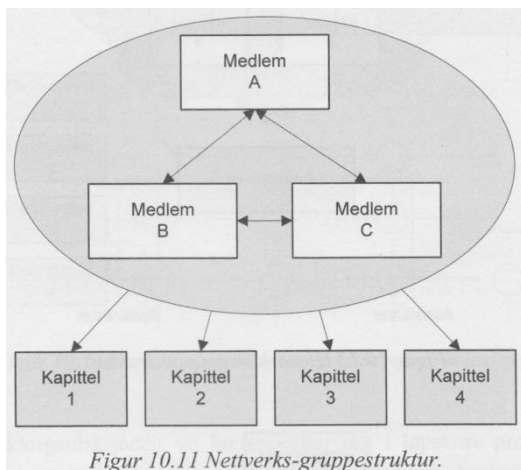
SV = Statens Vegvesen

3 PROSJEKTORGANISASJON

3.1 Prosjektgruppe

Navn	Adresse	Mobil	e-post
Eirik B. Folkedal	Snopenesvegen 30, 6017 Åse	971 05 979	eirikbf@gmail.com
Stian Bøe	P.A Musæus veg 20, 6008 Ålesund	916 20 617	stianboe93@gmail.com
Olbjørn Lybergsvik	Store-nørve 9A, 6009 Ålesund	464 25 245	olbjorn90@hotmail.com

I dette prosjektet har vi valgt en nettverks-gruppestruktur. Dette medfører at alle må ta ansvar for prosjektet, og bidra til felles fremgang. Rollefordelingen varer i 2 ukers sykluser, slik at vi alle får erfaring i de ulike rollene. Periodeplan, se vedlegg 2.



Figur 1: Praktisk Prosjektledelse - Rolstadås, Olsson, Johansen og Langlo

3.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen – organisering

3.1.1.1 Generelle oppgaver:

- Prosjektleder, sekretær og øvrige medlemmer skal også gjennomføre arbeidsoppgavene på lik linje med de øvrige medlemmene i gruppen.

3.1.1.2 Øvrige oppgaver for prosjektgruppen:

- Følge fremdriftsplan
- Gjennomføre prosjektet i henhold til fremdriftsplan og gitte rammer
- Utarbeide et godt sluttresultat
- Sørgje for å ha nok dokumentasjon tilgjengelig

3.1.2 Øvrige oppgaver for prosjektleder

- Styre arbeidet innad i gruppen ved behov
- Utarbeide Plan for uken
- Styre møter
- Dialog mellom gruppen, oppdragsgiver og veileder
- Loggføre eget arbeid
- Sidemannskontroll

3.1.3 Øvrige oppgaver for sekretær

- Føre referat for møter
- Sette opp møteplaner
- Loggføre eget arbeid
- Sidemannskontroll

3.1.4 Øvrige oppgaver for øvrige medlemmer

- Bidra til godt samarbeid og miljø innad i gruppen
- Loggføre eget arbeid
- Sidemannskontroll

3.2 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)**3.2.1 Veiledere**

- Vemund Årskog, NTNU Ålesund
- Sølve Grimstad, Consto Nordvest

4 AVTALER

4.1 Avtale med oppdragsgiver

Vi har inngått en skriftlig avtale med Consto Nordvest AS om skriving av semesteroppgave i faget IB303312 Bacheloroppgave. Avtalen er lagt til som vedlegg 1.

4.2 Arbeidssted og ressurser

- Consto Nordvest AS bistår med kontorlokaler i prosjektperioden
- Veileder fra Consto Norvest AS er tilgjengelig i 4. etg. i brofestebygget ved Amfi Moa
- Veileder fra NTNU i Ålesund, er tilgjengelig ved behov

4.3 Avtalt rapportering

Logg over antall timer leveres hver 14. dag til veileder ved NTNU i Ålesund.

4.4 Gruppenormer – samarbeidsregler – holdninger

4.4.1 Gruppenormer

Hver deltaker av gruppen har selv ansvar for å holde de gruppenormene/samarbeidsreglene som er satt for å kunne få et best mulig gruppesamarbeid.

- Deltakerne av gruppen skal alltid møtes til avtalt tid og sted.
- Arbeidsoppgaver skal leveres til avtalt tid.
- Dersom det skulle være uenigheter i prosjektet, blir dette avgjort i fellesskap.
- Deltakerne har selv ansvar for å opprettholde en ryddig arbeidsplass for å få et hyggelig arbeidsmiljø.

5 PROSJEKTBEKRIVELSE

5.1 Mål

5.1.1 Målsetting

Vårt mål med prosjektet er å drøfte flere alternativer til materialvalg, og dimensjonere bærekonstruksjonen ut i fra dette.

5.1.1.1 Effektmål

- Vi vil belyse forskjellige alternativer til materialer og utførelse
- Ta hensyn til krav innen bygningsfysikken gjennom oppgaven
- Øke kompetanse og erfaringer innen fagfeltet

5.1.1.2 Resultatmål

- Gangbroen skal knytte kjøpesentrene ved Amfi Moa sammen på en effektiv og god måte
- Utvikle et forslag til utforming av bæresystemet til gangbroen

5.1.1.3 Samfunns mål

Med dette prosjektet ønsker vi å bidra til et bedre sluttresultat for byggherre og brukere.

5.2 Metode

Vi vil begynne oppgaven ved å kartlegge hvilke krav som gjelder for konstruksjonen. Gjeldende bestemmelser vi må ta hensyn til kan være blant annet trafikk og brannkrav. Det er gitte rammer for utforming av gangbroen som vi må kartlegge:

- Fri høyde for trafikken under
- Innendørs gulv- og takhøyde i senteret.
- Reguleringsplan med godkjent fasade.

Vi må også ta hensyn til laster som virker på konstruksjonen. Deretter vurdere forskjellige materialer i bærekonstruksjonen. Til slutt vil vi konkludere med et materiale og dimensjonere konstruksjonen ut i fra dette.

5.3 Informasjonsinnsamling – utført og planlagt

5.3.1 Utført innsamling

- Litteratur fra Statens vegvesen, broprosjektering
- Reguleringsplan over området fra kommunen
- Bildeinnsamling, kart over området

5.3.2 Planlagt innsamling

- Høgdegrunnlag for broen
- Kartdata for tunell
- Lover og regler (Tek 10, PBL, NS, Eurokoder)
- Relevant informasjon ang. brodimensjonering
- Informasjon om prosjektet fra Consto Nordvest AS

5.4 Vurdering – analyse av risiko

Vi har utarbeidet en risikoanalyse over hendelser som kan dukke opp i prosjektperioden. Dette medfører en bedre oversikt over ulike risikoer og muligheter som kan oppstå underveis i arbeidet. For å få et best mulig resultat, er det særlig viktig at alle i gruppen bidrar til at frister og avtaler blir overholdt.

Usikkerhets-analyse	KONSEKVENNS							
	RISIKO				MULIGHETER			
Sannsynlighet	Katastrofal	Kritisk	Alvorlig	Liten	Liten	Middels	Stor	Veldig stor
Veldig stor								
Stor								
Middels				(2) (5)		(10)		
Liten		(3)	(6) (7) (8)	(4)				
Utenkelig		(1)			(9)			

Nr Hendelse

- 1 Alvorlig sykdom
- 2 Mindre alvorlig sykdom
- 3 Tap av data
- 4 Dataproblemer
- 5 Tekniske problemer
- 6 Tidspress
- 7 Feil i utførelse
- 8 Manglende dokumentasjon
- 9 Endring i oppgaven
- 10 Påvirke oppdragsgiver

Se vedlegg 4 for videre beskrivelser av risikoanalysen.

5.5 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Nr	Hovedaktivitet	Ansvar	Tidsomfang	Uke
A	Forprosjekt	Alle	4 uker	Uke 1-4
A1	Informasjonsinnsamling			
A2	Oppstartsmøte			
A3	Spesifisering av hovedoppgave			
A4	Arbeid med forprosjekt			
A5	Møte med veileder			
A6	Ferdigstilling av forprosjekt			
B	Hovedprosjekt	Alle	11 uker	Uke 5-17
B1	Informasjonsinnhenting, litteraturstudie (Krav, laster, N400, bygningsfysikk)			
B2	Foreløpig dimensjonering (stål, limtre, betong)			
B3	Drøfting og sammenligning av resultat			
B4	Detaljdimensjonering			
B5	Beregning, detalj-/tegninger			
B6	Konklusjon			
C	Ferdigstilling av rapport	Alle	2,5 uker	Uke 18-20,5
C1	Gjennomgang / korrektur av rapport			
C2	Oppsummering med veileder			
C3	Revidering			
C4	Innlevering			
D	Avslutning	Alle	1,5 uker	Uke 20,5-22
D1	Lage presentasjon			
D2	Forberede til fremføring			
D3	Fremføring av prosjekt			

5.6 Framdriftsplan – styring av prosjektet

5.6.1 Hovedplan

- Hovedplan av prosjektet står beskrevet i punkt 5.6
- Milepæler i bacheloroppgaven:
 1. Oppstart
 2. Valgt material
 3. Ferdig dimensjonering
 4. Ferdig med konklusjon
 5. Levert oppgave
 6. Presentasjon

5.6.2 Styringshjelpemidler

- GANTT diagram
- Periodeplan

5.6.3 Utviklingshjelpemidler

- Robot/FemDesign
- Revit, Autocad, Inventor
- Mathcad
- Word, Excel

5.6.4 Intern kontroll – evaluering

- Ved endt arbeidsdag har hver og en av gruppe medlemmene ansvar for at arbeidet loggføres
- Gruppe medlemmene skal, uavhengig av periodeplanen, kontrollere hverandre.
- I starten av hver uke, skal det utarbeides en ukeplan. Arbeidet blir loggført, og kontrollert opp imot ukeplanen i slutten av hver uke.

5.7 *Beslutninger – beslutningsprosess*

- Mindre beslutninger tas av hver enkelt i gruppen.
- Viktige beslutninger og uenigheter skal drøftes, og beslutninger tas i felleskap.

6 DOKUMENTASJON

6.1 *Rapporter og tekniske dokumenter*

6.1.1 Dokumentasjon

- Skrive møtereferat
- Fremdriftsrapport

6.1.2 Rutiner

- Morgenmøte
- Ukentlig møte
- Loggføring
- Veiledermøte hver 14.dag
- Ekstern lagring av dokumenter

6.1.3 Godkjennelse

- Sidemannskontroll

6.1.4 Kopiering

- Gruppemedlemmer får hver sin kopi av endelig rapport.
- Oppdragsgiver får tilsendt en kopi av endelig rapport.

6.1.5 Oppbevaring

- Alle filer skal lagres i dropbox
- Backup på harddisk

7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

7.1 *Møter*

7.1.1 Møter med styringsgruppen

- Prosjektmøter blir holdt med veileder annenhver onsdag kl.09.00, eller ved behov.

7.1.2 Prosjektmøter

- Prosjektgruppen holder møte hver mandag, der det skal bli gjennomgått plan for arbeidsuken.

7.2 *Periodiske rapporter*

7.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

- Logg og ukerapporter sendes til veileder annenhver fredag.

8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

- Hver enkelt har ansvar for sine arbeidsoppgaver og egen fremdrift. Gruppen er ansvarlig for å følge opp fremdriften til sidemann.
- Ved opphold i arbeidet som krever veiledning, skal den som jobber på oppgaven benytte tiden til andre deler av prosjektet.
- Ved avvik fra fremdriftsplan, må det vurderes om det bør settes andre personer på arbeidsoppgaven.
- Dersom prosjektmålene må endres, må dette drøftes innad i gruppa evt. med veileder.

9 UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING

- Bøker:
 - Tidligere pensumbøker Studentene
 - Eventuelle andre bøker Bibliotek eller utlån
- Programvare:
 - Tegne og dimensjoneringsprogramvare Studentversjoner fra leverandører
- Kontor: Consto Nordvest

10 REFERANSER

- 1 Ålesund Kommune. Ålesund Kommune. [Online].; 2015. Available from:
· <http://innsyn.alesund.kommune.no/wfdocument.ashx?journalpostid=2015062753&dokid=1118472&versjon=1&variant=A&>.
- 2 Jarle RBoI. Prosjektstyring Oslo: Gyldendal Norsk forlag AS; 2001.
·
- 3 Rolstadås OJoL. Praktisk prosjekt-ledelse Bergen: Fagbokforlaget; 2014.
·

VEDLEGG

- | | |
|-----------|-------------------------------------|
| Vedlegg 1 | Avtaler |
| Vedlegg 2 | Periodeplan |
| Vedlegg 3 | GANTT – diagram |
| Vedlegg 4 | ORM – Operasjonell risikobehandling |

Vedlegg 1

Avtaler

FORPROSJEKT - RAPPORT
 FOR BACHELOROPPGAVE


TITTEL:
Bacheloroppgave IB 302812, 2016

KANDIDATNUMMER(E):

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
13.01.2015	IE303612	Bacheloroppgave	- Åpen
STUDIUM:		ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:
BACHELOR I INGENIØRFAG - BYGG		/	- Ikke i bruk -

OPPDRAAGSGIVER(E)/VEILEDER(E):
Oppdragsgivere:
Sølvé Grimstad:  Dato: 13.01.2015
Frøde Frøyen:  Dato: 13.01.2015
Veileder:
Vemund Aarskog:  Dato: 13.01.2015

OPPGAVE/SAMMENDRAG:
PROSJEKTOPPGAVE
PROSJEKTERING AV GANGBRU AMFI MOA SYD/ØST:
- GENERELT OM BRUA: BRUA ER 60METER LANG, OG 10METER BREI
- DIMENSJONERING AV BÆRING, STABILITET
VURDERINGER/LØSNINGER:
- BYGGTEKNISKE LØSNINGER I FORHOLD TIL SOL, VINDUER, BRANNTTEKNISK
<i>Praktisk mulig å gjennomføre, veiomlegging, byggeprosess</i>

Postadresse
 Høgskolen i Ålesund
 N-6025 Ålesund
 Norway

Besøksadresse
 Larsgårdsvegen 2
Internett
www.hials.no

Telefon
 70 16 12 00
Epostadresse
postmottak@hials.no

Telefax
 70 16 13 00

Bankkonto
 7694 05 00636
Foretaksregisteret
 NO 971 572 140



Avdeling for ingeniør- og realfag

1 av 2

Bacheloroppgave 2016

I forbindelse med utførelse av Bacheloroppgave i bedrift.

Avtale mellom oppdragsgiver (bedrift), student og NTNU i Ålesund

Generelt om bacheloroppgaven:

Bacheloroppgaven gjennomføres fortrinnsvis i samarbeid med næringslivet, men kan også utformes i tilknytning til forskningsprosjekt skolens forskningsmiljø er involvert i. Oppgaveperioden deles i en forprosjektfase med egen innlevering og en prosjektfase som avsluttes med en offentlig framføring og rapport. Bacheloroppgaven kan også gjennomføres i bedrift. Oppgaven gjøres i grupper fortrinnsvis med 3 studenter og følges opp av oppnevnte veiledere. Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng som tilsvarer 2/3 av et semester i arbeidsmengde for studenten.

Denne avtale er inngått mellom:

Bedrift:

CONSTO

NTNU i Ålesund:

Avdeling AIR, Fagseksjon Bygg,

Veileder Kemund Arskog

Student:

Ehlf, Olybergsvik, Stian

Forpliktelser NTNU i Ålesund:

- Fagseksjonen skal stille med ansvarlig veileder.
- Fagseksjon Bygg ved veileder skal godkjenne oppgaven etter beskrivelse gitt i studiehandboken.
- Veileder har ansvar for oppfølging og kontroll av fremdrift i bacheloroppgaven.
- NTNU i Ålesund ved veileder har ansvar for at vurdering av bacheloroppgaven blir utført i henhold til vedtatte retningslinjer.

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitetForpliktelser til studentene (studentgruppen(e)):

- Beskrive bacheloroppgaven gjennom forprosjekt og fremdriftsplan
- Levere rapportskjema til veileder hver 14. dag
- Levere og presentere bacheloroppgaven etter oppsatt mal og fremdriftsplan.


Forpliktelser oppdragsgiver (bedrift):


- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.
- Forsikre studentene som om de var tilsatt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).

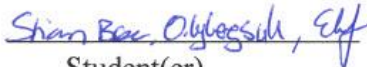
Generelt:

Bacheloroppgaven er NTNUs eiendom, men oppdragsgiver (firma) har rett til å benytte seg av resultatene i oppgaven. Er resultatene i bacheloroppgaven konfidensielle og må beskyttes, gjøres dette ved egen avtale mellom NTNU i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift)

Dato: 13.1.2016


Verund Årskog
NTNU i Ålesund


Oppdragsgiver (bedrift)


Student(er)

Vedlegg 2

Periodeplan

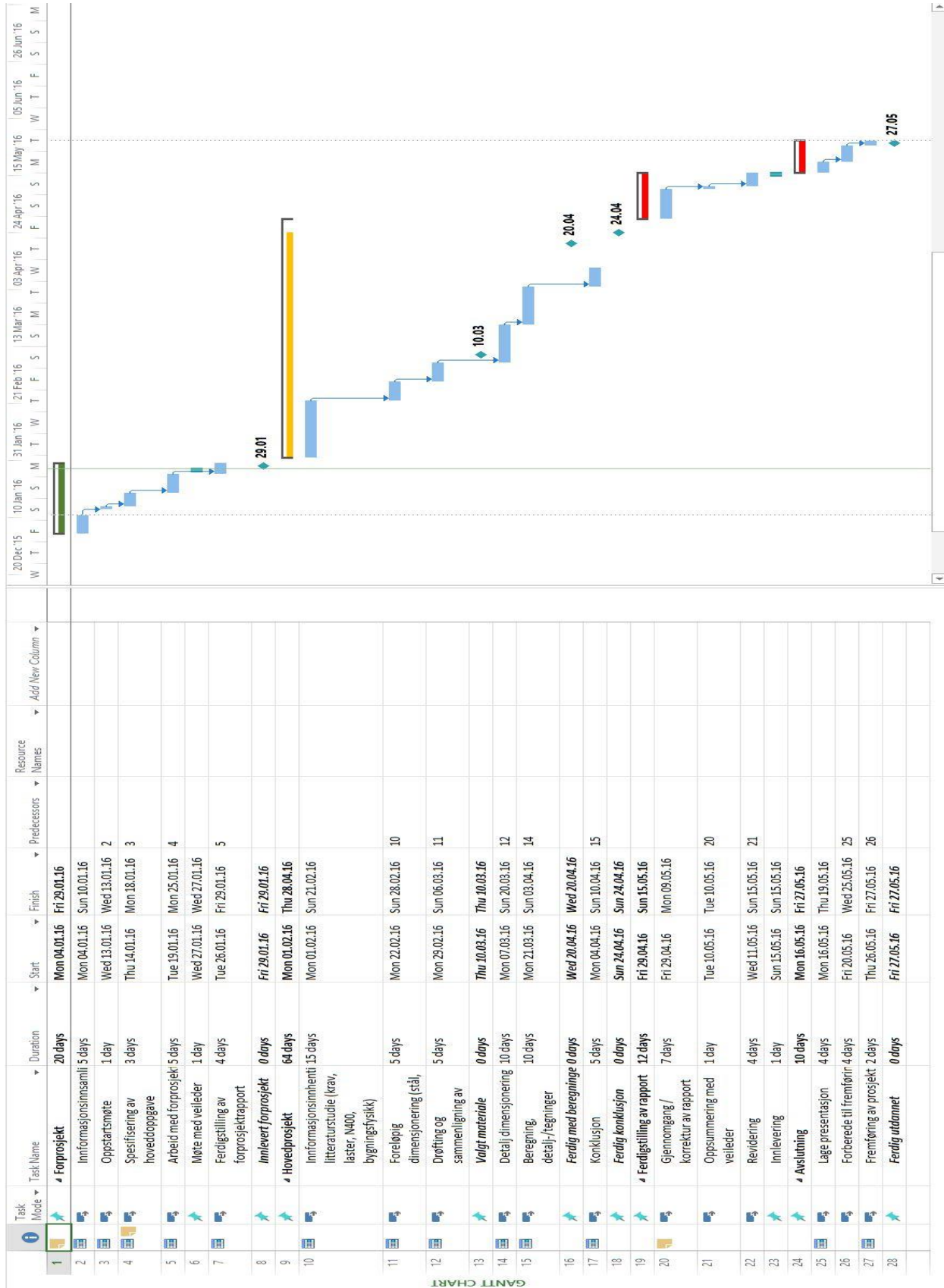
Periodeplan (18. januar 2016 frem til påske)

Rolle	Navn	Tidsrom
Periode 1		
Prosjektleder	Stian Bøe	18.01.16 - 01.02.16
Sekretær	Olbjørn Lybergsvik	
Gruppemedlem	Eirik B. Folkedal	
Periode 2		
Prosjektleder	Olbjørn Lybergsvik	01.02.16 - 15.02.16
Sekretær	Eirik B. Folkedal	
Gruppemedlem	Stian Bøe	
Periode 3		
Prosjektleder	Eirik B. Folkedal	15.02.16 - 22.02.16
Sekretær	Stian Bøe	
Gruppemedlem	Olbjørn Lybergsvik	
Periode 4		
Prosjektleder	Stian Bøe	22.02.16 - 07.03.16
Sekretær	Olbjørn Lybergsvik	
Gruppemedlem	Eirik B. Folkedal	
Periode 5		
Prosjektleder	Olbjørn Lybergsvik	07.03.16 - 21.03.16
Sekretær	Eirik B. Folkedal	
Gruppemedlem	Stian Bøe	

Vedlegg 3

GANTT - diagram

FORPROSJEKTRAPPORT – BACHELOROPPGAVE



Vedlegg 4

ORM - Operasjonell risikobehandling

ORM Operasjonell-risikobehandling									
Nr	Hendelse	Beskrivelse	Sansynlighet	Konsekvens	Sum	Tiltak	Sansynlighet	Konsekvens	Rest
1	Alvorlig sykdom	Sykdom opp mot en ukes fravær	1	3	3		1	3	3
2	Mindre alvorlig sykdom	Sykdom utover en ukes fravær	3	1	3	Sunt kosthold	3	1	3
3	Tap av data	Tap av viktig data som det kan være vanskelig/tidkrevende å reprodusere	2	4	8	Backup lagring av data på forskjellige medier	1	4	4
4	Datap problemer	PC-kræsje, kompatibilitetsproblem	2	1	2	Alle programmer på minst to Pcer	1	1	1
5	Tekniske problemer	F.eks. Strøbrudd, internettproblemer	3	1	3	Utbedres der og da	3	1	3
6	Tidspress	For stor arbeidsmengde mot slutten av prosjektet	2	2	4	God planlegging	1	2	2
7	Feil i utførelse	feil utførelse som følge av feil i kilder eller feil avlesning i literatur	2	2	4	Sidemannskontroll	1	2	2
8	Manglende dokumentasjon	Drøftinger, literatur eller beregninger som burde være med i prosjektet	2	4	8	God mappestruktur	1	4	4
9	Endring i oppgaven	Oppdagelser som gjør att vi må endre oppgaven	1	0	0	Et godt forprosjekt	1	0	0
10	Påvirke oppdragsgiver	Vårt produkt påvirker videre beslutttaking i prosjekteringen	3	2	6	Forsøke å ha god innsikt i oppgaven	3	2	6