
RAPPORT

Beregningsrapport for Løvstien Etappe 4, delstrekning 2



Kunde: Bergen kommune

Prosjekt: Løvstien etappe 4, Detaljprosjektering

Prosjektnummer: 26481005

Dokumentnummer: 26481005 – Løvstien

Rev.: 1

Sammendrag:

Denne beregningsrapporten omhandler en 375 m lang gangbane av stål og tre. Gangbanen skal som en del av byggetrinn fire i Løgstien prosjektet, binde sammen gangstien mellom Grønneien og Langeskogen. Konstruksjonen skal bygges langs strekningens bratteste parti, hvor bratt terreng vil kunne gi en krevende utførelse. Konstruksjonen er dimensjonert for en trafikklast på 5 kN/m² og et service-kjøretøy tilsvarende en pickup med aksellaster på henholdsvis 20 kN og 16 kN. For byggetilstand er det dimensjonert for en mini-kran med egenvekt opp til 4000 kg.

Rapporteringsstatus:

- Endelig
 Oversendelse for kommentar
 Utkast

Utarbeidet av: Eivind Gullbrå Viken	Sign.:
Kontrollert av: Thomas Rau Østgulen	Sign.:
Prosjektleder: Ellen Skartveit	Prosjekteier: Arne Nilssen

Revisjonshistorikk:

REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV
0	17/10	TIL SIDEMANNSKONTROLL	NOEVIK	NOTHOS
1	03/11	TIL SIDEMANNSKONTROLL	NOEVIK	NOOVNE

Innholdsfortegnelse

1	Prosjekteringsforutsetninger	6
1.1	Innledning	6
	Generelt	6
	Grunnlagsmateriale	6
1.2	Generell beskrivelse av konstruksjonen	7
1.2.1	Valgt bæresystem	7
1.2.2	Rekkverk	8
1.2.3	Grunnforhold og fundamentering	8
1.3	Materialer	9
1.3.1	Stål	9
1.3.2	Tre	9
1.3.3	Betong	9
1.3.4	Armering	10
1.4	Laster i brudd- og bruksgrense	11
1.4.1	Egenvekt	11
1.4.2	Trafikk	11
1.4.3	Ulykke	11
1.4.4	Vind	12
1.4.5	Snø	12
1.4.6	Temperatur	12
1.4.7	Jordskjelv	13
1.5	Laster i byggetilstand	14
1.5.1	Kran	14
1.5.2	ATV	14
1.5.3	Borerigg	14
1.6	Lastkombinasjoner	14
2	Statisk analyse	15
2.1	Termiske påvirkninger	15
2.2	Byggetilstand	16
2.2.1	Laster	16
2.2.2	Lastkombinasjoner - Byggetilstand	17
2.3	Brudd- og bruksgrense	18
2.3.1	Laster	18
2.3.2	Lastkombinasjoner - Byggetilstand	19
2.4	Fundamenter	20
2.4.1	Reaksjonskrefter	20

2.5	Knutepunkter	21
3	Dynamisk Analyse	22
3.1	Egenfrekvens.....	22
3.2	Eurokodekrav.....	23
3.2.1	NS-EN 1991.....	23
3.2.2	NS-EN 1990.....	23
4	Dimensjonering.....	24
4.1	Byggetilstand	24
4.1.1	Stål-konstruksjonen.....	24
4.1.2	Tre-konstruksjonen.....	30
4.2	Brudd- og bruksgrense.....	38
4.2.1	Stål-konstruksjonen.....	38
4.2.2	Tre-konstruksjonen.....	41
4.3	Fundamenter	48
4.4	Knutepunkter	50
4.5	Valgte dimensjoner	54
4.5.1	Trebjelkelag – 2x48x198mm C30	54
4.5.2	Bjelkelag 1 – HE200A.....	54
4.5.3	Bjelkelag 2 – HE240A.....	54
4.5.4	Bjelkelag 3 – HE240B.....	54
4.5.5	Søylar – RHSS 120x120mm.....	54
4.5.6	Strekkstag – Ø24mm S460N	54
4.5.7	Bergbolter – Ø25mm	54
5	Vedlegg	55

1 Prosjekteringsforutsetninger

1.1 Innledning

Generelt

Det skal utbygges en gangvei langs østsiden av Løvestakken i Bergen. Løvestien strekker seg fra Melkeplassen til Bønes og er utformet som en 3m bred grusvei. Byggetrinn fire av dette prosjektet skal tette den manglende gangstien mellom Grønnlien og Langeskogen. Området er stedvis veldig bratt og det er dermed besluttet å bygge en 375m lang gangbane i stål og tre langs det bratteste partiet. Denne rapporten omhandler denne konstruksjonen. Konstruksjonen har en dimensjonerende brukstid på 50 år og konstruksjonen ligger i pålitelighetsklasse 2 iht. NS-EN 1990 /3/.

Grunnlagsmateriale

Som grunnlagsmateriale gjelder følgende dokumenter:

- /1/ Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging, Juni 2014
- /2/ Håndbok N400 – Bruprosjektering, Juni 2014
- /3/ NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2006 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- /4/ NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008+AC:2009 – Laster på konstruksjoner
Del 1-1: Allmenne laster; Tetthet, egenvekt, nyttelast i bygninger
- /5/ NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008+A1:2015 – Laster på konstruksjoner
Del 1-3: Allmenne laster; Snølaster
- /6/ NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009+AC:2010 – Laster på konstruksjoner
Del 1-4: Allmenne laster; Vindlaster
- /7/ NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008+AC:2009 – Laster på konstruksjoner
Del 1-5: Allmenne laster; Termiske påvirkninger
- /8/ NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008+AC:2013 – Laster under utførelse
- /9/ NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008+AC:2010+A1:2014 – Laster på konstruksjoner
Del 1-7: Allmenne laster; Ulykkeslaster
- /10/ NS-EN 1991-2:2003+NA:2010+AC:2010 – Laster på konstruksjoner
Del 2: Trafikklaste på bruer
- /11/ NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008+AC:2010+A1:2014 – Prosjektering av betongkonstruksjoner
- /12/ NS-EN 1992-2:2005+NA:2010+AC:2008 – Prosjektering av betongkonstruksjoner; Del 2: Bruer
- /13/ NS-EN 1993-1-1:2005+N1:2014+NA:2015 – Prosjektering av stålkonstruksjoner
- /14/ NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2013+NA:2010 – Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- /15/ NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 – Prosjektering av trekonstruksjoner; Del 2: Bruer
- /16/ NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
- /17/ NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer
- /18/ NS-EN 338:2016 – Konstruksjonstrevirke Fasthetsklasser

1.2 Generell beskrivelse av konstruksjonen

1.2.1 Valgt bæresystem

Konstruksjonen er delt inn i en underbygning i stål og en overbygning i tre. Underbygningen består av langsgående og tverrgående stålbejler, samt stålsøyler. For overbygningen er det valgt en dekkeløsning med langsgående trebjelker og overliggende terrassebord. Broen følger fjellskråningen over ca. 375m, hvor innerkant av konstruksjonen er direkte forankret i berg med bergbolter for ca. hver 4. meter. Ytterkant av brua er understøttet ved hjelp av stålsøyler som er forankret i berg for ca. hver 4. meter. Landkarene er utformet som natursteinsmur med en overliggende tverrbjelke av betong til opplagring av broendene.

Konstruksjonen er en gangbane og er dimensjonert for gangtrafikk, samt servicekjøretøy etter kommunens bruk (Ford Ranger / Pickup).



Figur 1-1: Illustrasjon av konstruksjonen.

1.2.2 Rekkverk

Rekkverket er på utsiden et utoverhellende rekkverk med rekkverksstolper i stål og med et stålwirenett langs rekkverket. Rekkverket skal også ha en håndløper i tre tilsvarende tredekket. På innsiden, mot terreng, skal det ikke være rekkverk, men en horisontal fallsikring i samme stålwirenett som for rekkverket. Fallnettet monteres i høyde med underkant terrassebord og formes mot terreng.

1.2.3 Grunnforhold og fundamentering

Løsmasser skal graves vekk ved hvert fundamentpunkt. Fundamentene for både søyler og bjelker skal være utformet som en stålplate som er fastholdt av bergbolter. For søylene vil platen være påsveist som en søylefot, slik at den reelle høyden fra konstruksjon til berg må være nøye kontrollert før bestilling av søyler. Fundamentplatene skal etter montering understøpes for alle fundamentpunkter.

1.3 Materialer

1.3.1 Stål

Det benyttes stål kvalitet S355 i hele stålkonstruksjonen. Materialelegenskapene og materialkoeffisientene er hentet fra NS-EN 1993-1-1 /13/. Gjeldende temperaturutvidelseskoeffisient er $\gamma_M = 12 \times 10^{-6}$ per K. Følgende materialkoeffisienter, γ_M , er benyttet for stålet:

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}
1.05	1.05	1.25

Stålkvalitet	f_y [$\frac{N}{mm^2}$]	f_u [$\frac{N}{mm^2}$]	E_s [GPa]
S355	355	490	210

1.3.2 Tre

Det benyttes konstruksjonstre av kvalitet C30, med materialelegenskaper iht. NS-EN 338 /18/. Konstruksjonstreet skal være av trykkimpregnert klasse A. Materialkoeffisient, γ_M , er anbefalt lik 1.3 for materialelegenskaper og bestandighet iht. NS-EN 1995-1-1:2004 /14/.

Materialelegenskapene for konstruksjonstre, C30, er gitt ved /18/:

Fasthetsverdier (N/mm ²)	Notasjon	Fasthetsklasse C30
Bøyning	f_{mb}	30.0
Strekk i fiberretningen	f_{t0k}	19.0
Strekk på tvers av fiberretningen	f_{t90k}	0.4
Trykk i fiberretningen	f_{c0k}	24.0
Trykk på tvers av fiberretningen	f_{c90k}	2.7
Skjær	f_{vk}	4.0
For stabilitetsberegninger	E_{0k}	8000
For beregninger av forskyvinger og deformasjoner	E_0 E_{90} G	12000 400 750
Densitet (kg/m³)	$\rho_{mid.}$	460

1.3.3 Betong

Det benyttes betongkvalitet B30 i landkar-konstruksjonen. Det benyttes eksponeringsklasse XC2 og bestandighetsklasse M60 iht. NS-EN 1992-1-1 /11/. For understøp av fundamentplatene skal det benyttes ekspansjonsbetong. Følgende materialkoeffisienter, γ_c , er benyttet for betongen:

Bruddgrensetilstand	Bruksgrensetilstand	Ulykkesgrensetilstand
1.50	1.00	1.20

Betongkvalitet	$f_{ck} [\frac{N}{mm^2}]$	$f_{ctk,0,05} [\frac{N}{mm^2}]$	$E_{cm} [GPa]$
B30	30	2.0	33

Dimensjonerende fastheter:

Betongkvalitet	Bruddgrense		Bruksgrense		Ulykkesgrense	
	$f_{cd} [\frac{N}{mm^2}]$	$f_{td} [\frac{N}{mm^2}]$	$f_{cd} [\frac{N}{mm^2}]$	$f_{td} [\frac{N}{mm^2}]$	$f_{cd} [\frac{N}{mm^2}]$	$f_{td} [\frac{N}{mm^2}]$
B30	17.00	1.13	25.50	1.70	21.25	1.42

1.3.4 Armering

Det benyttes armeringskvalitet B500NC i landkar-konstruksjonen. Følgende materialkoeffisienter, γ_s , er benyttet for armeringen, NS-EN 1992-1-1 /11/:

Bruddgrensetilstand	Bruksgrensetilstand	Ulykkesgrensetilstand
1.15	1.00	1.00

Dimensjonerende fastheter, NS-EN 1992-1-1 /11/:

Armering kvalitet	f_y	Bruddgrense	Bruksgrense	Ulykkesgrense
		f_{yd}	f_{yd}	f_{yd}
B500NC	500	434	500	500

1.4 Laster i brudd- og bruksgrense

1.4.1 Egenvekt

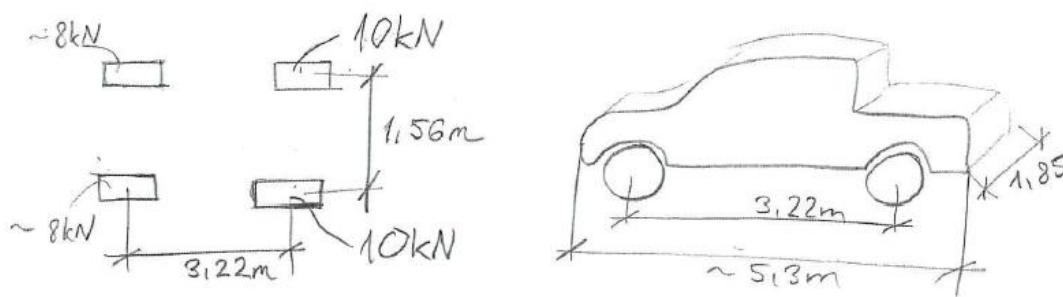
Egenvekt armert betong	$\rho_{bet} = 25 \text{ kN}/\text{m}^3$	/4/
Egenvekt stål	$\rho_{stl} = 78 \text{ kN}/\text{m}^3$	/4/
Egenvekt tre (C30/Accoya)	$\rho_{tre} = 5 \text{ kN}/\text{m}^3$	/4/
Egenvekt rekkverk (Konservativ antagelse)	$\rho_{rek} = 2 \text{ kN}/\text{m}$	
Egenvekt fallnett (Antagelse)	$\rho_{nett} = 2 \text{ kg}/\text{m}^2$	

1.4.2 Trafikk

Vertikal

Jevnt fordelt last	$q_{fk} = 5 \text{ kN}/\text{m}^2$	/10//4/
Servicekjøretøy (Ford Ranger)	$Q_{SV1} = 20 \text{ kN}$ $Q_{SV2} = 16 \text{ kN}$	

- Dimensjonerer brua for største personbil som trolig vil bli benyttet av Bergen kommune. Velger dimensjonerende billast tilsvarende Ford Ranger. Avstand mellom for og bak aksel lik 3.22m og avstand mellom venstre og høyre hjul lik 1.56m. Lastareal per dekk er satt lik: 0.15m x 0.10m. Lasttilfellet er illustrert i Figur 1-2.



Figur 1-2: Illustrasjon av lasttilfellet for servicekjøretøy.

Horisontal

Horisontallast lengderetning (NA.5.4) :	$H_l = 0.1 \times q_{fk} = 0.5 \text{ kN}/\text{m}^2$	/10/
---	---	------

- Påfører $0.5 \text{ kN}/\text{m}^2$ i hele bruas lengderetning.

Sidelast 25% (NA.5.4):	/10/
------------------------	------

- Horisontalkraft i tverretning opptrer kun samtidig med tjenestekjøretøy og settes lik 25% av den horisontale kraften i lengderetningen fra tjenestekjøretøyet.

1.4.3 Ulykke

Det er vurdert at sannsynligheten for uhell er forsvinnende liten. Tilkomst med kjøretøy > 3.5 ton er ikke mulig fra nord. Fra sør går veien via Langegården og er en flere km lang turvei. Ulykkeslast på

brukonstruksjonen er vurdert til utilsiktede kjøretøy. Denne lasten er inkludert i kontroll for vertikallast og videre kontroll kan dermed utgå. Geoteknikk ivaretar skredvurdering.

1.4.4 Vind

Vindlast beregnes etter NS-EN 1991-1-4 /6/ og N400 /2/. Referansevindhastighet for Bergen kommune er 26 m/s . Terrengruhetskategori III benyttes. Beregningsdokumentet for vindlaster er inkludert i Vedlegg 4.

Vertikal vindlast: /6/

- Vind uten trafikk: $V_1 = 3.34 \text{ kN/m}$

- Vind med trafikk: $V_2 = 3.34 \text{ kN/m}$

Horizontal vindlast i x-retning (tverretning bro lengde): /6/

- Vind uten trafikk: $H_{1,x} = 2.11 \text{ kN/m}$

- Vind med trafikk: $H_{2,x} = 3.83 \text{ kN/m}$

Horizontal vindlast i y-retning (parallelt med bro lengde): /6/

- Vind uten trafikk: $H_{1,y} = 1.05 \text{ kN/m}$

- Vind med trafikk: $H_{2,y} = 1.92 \text{ kN/m}$

Iht. pkt. NA 8.2(1) /6/, skal behovet for dynamisk responsberegning vurderes i det enkelte prosjekt. Statens vegvesens håndbok N400 pkt. 5.4.3.1 /2/, separerer bruene inn i ulike vindklasser. Klasse 1 anses å ha ubetydelig dynamisk lastvirkning, hvor definisjonen inkluderer alle bruene hvor høyeste egensvingningsperiode er $< 2 \text{ s}$. Iht. kapittel 3.1 er konstruksjonens laveste egenfrekvens lik 3.64 Hz . Det tilsvarer $T = \frac{1}{f} = \frac{1}{3.64} = 0.27 \text{ s}$, $0.27 \text{ s} < 2 \text{ s} \rightarrow$ Dette betyr at bruene er i vindklasse 1 og dynamiske vindberegninger er ikke nødvendige.

1.4.5 Snø

Snølast beregnes etter NS-EN 1991-1-3 /5/ og N400 /2/. Karakteristisk snølast for Bergen kommune, 140 m.o.h., er 2.0 kN/m^2 .

1.4.6 Temperatur

Stålets temperaturutvidelseskoeffisient = $1,2 \times 10^{-5} \text{ per } ^\circ\text{C}$.

Temperaturparametere i henhold til NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 /7/:

T_{max}	=	Figur NA. A1	=	34°C	Maksimumstemperatur
T_{min}	=	Figur NA. A2	=	-20°C	Minimumstemperatur
T_0	=	NA. A. 1(3)	=	10°C	Temperatur ved byggetidspunkt
$T_{e,max}$	=	$T_{max} + 16$ (Figur NA. 6.1)	=	50°C	Representativ maksimumstemperatur
$T_{e,min}$	=	$T_{min} - 3$ (Figur NA. 6.1)	=	-23°C	Representativ minimumstemperatur

$$\begin{aligned} \Delta T_{N,exp} &= T_{e,max} - T_0 \text{ (Ligning 6.1)} = 40^\circ\text{C} && \text{Temperaturrekspansjonsintervall} \\ \Delta T_{N,con} &= T_0 - T_{e,min} \text{ (Ligning 6.2)} = 33^\circ\text{C} && \text{Temperaturrekspansjonsintervall} \\ \Delta T_{M,heat} &= 18^\circ\text{C} \times 0.7 \text{ (NA.6.1.4.1)} = 12.6^\circ\text{C} && \text{Temperaturgradient, positiv} \\ \Delta T_{M,cool} &= 13^\circ\text{C} \times 1.0 \text{ (NA.6.1.4.1)} = 13^\circ\text{C} && \text{Temperaturgradient, negativ} \end{aligned}$$

Dekket har kledning med tre, og hvor overside er varmere enn underside multipliseres $\Delta T_{M,heat}$ med $k_{sur} = 0.7$ i henhold til Tab. NA.6.2 /7/.

Kombinasjon av temperaturlastene er gitt iht. pkt. 6.1.5 /7/, hvor anbefalte verdier $\omega_N = 0.35$ og $\omega_M = 0.75$ er brukt:

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	12.6		14.0	
2	9.5		40.0	
3	12.6			11.6
4	9.5			33.0
5		13.0	14.0	
6		9.8	40.0	
7		13.0		11.6
8		9.8		33.0

1.4.7 Jordskjelv

NS-EN 1998-1:2004 /16/ figur NA.3(901) gir spissverdi for berggrunnens akselerasjon $a_{g40Hz} = 0,85 \text{ m/s}^2$ i Bergen kommune for en returperiode på 475år. Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} , settes lik $0.8a_{g40Hz}$. Dette gir $a_{gR} = 0,68 \text{ m/s}^2$.

Påvirkninger iht NS-EN 1998-1:2004 /16/ og iht NS-EN 1998-2:2005 /17/:

Seismisk klasse	I	Tab.NA.2(901) /17/
Seismisk faktor; g_1	0.7	Tab.NA2(903) /17/
Grunntype	A	Tab.NA.3.1 /16/
a_{g40Hz}	0.85	NA.3.2.1 /16/
Forsterkningsfaktor; S	1	Tab.NA.3.3 /16/
$a_{gR} * g_1 * S = a_g S$	0.48 m/s^2	NA.3.2.1 /16/

Stålkonstruksjonen er forankret i berg, og derfor velges grunntype A. For seismisk klasse I, stilles det ingen krav til valg av analysemetode iht. Tab.NA.2(904) /17/.

Det kreves normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 for konstruksjoner i seismisk klasse I, dersom $a_g S < 0.05g = 0.49 \text{ m/s}^2$, iht. NA.3.2.1(5) /16/. Det blir av den grunn ikke utført noen videre beregning for jordskjelv på denne brukonstruksjonen.

1.5 Laster i byggetilstand

1.5.1 Kran

Det skal under byggeprosessen benyttes en kran av typen Spider Crane URW-376 eller tilsvarende. Denne kranen har en rekkevidde på opptil 6m (4.3m ut fra konstruksjonen) for en last på 510kg. Egenvekt av kranen er ca. 4000 kg. I henhold til fordeling av lasten fra kranen, vil de fremste støttene få stor påkjenning. Konstruksjonen må kontrolleres i byggetilstand med den respektive kranlasten og evt. last fra firehjuling for materialtransport. Lastvirkningene fra kranen under heising er vurdert i Vedlegg 1, hvor det størst belastede støttebeinet er utsatt for 34 kN, og den nest største for 23.3 kN. Konservativt er de resterende støttebeinene beregnet for 23.3 kN. Det er antatt bruk av lastfordelingsplater med dimensjoner 500mm x 500mm. I det tilfellet hvor kranen kjører på beltene, er lasten per belteside lik 20 kN.

1.5.2 ATV

For transport av materialer frem til mini-kranen, er det tiltenkt bruk av en ATV med henger eller tilsvarende. Vekten fra dette kjøretøyet med full last er antatt mindre enn 1000 kg.

1.5.3 Borerigg

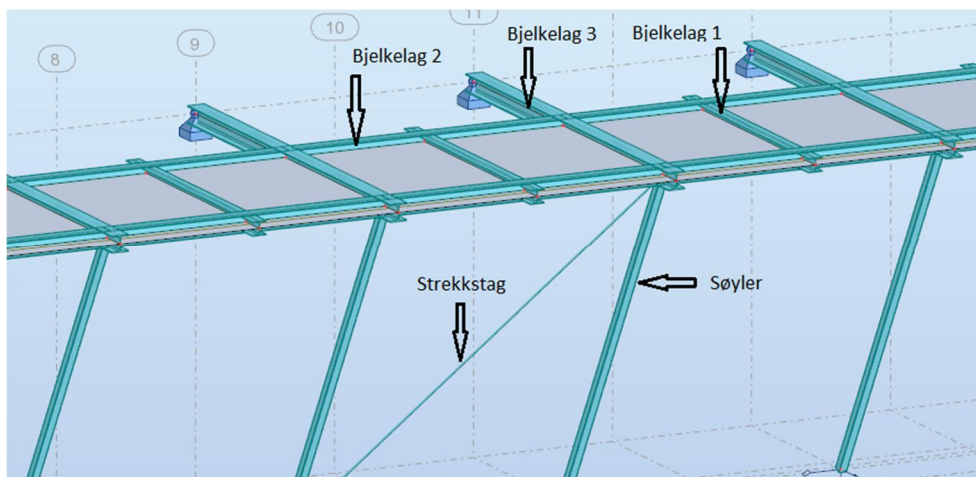
Konstruksjonen er ikke dimensjonert for laster fra borerigg.

1.6 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene for både byggetilstand og brudd- og bruksgrense er definert iht. NS-EN 1990 /3/, tabell NA.A2.4(B) for ligningsett 6.10 a og 6.10 b, og lastfaktorer for gangbruer iht. tabell NA.A2.2.

2 Statisk analyse

I dette kapittelet er konstruksjonen kontrollert for termiske påvirkninger, for laster i byggetilstand og brudd- og bruksgrense. De ulike byggelementene er definert i Figur 2-1. Det statiske systemet er bygd opp av leddede forbindelser i alle ledd, med unntak av den boltede forbindelsen fra midtspennet til utkragerene av Bjelkelag 1.

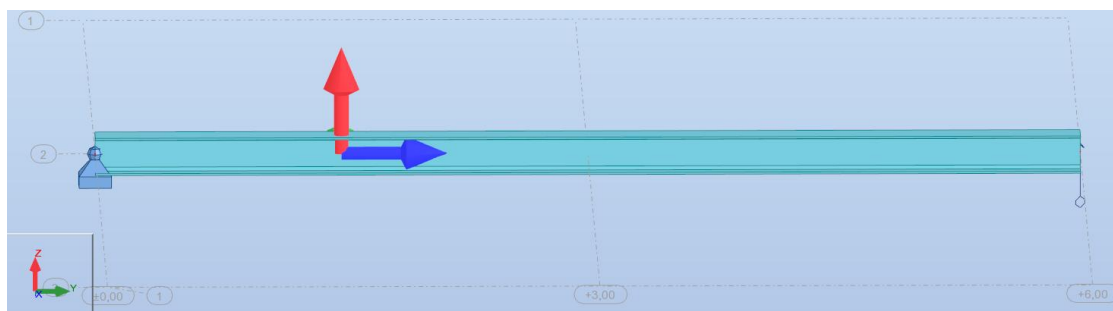


Figur 2-1: Definisjon på byggelementer.

2.1 Termiske påvirkninger

Den termiske påvirkningen kontrolleres ikke for den sammenhengende konstruksjonen, ettersom de langsgående stålbjelkene (Bjelkelag 2) er leddet for hver 4. meter og det er benyttet ovale hull i den boltede forbindelsen mellom de langsgående bjelkene (Bjelkelag 2) og tverrbjelkene (Bjelkelag 3). De ovale hullene er kun brukt på en side av hver langsgående bjelkelengde, slik at bjelken kan regnes fastholdt i lengderetningen på en side og tillate bevegelse i lengderetningen på den andre siden. Av den grunn kontrolleres kun utvidelsen av en bjelkelengde i Bjelkelag 2 i henhold til temperaturlastene beskrevet i punkt 1.4.6 i denne rapporten. For å sikre tilstrekkelig margin for uventede endringer i byggefasen, kontrolleres en 6m lang HE240A profil fremfor en først antatt lengde på 4m. Denne kontrollen av termiske påvirkninger vil dermed gi den nødvendige dimensjonen for åpning på det ovale hullet og klaring for temperaturutvidelse mellom bjelkelagene.

Deformasjonen pga. termiske påvirkninger i lengderetningen er beregnet i bruksgrensetilstand. Bjelkemodellen er satt opp med som leddet i en ende og fritt opplagt i den andre enden. Den største verdien for temperaturutvidelse er lik 3mm, mens største verdien for sammentrekning ved temperaturfall er lik 2mm. Den ovale åpningen må dermed ha en klaring på sidene av boltene på minimum 3mm + byggeavvik. For å sikre tilstrekkelig marginer, foreslås det å benytte en avstand på 20mm mellom de langsgående bjelkene og tverrbjelkene i den frie enden, samt 20mm klaring på hver side av boltene på den frie enden. I henhold til Figur 2-3 er den største nedbøyning fra termisk påvirkning lik +/- 3mm for bjelkelag 2.



Figur 2-2 Robotmodell temperaturlaster Bjelkelag 2

	UY (mm)		UZ (mm)
MAX	3	MAX	3
Node	6	Bar	3
Case	9	Case	7
MIN	-2	MIN	-3
Node	6	Bar	3
Case	10	Case	8

Figur 2-3 Resultat av termisk påvirkning - Lengderetning (UY) og Nedbøyning (UZ)

2.2 Byggetilstand

Konstruksjonen må bygges trinnvis ved hjelp av en minikran, som også skal være plassert på dekket under bygging. Dette medfører at konstruksjonen må spesielt kontrolleres for kranlasten og andre relevante laster under byggetilstanden.

2.2.1 Laster

I byggetilstand er konstruksjonen vurdert for følgende laster som vist i Figur 2-4. Egenvekt fra trekonstruksjonen er lagt til i Robot-modellen som en jevnt fordelt last på en lastflate og egenvekt fra stålelementene er inkludert av beregningsmodellen. Videre er snølast og vindlast med trafikk inkludert for en konservativ beregning. Vindlasten kan her reduseres til en returperiode på 10 år i byggetilstand, men konservativt er vindlasten fra kap. 1.4.4 benyttet. Kranlasten er påført med fem forskjellige posisjoner for å finne det kritiske lasttilfellet.

Case	Label	Case name	Nature	Analysis type
1	Egenvekt	Egenvekt	Structural	Static - Linear
4	Snø	Snø	snow	Static - Linear
5	Vind m/trafikk V	Vind med trafikk - Vertikalt	wind	Static - Linear
6	Vind m/trafikk H	Vind med trafikk - Horisontalt	wind	Static - Linear
15	Kran 1	Byggetilstand (Spider crane 1)	Byggetilstand trafikk	Static - Linear
16	Kran 2	Byggetilstand (Spider crane 2)	Byggetilstand trafikk	Static - Linear
17	Kran 3	Byggetilstand (Spider crane 3)	Byggetilstand trafikk	Static - Linear
18	Kran 4	Byggetilstand (Spider crane 4)	Byggetilstand trafikk	Static - Linear
19	Kran 5	Byggetilstand (Spider crane 5)	Byggetilstand trafikk	Static - Linear

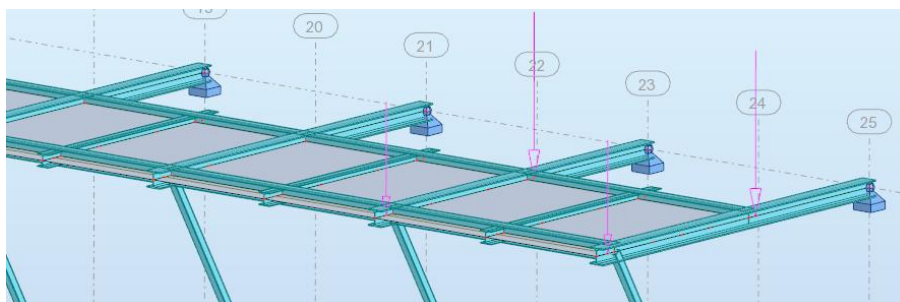
Figur 2-4: Lasttilfeller for byggetilstand

Verdiene for de ulike lasttilfellene er vist i Figur 2-5, hvor egenvekt og snø er jevnt fordelte laster, kranlasten er plassert ut som punktlaster og vindlasten virker som linjelast.

Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
1:Egenvekt	self-weight	1to87 125 127 128	'PZ Negative Factor=1,00
1:Egenvekt	(FE) uniform	2	'PZ=-0,70(kN/m ²)
4:Snø	(FE) uniform	2	'PZ=-2,00(kN/m ²)
15:Byggetilstand (Spider crane 1)	nodal force	128 132	'FZ=-34,00(kN)
15:Byggetilstand (Spider crane 1)	nodal force	127	'FZ=-23,30(kN)
15:Byggetilstand (Spider crane 1)	nodal force	130	'FZ=-23,30(kN)
16:Byggetilstand (Spider crane 2)	nodal force	135 136	'FZ=-23,30(kN)
16:Byggetilstand (Spider crane 2)	nodal force	133 138	'FZ=-34,00(kN)
17:Byggetilstand (Spider crane 3)	nodal force	127 130	'FZ=-34,00(kN)
17:Byggetilstand (Spider crane 3)	nodal force	128 132	'FZ=-23,30(kN)
18:Byggetilstand (Spider crane 4)	nodal force	131 132	'FZ=-20,00(kN)
18:Byggetilstand (Spider crane 4)	nodal force	139 140	'FZ=-20,00(kN)
19:Byggetilstand (Spider crane 5)	nodal force	130 143	'FZ=-20,00(kN)
19:Byggetilstand (Spider crane 5)	nodal force	147 148	'FZ=-20,00(kN)
5:Vind med trafikk - Vertikalt	(FE) linear 2p		'FZ1=-3,34(kN/m) FZ2=-3,34(kN/m)
6:Vind med trafikk - Horisontalt	(FE) linear 2p		'FY1=3,83(kN/m) FY2=3,83(kN/m)
6:Vind med trafikk - Horisontalt	(FE) linear 2p		'FX1=1,92(kN/m) FX2=1,92(kN/m)

Figur 2-5: Verdier av lasttilfeller i byggetilstand.

Eksempelvis er punktlastene for kranlast 1 plassert som vist i Figur 2-6.



Figur 2-6: Lastplassering av Kranlast 1 i Robot-modellen.

2.2.2 Lastkombinasjoner - Byggetilstand

Lastkombinasjonene for både byggetilstand og brudd- og bruksgrense er definert iht. NS-EN 1990 /3/ tabell NA.A2.4(B) for ligningsett 6.10 a og 6.10 b, og lastfaktorer for gangbruer iht. tabell NA.A2.2. De benyttede lastfaktorene er vist i Figur 2-7.

	Nature	Subnature	γ_{max}	γ_{min}	γ_s	γ_a	$\Psi_{0,1}$	$\Psi_{0,2}$	$\Psi_{0,3}$	$\Psi_{0,n}$	Ψ_1	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{2,n}$	Ψ_K	ξ_l	ξ_z
1	Dead	STRC	1.35	1	1	1									0.89	1
2	Dead	NSTR	1.35	1	1	1									0.85	1
3	Live	Trafikklast	1.35		1		0.7				0.7	0.5				
4	Live	Byggetilstand trafikk	1.35		1		1				1					
5	Snow		1.5		1		0.7				0.6	0.5				
6	Wind		1.6		1		0.7				0.6	0.5				
7	Temperatur		1.2		1		0.7				0.6	0.5				
8	Accidental					1										
9	Seismic					1										

Figur 2-7: Lastfaktorer benyttet for både byggetilstand og brudd- og bruksgrense.

Full liste over lastkombinasjoner for byggetilstand er vist i Vedlegg 2.

2.3 Brudd- og bruksgrense

Konstruksjonen skal i brudd- og bruksgrense primært benyttes til gangtrafikk, men også bruk av kommunens service kjøretøy (pickup) vil forekomme. Dette medfører at konstruksjonen må spesielt kontrolleres for kjøretøylasten og andre relevante laster under brudd- og bruksgrense. Både bruddgrense og bruksgrense kontrolleres.

2.3.1 Laster

I brudd- og bruksgrense er konstruksjonen vurdert for følgende laster som vist i Figur 2-8. Egenvekt fra trekonstruksjonen er lagt til i Robot-modellen som en jevnt fordelt last på en lastflate og egenvekt fra stålelementene er inkludert av beregningsmodellen. Videre er snølast i vertikal-retning og vindlast i horisontal- og vertikal-retning påført konstruksjonen. Det er skillet mellom ganglast og kjøretøyslast for trafikklast. Kjøretøyslasten er plassert i to ulike posisjoner hvor lasteffekten er antatt å være størst.

Case	Label	Case name	Nature	Analysis type
1	Egenvekt	Egenvekt	Structural	Static - Linear
2	Ganglast (GR1)	Ganglast (GR1) + Qh	Trafikklast	Static - Linear
3	Kjøretøy (Gr2)	Kjøretøy (GR2) + Qh	Trafikklast	Static - Linear
4	Snø	Snø	snow	Static - Linear
5	Vind u/trafikk V	Vind u/trafikk Vertikalt	wind	Static - Linear
6	Vind m/trafikk V	Vind m/trafikk Vertikalt	wind	Static - Linear
7	Vind u/traff H	Vind u/trafikk Horisontalt	wind	Static - Linear
8	Vind m/traff H	Vind m/trafikk Horisontalt	wind	Static - Linear

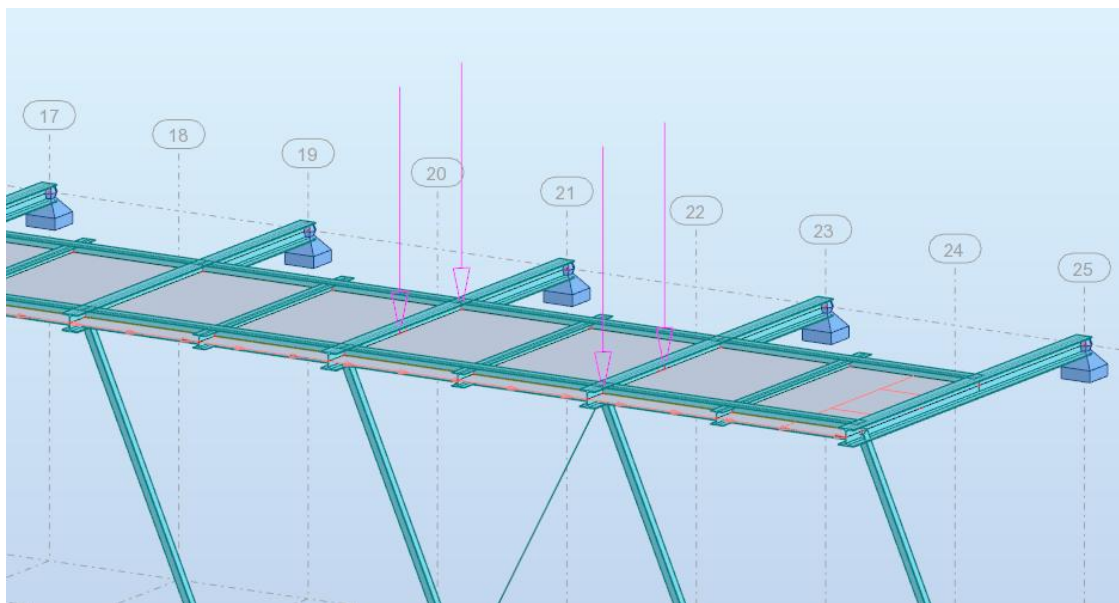
Figur 2-8: Lasttilfeller for brudd- og bruksgrense

Verdiene for de ulike lasttilfellene er vist i Figur 2-9, hvor egenvekt, snø og ganglast er jevnt fordelte laster, kjøretøyslasten er plassert ut som punktlaster og vindlasten virker som linjelast.

Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
1:Egenvekt	self-weight	1to87 125 127	' PZ Negative Factor=1,00
1:Egenvekt	(FE) uniform	2	' PZ=-0,70(kN/m ²)
1:Egenvekt	nodal force	3 7 14to113By	' FZ=-4,00(kN)
4:Snø	(FE) uniform	2	' PZ=-2,00(kN/m ²)
2:Ganglast (GR1) + Qh	(FE) uniform	2	' PX=0,50(kN/m ²)
2:Ganglast (GR1) + Qh	(FE) uniform	2	' PZ=-5,00(kN/m ²)
3:Kjøretøy (GR2) + Qh	(FE) uniform	2	' PX=0,50(kN/m ²)
3:Kjøretøy (GR2) + Qh	nodal force	21 31 131 134	' FZ=-10,00(kN)
3:Kjøretøy (GR2) + Qh	nodal force	92 100 127 12	' FZ=-10,00(kN)
5:Vind u/trafikk Vertikalt	(FE) linear 2p		' FZ1=-3,34(kN/m) FZ2=-3,34(kN/m)
6:Vind m/trafikk Vertikalt	(FE) linear 2p		' FZ1=-3,34(kN/m) FZ2=-3,34(kN/m)
7:Vind u/trafikk Horisontalt	(FE) linear 2p		' FX1=1,05(kN/m) FY1=2,11(kN/m) F
8:Vind m/trafikk Horisontalt	(FE) linear 2p		' FX1=1,92(kN/m) FY1=3,83(kN/m) F

Figur 2-9: Verdier av lasttilfeller i brudd- og bruksgrense.

Eksempelvis er punktlastene for det ene lasttilfellet for kjøretøyet plassert som vist i Figur 2-10.



Figur 2-10: Lastplassering av Kjøretøylast i Robot-modellen.

2.3.2 Lastkombinasjoner - Byggetilstand

Lastkombinasjonene for både byggetilstand og brudd- og bruksgrense er definert iht. NS-EN 1990 /3/, tabell NA.A2.4(B) for ligningssett 6.10 a og 6.10 b, og lastfaktorer for gangbruer iht. tabell NA.A2.2. De benyttede lastfaktorene er vist i Figur 2-7.

Full liste over lastkombinasjoner for brudd- og bruksgrense er vist i Vedlegg 3.

2.4 Fundamenter

Her vurderes de vertikale og horisontale kreftene som virker i hvert fundamentpunkt. Det mest utsatte fundamentet er dimensjonerende for de resterende fundamentene.

2.4.1 Reaksjonskrefter

Reaksjonskreftene er bestemt ut fra Robot-modellen, hvor byggetilstand og brudd- og bruksgrense er begge vurdert. Følgende dimensjonerende laster er funnet (Globale akser – x i lengderetningen):

Fundamenter til Søylar:

Byggetilstand:

- $F_{x,max} = 35 \text{ kN}$
- $F_{y,max} = 60 \text{ kN}$
- $F_{z,max} = + 35 \text{ kN} \quad - 97 \text{ kN} \quad (\text{Positivt er strekk})$

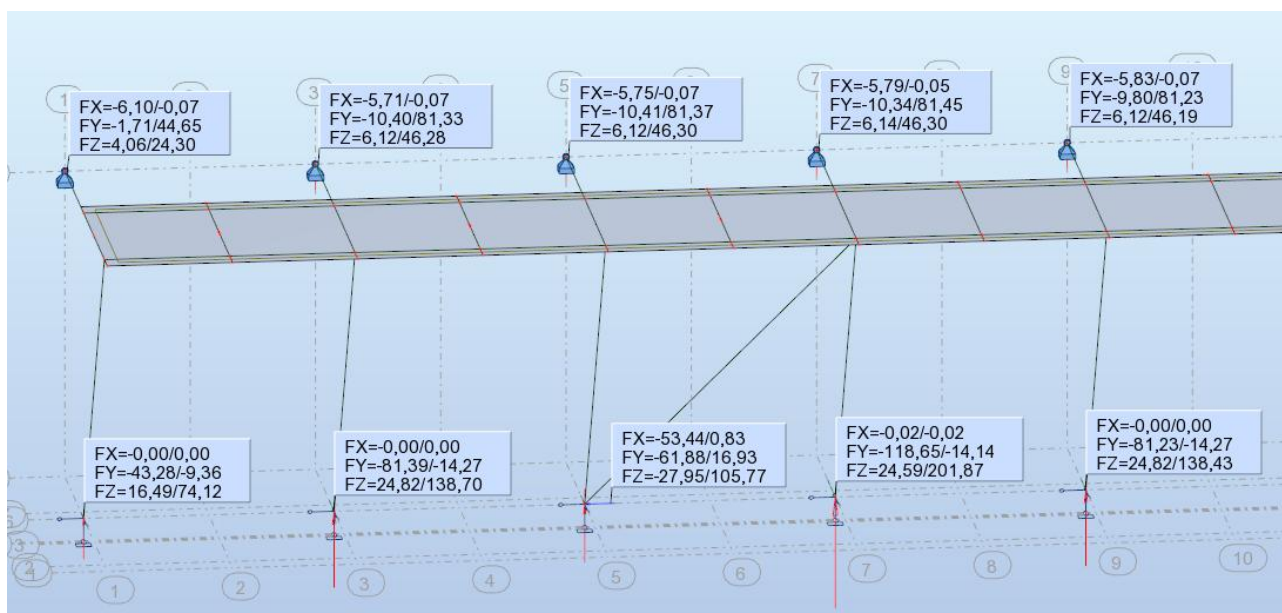
Bruddgrense:

- $F_{x,max} = 54 \text{ kN}$
- $F_{y,max} = 120 \text{ kN}$
- $F_{z,max} = + 42 \text{ kN} \quad - 202 \text{ kN} \quad (\text{Positivt er strekk})$

Fundamenter til Bjelkelag 3:

Bruddgrense:

- $F_{x,max} = 6.3 \text{ kN}$
- $F_{y,max} = 82 \text{ kN}$
- $F_{z,max} = - 46.3 \text{ kN} \quad (\text{Positivt er strekk})$



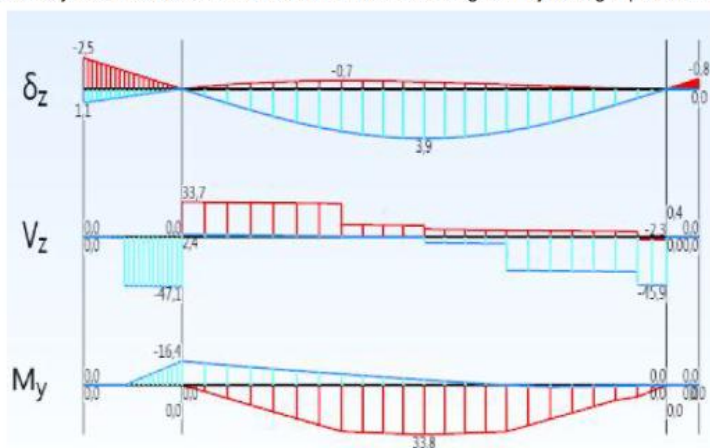
Figur 2-11: Reaksjonskrefter – ULS [kN – Strekk er positivt]

2.5 Knutepunkter

I denne rapporten er ikke knutepunktene detaljprosjektert, men alternative løsninger er forslått og det er gjort overordnede dimensjoneringskontroller. Dimensjonerende lastvirkning for knutepunktene er presentert i dette avsnittet, mens dimensjoneringen er utført i kapittel 4.4. Knutepunktet mellom bjelkelag 1 og bjelkelag 2, samt knutepunktet mellom bjelkelag 2 og bjelkelag 3 er kontrollert.

Knutepunktet mellom bjelkelag 1 og bjelkelag 2:

Dimensjonerende laster for forbindelsen med en utkrager av bjelkelag 1 på 600mm:



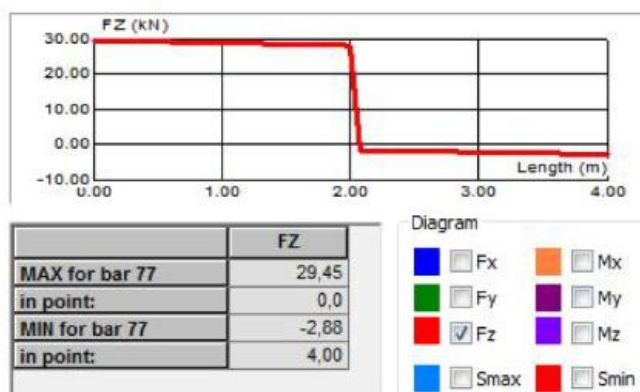
ID	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
1	0,0	-16,4
2	33,8	-16,4
3	0,0	0,0

$V_{z,max}$ [kN]	$V_{z,min}$ [kN]
0,0	-47,1
33,7	-45,9
0,4	0,0

$$M_{Ed} := 16.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad V_{Ed} := 47.1 \text{ kN}$$

Knutepunktet mellom bjelkelag 2 og bjelkelag 3:

Dimensjonerende laster for forbindelsen, fra byggetilstand:



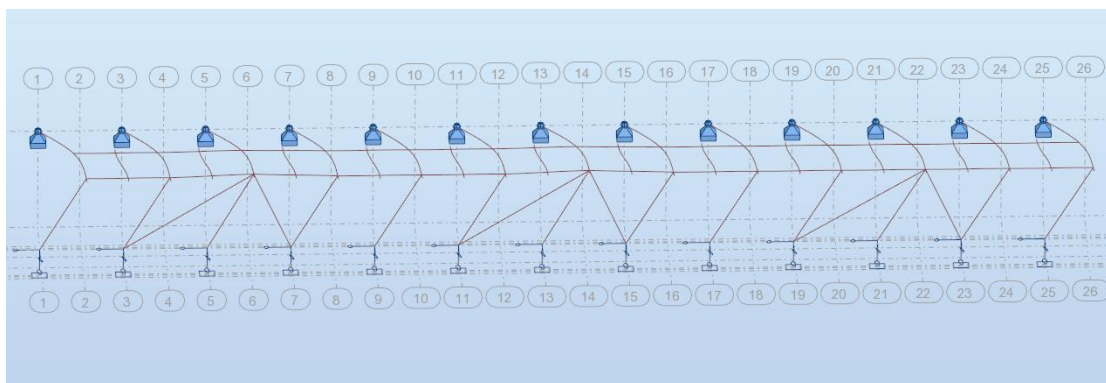
Ut fra modellen er den største opptredende skjærkraften 30kN, men det velges å benytte største kranlast for en konservativ beregning. kranlasten for høyest belastet punkt er lik 34kN.

$$V_{Ed} := 34\text{kN}$$

3 Dynamisk Analyse

3.1 Egenfrekvens

Egenfrekvensen til konstruksjonen bergenes konservativt ved å inkludere egenvekten fra trebjelkelaget og tredekket, samtidig som bidraget av stivhet fra dette laget blir neglisjert. Egenfrekvensen er beregnet ved hjelp av Robot-modellen som vist i Figur 3-1.



Figur 3-1: Modal-analyse av Robot-modellen. Figuren viser 1. Mode - 3.64 Hz.

Egenfrekvensene er vist i tabellen i Figur 3-2. Den laveste frekvensen, som også er en horisontal frekvens, er lik 3.64 Hz. Den første vertikale egenfrekvensen er lik 11.52 Hz.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)
20/ 1	3,64	0,27
20/ 2	10,91	0,09
20/ 3	11,52	0,09
20/ 4	11,69	0,09
20/ 5	11,94	0,08
20/ 6	12,24	0,08
20/ 7	12,53	0,08
20/ 8	12,96	0,08
20/ 9	13,50	0,07
20/ 10	14,09	0,07

Figur 3-2: Egenfrekvenser for konstruksjonen.

3.2 Eurokodekrav

3.2.1 NS-EN 1991

Iht. NS-EN 1991-2 /10/, er frekvenser som kan oppstå av gangtrafikk:

Gående:

- 1-3 Hz vertikalt
- 0.5 – 1.5 Hz horisontalt

Frekvensen til en gruppe joggere kan komme opp til en frekvens på 3 Hz.

3.2.2 NS-EN 1990

Iht. til NS-EN 1990 A2.4.3.2.(2) /3/, bør en utføre kontroll av komfortkriterie dersom egenfrekvensen til brudekket er lavere enn:

- 5Hz vertikalt
- 2.5 Hz horisontalt og for torsjon

Laveste egenfrekvens for både vertikal og horisontal retning er så høye at det ikke er nødvendig å kontrollere svingning fra trafikklast. Det er dermed ikke utført noen videre dynamisk vurdering.

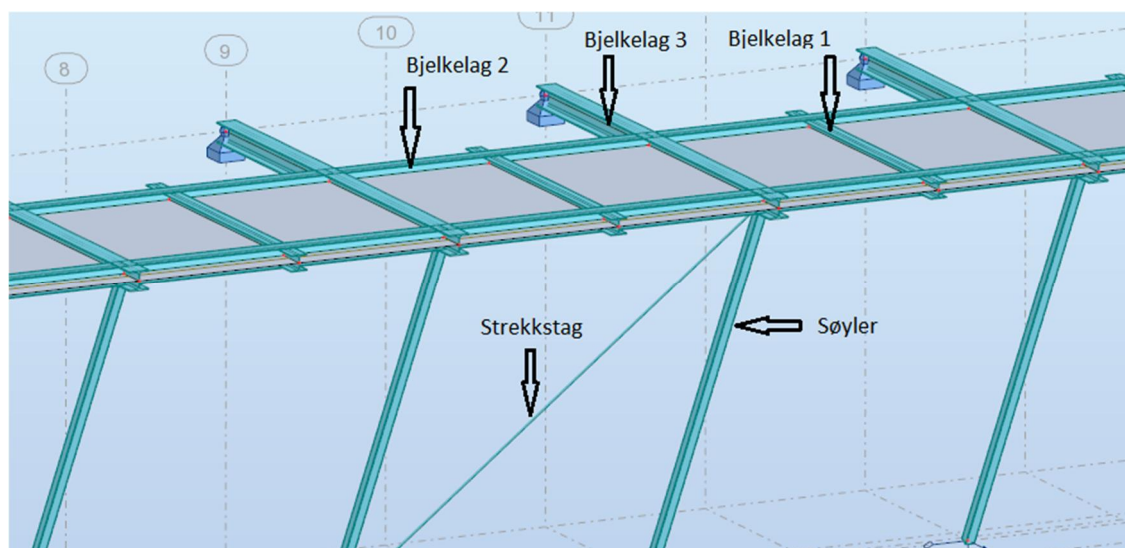
4 Dimensjonering

Iht. den statiske analysen utført i kapittel 2, er det utført dimensjonering av de ulike konstruksjonsdelene. Bjelkene er dimensjonert med liten utnyttelse på grunn av ønsket bredde for opplegg av trebjelker, praktisk sammenkobling av bjelkelagene, samt usikkerhet i forhold til nødvendige lengder av bjelker og bredde av rasteplasser.

4.1 Byggetilstand

4.1.1 Stål-konstruksjonen

Stålbjelkene og søylene er dimensjonert i Robot-modellen. De ulike bjelkelagene er definert iht. til Figur 4-1. Kapasiteten for stål elementene er gjennomgått per element i tabellene under.



Figur 4-1: Definisjon av konstruksjonsdeler.

Bjelkelag 1 – HE200A:

Bjelkelag 1 er valgt som en HE200A bjelke som går mellom bjelkene i bjelkelag 2. Bjelken er utkraget på hver side av bjelkelag 2 for å gi opplegg for trebjelkelaget. Utkrageren tilsvare her 400 mm, men kan forlenges til 600 mm hvor jevnere kurvatur er nødvendig. Utnyttelsen er lav for dette bjelkelaget og utnyttelsesgraden er vist i Figur 4-2. Den høyeste utnyttelsesgraden for utkrager på 400 mm er lik 21 %.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
8 Beam_8	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /37/
9 Beam_9	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /36/	0.00	4 Snø
10 Beam_10	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /25/	0.00	4 Snø
15 Beam_15	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /37/
16 Beam_16	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /30/	0.00	4 Snø
17 Beam_17	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /36/	0.00	4 Snø
22 Beam_22	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /32/
23 Beam_23	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /39/	0.00	4 Snø
24 Beam_24	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /36/	0.00	4 Snø
29 Beam_29	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /32/
30 Beam_30	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /37/	0.00	4 Snø
31 Beam_31	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /27/	0.00	4 Snø
36 Beam_36	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /37/
37 Beam_37	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /5/	0.00	4 Snø
38 Beam_38	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /33/	0.00	4 Snø
43 Beam_43	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /37/
44 Beam_44	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /28/	0.00	4 Snø
45 Beam_45	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /34/	0.00	4 Snø
50 Beam_50	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /32/
51 Beam_51	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /34/	0.00	4 Snø
52 Beam_52	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /25/	0.00	4 Snø
57 Beam_57	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /108/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /35/
58 Beam_58	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /13/	0.00	4 Snø
59 Beam_59	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /34/	0.00	4 Snø
64 Beam_64	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.07	2 ULS /93/	0.02	8 SLS /37/	0.04	8 SLS /34/
65 Beam_65	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /31/	0.00	4 Snø
66 Beam_66	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.00	4 Snø	0.00	8 SLS /39/	0.00	4 Snø
71 Beam_71	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.21	2 ULS /103/	0.01	8 SLS /28/	0.10	8 SLS /34/
72 Beam_72	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.08	2 ULS /24/	0.00	8 SLS /36/	0.00	8 SLS /38/
73 Beam_73	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.08	2 ULS /18/	0.00	6 Vind med trafikk -	0.00	8 SLS /36/
78 Beam_78	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.12	2 ULS /106/	0.01	8 SLS /31/	0.04	8 SLS /35/
79 Beam_79	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.09	2 ULS /12/	0.00	8 SLS /31/	0.00	8 SLS /29/
80 Beam_80	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.13	2 ULS /11/	0.00	6 Vind med trafikk -	0.00	8 SLS /7/
85 Beam_85	OK HEA 200	S355	35.62	59.23	0.12	2 ULS /103/	0.01	8 SLS /22/	0.04	8 SLS /26/
86 Beam_86	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.09	2 ULS /11/	0.00	8 SLS /24/	0.00	8 SLS /28/
87 Beam_87	OK HEA 200	S355	4.83	8.03	0.13	2 ULS /9/	0.00	8 SLS /39/	0.00	8 SLS /7/

Figur 4-2: Utnyttelsesgrad Bjelkelag 1 - Byggetilstand

Bjelkelag 2 – HE240A:

Bjelkelag 2 er valgt som en HE240A bjelke som går mellom bjelkene i bjelkelag 3. Bjelkene gir opplegg for bjelkelag 1, og er leddet i hver ende. Utnyttelsen er lav for dette bjelkelaget og utnyttelsesgraden er vist i Figur 4-3. Den høyeste utnyttelsesgraden er lik 34 %.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
6 Beam_6	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.11	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /32/
7 Beam_7	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.07	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /37/
13 Beam_13	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.05	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /32/
14 Beam_14	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.07	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /37/
20 Beam_20	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.05	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /37/
21 Beam_21	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.07	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /32/
27 Beam_27	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.05	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /37/
28 Beam_28	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.12	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /32/
34 Beam_34	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.11	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /32/
35 Beam_35	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.12	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /37/
41 Beam_41	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.05	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /32/
42 Beam_42	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.12	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /37/
48 Beam_48	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.05	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /37/
49 Beam_49	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.12	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /32/
55 Beam_55	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.05	2 ULS /100/	0.04	8 SLS /22/	0.03	8 SLS /22/
56 Beam_56	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.12	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /35/
62 Beam_62	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.11	2 ULS /106/	0.04	8 SLS /37/	0.03	8 SLS /35/
63 Beam_63	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.12	2 ULS /106/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.03	8 SLS /28/
69 Beam_69	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.28	2 ULS /107/	0.04	8 SLS /37/	0.18	8 SLS /38/
70 Beam_70	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.34	2 ULS /103/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.18	8 SLS /34/
76 Beam_76	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.20	2 ULS /98/	0.04	8 SLS /28/	0.13	8 SLS /28/
77 Beam_77	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.34	2 ULS /97/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.17	8 SLS /29/
83 Beam_83	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.20	2 ULS /98/	0.05	8 SLS /31/	0.13	8 SLS /28/
84 Beam_84	OK HEA 240	S355	39.80	66.64	0.34	2 ULS /97/	0.04	6 Vind med trafikk -	0.17	8 SLS /29/

Figur 4-3: Utnyttelsesgrad Bjelkelag 2 - Byggetilstand

Bjelkelag 3 – HE240B:

Bjelkelag 3 er valgt som en HE240B bjelke, som fordeler lastene til fundament i berg og ned til søylen. Utnyttelsen er lav for dette bjelkelaget og utnyttelsesgraden er vist i Figur 4-4. Den høyeste utnyttelsesgraden er lik 36 %.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
1 Beam_1	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.12	2 ULS /124/	0.08	8 SLS /37/	0.06	8 SLS /32/
4 Beam_4	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /37/
11 Beam_11	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /32/
18 Beam_18	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /32/
25 Beam_25	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /32/
32 Beam_32	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /37/
39 Beam_39	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /32/
46 Beam_46	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /35/
53 Beam_53	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.18	2 ULS /106/	0.08	8 SLS /37/	0.11	8 SLS /35/
60 Beam_60	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.24	2 ULS /105/	0.08	8 SLS /37/	0.21	8 SLS /34/
67 Beam_67	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.24	2 ULS /105/	0.08	8 SLS /37/	0.21	8 SLS /35/
74 Beam_74	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.36	2 ULS /97/	0.08	8 SLS /37/	0.33	8 SLS /35/
81 Beam_81	OK HEB 240	S355	58.22	98.63	0.29	2 ULS /94/	0.08	8 SLS /37/	0.24	8 SLS /25/

Figur 4-4:Utnyttelsesgrad Bjelkelag 3 – Byggetilstand

Søyler – RHSS 120x120x6.3:

Søylene er testet for dimensjoner mellom RHSS120x120x6.3 til RHSS120x120x10. Søylene skal overføre lastene fra bjelkelag 3 til fundament i berg. Søylene er også leddet i begge ender. Utnyttelsen er lav for søylene og utnyttelsesgraden er vist i Figur 4-5. Den høyeste utnyttelsesgraden er lik 41 %. For laster i byggetilstand vil det være tilstrekkelig med søyler av dimensjon RHSS120x120x6.3.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
3 Column_3	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.09	2 ULS /101/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
5 Column_5	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.31	2 ULS /106/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
12 Column_12	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.15	2 ULS /106/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
19 Column_19	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.15	2 ULS /106/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
26 Column_26	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.15	2 ULS /101/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
33 Column_33	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.32	2 ULS /106/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
40 Column_40	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.15	2 ULS /106/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
47 Column_47	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.15	2 ULS /91/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
54 Column_54	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.15	2 ULS /104/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
61 Column_61	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.41	2 ULS /106/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /38/
68 Column_68	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.25	2 ULS /97/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /29/
75 Column_75	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.38	2 ULS /100/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /32/
82 Column_82	RHSS 120x120x6.3	S355	125.54	125.54	0.32	2 ULS /101/	0.15	8 SLS /37/	0.00	8 SLS /32/

Figur 4-5: Utnyttelse for Søyene - Byggetilstand.

Strekstag – Ø24 – S460N:

Strekstagene er valgt til dimensjon $d_s = 24\text{mm}$ med materialkvalitet S460N. Denne dimensjonen er valgt for å gi nok horisontal styrke til konstruksjonen, samt tilstrekkelig stivhet iht. kontroll av egenfrekvens. Strekkstagene er også leddet i begge ender og skal kun ha strekk-kapasitet. Strekkstagene er plassert for strekk-kapasitet i begge retninger, med en akseavstand på 16 m. Lastkapasiteten for strekkstagsystem med diameter 24mm og tilsvarende materialegenskaper er vist i Figur 4-6, som gjelder for typen Detan strekkstagsystem. Høyeste strekkrefter i strekkstagene i byggetilstand er lik 60.4 kN, som vist i Figur 4-7. Dette tilsvarer en utnyttelse lik 38%.

Lastkapasiteter, stål S355 (diameter d_s 10-12) resp. S460N													
Systemdiameter d_s [mm]	10	12	16	20	24	27	30	36	42	48	52	56	60
Lastkapasiteter													
Lastkapasitet $N_{R,d}$ [kN] ②	21.3	30.94	70.5	110.2	158.6	206.7	252.3	367.5	504.4	662.9	791.0	913.5	1063
Minimum systemlengde L [mm]													
Svart, galvanisert	250	310	360	440	520	560	600	700	810	940	990	1050	1160
Maksimum systemlengde, uten forbindelsesmuffe [mm] ③													
Svart, galvanisert	6060	6070	12080	12100	12120	12140	12140	12170	12220	12260	12270	12290	12320
Maksimum staglengde L [mm]													
svart, galvanisert	6000			12000									
Designlastene i tabellen over er kalkulert på bakgrunn av den tekniske godkjenningen ETA-05/0207, med $\gamma_{M1} = 1,1$ og $\gamma_{M2} = 1,25$. Skal det brukes en annen lastfaktor må lastkapasiteter kalkuleres på bakgrunn av ETA-05/0207, kapittel 2.1.3.													
② $N_{R,d}$: Designlast iht. ETA-05/0207													
③ Lengre systemlengder L er mulig ved å benytte forbindelsesmuffer!													

Figur 4-6: Lastkapasitet strekkstag.

Bar / Point (m)	FX
Current value	-60,38
for bar:	128
in point:	x=0,0 (m)

Figur 4-7: Dimensjonerende strekkrefter i strekkstag - Byggetilstand.

Største nedbøyning i bruksgrense:

Nedbøyningen er kontrollert for største karakteriske nedbøyning fra trafikklast, her kranlast, iht. pkt. 3.6.1 i Håndbok N400 /2/. Denne kontrollen er gjeldene for bruksgrense, men blir her benyttet som en konservativ kontroll av nedbøyning for konstruksjonen også under byggetilstand. Største

nedbøyning for karakteristisk trafikklast er 8 mm iht. Figur 4-8, som virker over et spenn på 4 m. Det gjeldende kravet er lik $L/350$, slik at maksimum nedbøyning for dette elementet vil være $4000\text{mm}/350 = 11.4$ mm. Nedbøyningen for byggetilstand ligger innenfor dette kravet.

	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0	0	1	0,003	0,001	0,000
Node	113	3	98	97	93	112
Case	16	16	16	16	16	16
MIN	-0	-0	-8	-0,003	-0,001	-0,000
Node	95	100	114	100	111	94
Case	16	16	16	16	16	16

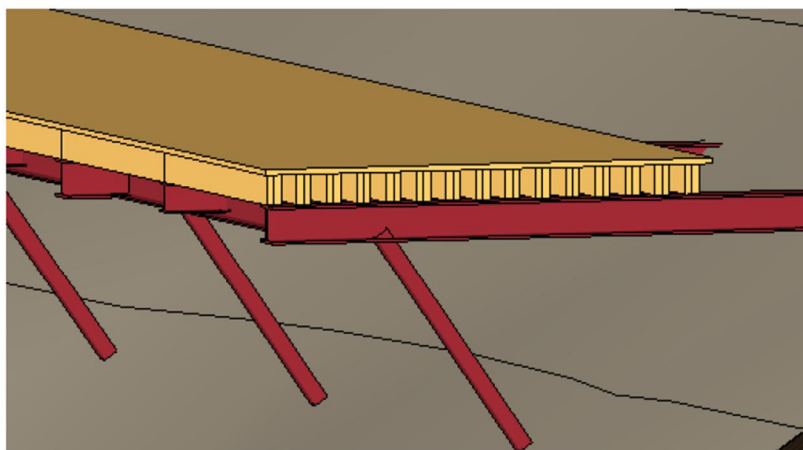
Figur 4-8: Karakteristisk nedbøyning - Byggetilstand

4.1.2 Tre-konstruksjonen

Konstruksjonen består av 2m lange trebjelker med senteravstand på 200mm og dimensjon 96mmx198mm. Materialkvaliteten er lik C30 og dimensjoneringen er utført som vist under. Beregningene er gjort med utgangspunkt i samvirke mellom de separate 48x198mm trebjelkene i den komplette bjelken på 96x198mm. Det må avklares nødvendige festemidler for å oppnå tilstrekkelig samvirkeeffekt.

Byggetilstand - Trebjelker

Avstand mellom senter opplegg	$L := 2\text{m}$	$\text{kNm} := \text{kN}\cdot\text{m}$	$\% := \frac{\%}{10}$
Bredde gangbane	$B := 3.75\text{m}$		
Tredekke, Acoya	$t_{\text{dekke}} := 36\text{mm}$		
Treunderbygning, 2x(198x48)cc0,2m	$t_{\text{underbygning}} := 198\text{mm}$		
Antall pr lengde	$U_{\text{underbygning}} := \frac{2 \cdot 48\text{mm}}{200\text{mm}} = 0.5$		
Tyngdetetthet			
Tre	$\gamma_{\text{tre}} := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$		
Materialfaktor			
Konstruksjonstre	$\gamma_M := 1.3$		



Fasthetsverdier Trevirke

Fasthetsklasse:	C24	C30
Bøying:	$f_{\text{mb}} := 24\text{MPa}$	$f_{\text{mb},30} := 30\text{MPa}$
Skjær:	$f_{\text{vk}} := 2.5\text{MPa}$	$f_{\text{vk},30} := 4\text{MPa}$
Trykk:	$f_{\text{ck},90} := 5.3\text{MPa}$	$f_{\text{ck},90,30} := 2.7\text{MPa}$
Elastisites-moduler:	$E_0 := 11000\text{MPa}$	$E_{0,30} := 12000\text{MPa}$
	$E_{90} := 370\text{MPa}$	$E_{90,30} := 400\text{MPa}$
	$G := 690\text{MPa}$	$G_{30} := 750\text{MPa}$
C24 198x48:	$I_y := 3.105 \cdot 10^{-5} \text{m}^4$	$I_{y,30} := 3.105 \cdot 10^{-5} \text{m}^4$

Laster

Egenvekt

Dekke	Acoya	$g_{d.o} := t_{dekke} \cdot \gamma_{tre} = 0.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	Konstruksjonsvirke 2 x 48x198	$g_{d.u} := t_{underbygning} \cdot \gamma_{tre} \cdot U_{underbygning} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
		$g_d := g_{d.o} + g_{d.u} = 0.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Sum egenlast		$g_e := (g_d) \cdot B = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Trafikklast

Ganglast	$p_{gang} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$p_g := p_{gang} \cdot B = 18.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Servicekjøretøy Ford Ranger:	$Q_{serv1} := 20\text{kN}$	$Q_{serv2} := 16\text{kN}$
	$a_x := 3.22\text{m}$	$a_v := 1.56\text{m}$
	$a_{hi} := 0.1\text{m}$	
	$Q_{serv} := Q_{serv1} + Q_{serv2} = 36.0 \cdot \text{kN}$	$q_{serv} := \frac{Q_{serv}}{B} = 9.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Kranlast:	$P_{kran} := 34\text{kN}$	

Beregning av Trebjelke:

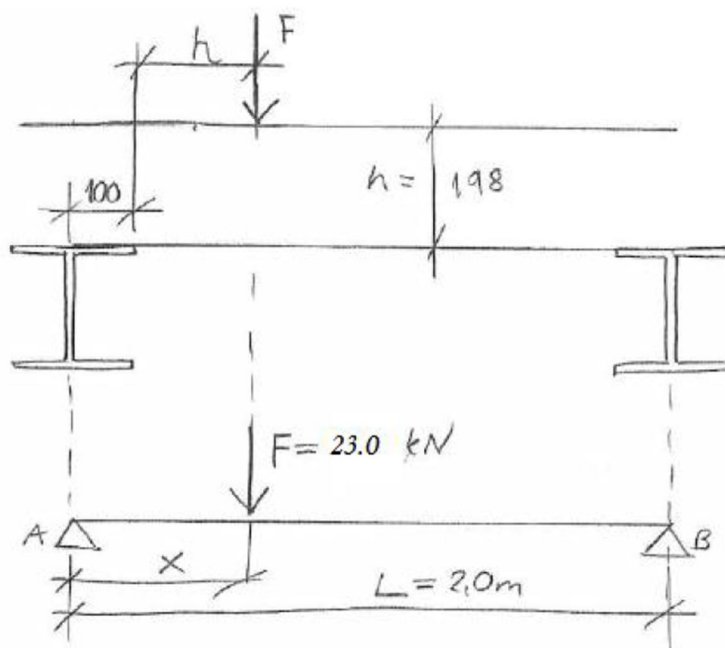
Konservativt beregnes største hjultrykk lik 34kN, lik største last fra kranen, med en trykkflate på 400x400mm.
Bredden av hver trebjelke er 96mm, og senteravstanden er lik 200mm. Dette gir en lysåpning på tilnærmet 100mm mellom trebjelkene. Det dimensjonerende lasttilfellet er at lasten ligger sentert rett over to bjelker og at lasten da virker over kun to bjelker. Trebjelkene kontrolleres for dette lasttilfellet, hvor momentkapasitet og skjærkapasitet vurderes.

Dimensjonerende Laster:

Maksimalt opptredende hjultrykk:	$F_k := 34\text{kN}$
Lastfaktor for vegtrafikk fra kjøretøy:	$\gamma_Q := 1.35$
Dimensjonerende hjultrykk:	$F_{Ed,tot} := F_k \cdot \gamma_Q = 45.9 \cdot \text{kN}$
Dimensjonerende hjultrykk per bjelke:	$F_{Ed} := \frac{F_k \cdot \gamma_Q}{2} = 23.0 \cdot \text{kN}$

Dimensjonerende Lastvirkning Trebjelke:

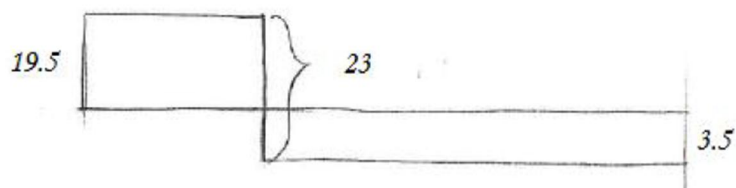
Trebjelkene har dimensjon 96x198. Trebjelkene er opplagt på HE200A tverrbjelker, hvor oppleggsflaten tilsvare 100mm.



$$x := 0.3\text{m}$$

$$\Sigma M_B := 0 \rightarrow F_{Ed}(L - x) = A_y \cdot L$$

$$A_y := \frac{F_{Ed}(L - x)}{L} = 19.5 \cdot \text{kN}$$



$$V_{Ed} := A_y = 19.5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed} := \frac{F_{Ed} \cdot L}{4} = 11.5 \cdot \text{kNm}$$

Kontrollerer også moment fra den jevnt fordelte ganglasten, 5kN/m^2 :

$$q_{\text{gang}} := p_{\text{gang}} \cdot 400\text{mm} = 2.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Ed,b}} := \frac{q_{\text{gang}} \cdot L^2}{8} = 1.0 \cdot \text{kNm}$$

Kontrollen viser at punktlasten fra servicekjøretøyet blir den dimensjonerende laste, ettersom senteravstanden mellom trebjelkene er kun 200mm. Bjelkelaget blir dermed videre kun kontrollert for kjøretøylasten.

Kapasitetskontroll Trebjelke i Bruddgrensetilstand C24:

Bøyning:

Trebjelkene er lås for sideveis forskyving av trykksiden langs hele lengden, samtidig som rotasjon om lengdeaksen er hindrete ved oppleggerene. Dette betyr at det ikke er noen vippingsfare og følgende kriterie kan bli forenklet:

$$\frac{\sigma_{\text{m.y.d}}}{f_{\text{m.y.d}}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\text{m.z.d}}}{f_{\text{m.z.d}}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{\text{m.y.d}}}{f_{\text{m.y.d}}} + \frac{\sigma_{\text{m.z.d}}}{f_{\text{m.z.d}}} \leq 1$$

$$M_{\text{z.d}} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\sigma_{\text{m.y.d}}}{f_{\text{m.y.d}}} \leq 1$$

$$M_{\text{yd}} := M_{\text{Ed}} = 11.5 \cdot \text{kNm}$$

Bjelkens motstandsmoment:

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot 96\text{mm} \cdot (198\text{mm})^2 = 6.3 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$\sigma_{\text{m.y.d}} := \frac{M_{\text{yd}}}{W_y} = 18.3 \cdot \text{MPa}$$

Den aktuelle lasttilfellet er definert som en korttidslast iht. Tabell 2.1 i NS-EN 1995-1-1. Trebjelkene er vurdert til å ligge i klimaklasse 2 iht. Tabell NA.901 i NS-EN 1995-1-1. Verdien for k_{mod} er gitt som $k_{\text{mod}} := 0.9$ iht. Tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1.

$$f_{\text{m.y.d}} = f_{\text{m.y.k}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M}$$

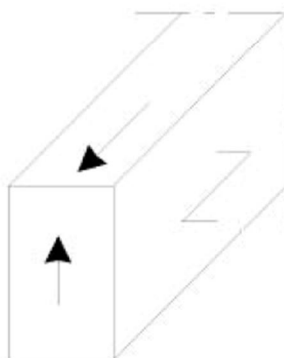
$$f_{\text{m.y.k}} := f_{\text{mb}} = 24.0 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{m.y.d}} := f_{\text{m.y.k}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 16.6 \cdot \text{MPa}$$

$$U_n := \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 1.1 > 1.0 \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Kapasiteten for bøyning er IKKE OK for C24.

Skjær:



Figur NA.6.5 (a) NS-EN 1995-1-1

Skjærkapasiteten kontrolleres iht. Pkt. NA.6.1.7 i NS-EN 1995-1-1, hvor tilfellet med en skjærspenningskomponent i fiberretningen vurderes. Det antas tilstrekkelig bruk av festemidler mellom de enkelte bjelkene for å beregne samvirke mellom de to separate 48x198.

Iht. NA.6.1.7(2) bør det tas hensyn til innflytelse av sprekker, og den effektive bredden av tversnittet er gitt ved:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

$$k_{cr} := 0.67 \quad \text{for konstruksjonstre}$$

$$b := 96\text{mm}$$

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 64.3\text{-mm}$$

Kapasitetskontrollen for skjær er gitt ved:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

$$\tau_d := \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot 198\text{mm}} = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{vk} = 2.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{v,d} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

$$U_{n,\tau} := \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.9 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Kapasiteten for skjær er OK.

Trykk ved opplegger:

$$f_{Ed.90} := \frac{A_y}{2 \cdot 96 \text{mm} \cdot 90 \text{mm}} = 1.1 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{cd.90} := f_{ck.90} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 3.7 \cdot \text{MPa}$$

$$U_{\text{trykk}} := \frac{f_{Ed.90}}{f_{cd.90}} = 0.3 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Kapasitetskontroll Trebjelke i Bruddgrensetilstand C30:

Bøyning:

Trebjelkene er lås for sideveis forskyving av trykksiden langs hele lengden, samtidig som rotasjon om lengdeaksen er hindrete ved oppleggerene. Dette betyr at det ikke er noen vippingsfare og følgende kriterie kan bli forenklet:

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$M_{z.d} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1$$

$$M_{y.d} := M_{Ed} = 11.5 \cdot \text{kNm}$$

Bjelkens motstandsmoment:

$$W_{y.d} := \frac{1}{6} \cdot 96 \text{mm} \cdot (198 \text{mm})^2 = 6.3 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{y.d}}{W_y} = 18.3 \cdot \text{MPa}$$

Den aktuelle lasttilfellet er definert som en korttidslast iht. Tabell 2.1 i NS-EN 1995-1-1. Trebjelkene er vurdert til å ligge i klimaklasse 2 iht. Tabell NA.901 i NS-EN 1995-1-1. Verdien for k_{mod} er gitt som $k_{mod} := 0.9$ iht. Tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1.

$$f_{m.y.d} = f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

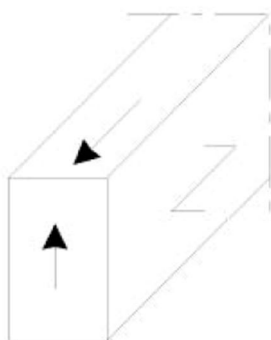
$$f_{m.y.k} := f_{mb.30} = 30.0 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 20.8 \cdot \text{MPa}$$

$$U_{m,y,d} := \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.9 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Kapasiteten for bøyning er OK.

Skjær:



Skjærkapasiteten kontrolleres iht. Pkt. NA.6.1.7 i NS-EN 1995-1-1, hvor tilfellet med en skjærspenningskomponent i fiberretningen vurderes. Iht. NA.6.1.7(2) bør det tas hensyn til innflytelse av sprekker, og den effektive bredden av tversnittet er gitt ved:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

$$k_{cr} := 0.67 \quad \text{for konstruksjonstre}$$

$$b := 96 \text{ mm}$$

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 64.3 \text{ mm}$$

Figur NA.6.5 (a) NS-EN 1995-1-1

Kapitetskontrollen for skjær er gitt ved:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

$$\tau_d := \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot 198 \text{ mm}} = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{vk} = 2.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{v,d} := f_{vk} \cdot 30 \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2.8 \cdot \text{MPa}$$

$$U_{v,d} := \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.6 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Kapasiteten for skjær er OK.

Nedbøyningskontroll - Trebjelke i Bruksgrensetilstand:

Nedbøyningskontrollen blir utført ved å kontrollere den karakteristiske lasten servicekjøretøyet, med en nedbøyningsgrense lik $L/350$ iht. Håndbok N400.

Nedbøyningsgrense: $f_{lim} := \frac{L}{350} = 5.7 \cdot \text{mm}$

Nedbøyning: $f_k := \frac{\frac{F_k}{2} \cdot (L - 100\text{mm})^3}{48 \cdot E_0 \cdot 2I_y} = 3.6 \cdot \text{mm}$

Lysåpningen reduseres med halvparten av oppleggsflaten på hver side, tilsvarende 100mm. Nedbøyning av Trebjelkene vurderes til ikke å gi noe problemer for denne konstruksjonen. $f_k=3.6\text{mm} < f_{lim}=5.7\text{mm} \rightarrow \text{OK}$.

4.2 Brudd- og bruksgrense

4.2.1 Stål-konstruksjonen

Stålbjelkene og søylene er dimensjonert i Robot-modellen. De ulike bjelkelagene er definert iht. til Figur 4-1. Kapasiteten for stål elementene er gjennomgått per element i tabellene under.

Bjelkelag 1 – HE200A:

Bjelkelag 1 er valgt som en HE200A bjelke som går mellom bjelkene i bjelkelag 2. Bjelken er utkraget på hver side av bjelkelag 2 for å gi opplegg for trebjelkelaget. Utkrageren tilsvarer her 400 mm, men kan forlenges til 600 mm hvor jevnere kurvatur er nødvendig. Utnyttelsen er lav for dette bjelkelaget og utnyttelsesgraden er vist i Figur 4-9. Den høyeste utnyttelsesgraden for utkrager på 400 mm er lik 28 %.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
8 Beam_8	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.28	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /6/
9 Beam_9	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /119/	0.00	12 SLS /25/	0.00	12 SLS /22/
10 Beam_10	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /88/	0.00	12 SLS /3/	0.00	12 SLS /8/
15 Beam_15	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.28	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /6/
16 Beam_16	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /16/	0.00	12 SLS /8/
17 Beam_17	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /123/	0.00	12 SLS /23/	0.00	12 SLS /4/
22 Beam_22	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.27	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /18/
23 Beam_23	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /123/	0.00	12 SLS /16/	0.00	12 SLS /4/
24 Beam_24	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /92/	0.00	12 SLS /29/	0.00	12 SLS /2/
29 Beam_29	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /18/
30 Beam_30	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /92/	0.00	12 SLS /8/	0.00	12 SLS /4/
31 Beam_31	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /2/	0.00	12 SLS /2/
36 Beam_36	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /6/
37 Beam_37	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /23/	0.00	12 SLS /2/
38 Beam_38	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /92/	0.00	12 SLS /23/	0.00	12 SLS /18/
43 Beam_43	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /6/
44 Beam_44	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /92/	0.00	12 SLS /10/	0.00	12 SLS /4/
45 Beam_45	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /17/	0.00	12 SLS /2/
50 Beam_50	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /18/
51 Beam_51	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /92/	0.00	12 SLS /28/	0.00	12 SLS /18/
52 Beam_52	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /24/	0.00	12 SLS /4/
57 Beam_57	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /18/
58 Beam_58	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /88/	0.00	12 SLS /28/	0.00	12 SLS /2/
59 Beam_59	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /90/	0.00	12 SLS /14/	0.00	12 SLS /8/
64 Beam_64	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /6/
65 Beam_65	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /2/	0.00	12 SLS /2/
66 Beam_66	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /29/	0.00	12 SLS /8/
71 Beam_71	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /6/
72 Beam_72	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /90/	0.00	12 SLS /2/	0.00	12 SLS /22/
73 Beam_73	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /86/	0.00	12 SLS /22/	0.00	12 SLS /22/
78 Beam_78	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /18/
79 Beam_79	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /119/	0.00	12 SLS /28/	0.00	12 SLS /4/
80 Beam_80	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /90/	0.00	12 SLS /16/	0.00	12 SLS /18/
85 Beam_85	HEA 200	S355	35.62	59.23	0.18	9 ULS /119/	0.02	12 SLS /54/	0.13	12 SLS /18/
86 Beam_86	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.04	9 ULS /119/	0.00	12 SLS /22/	0.00	12 SLS /22/
87 Beam_87	HEA 200	S355	4.83	8.03	0.02	9 ULS /88/	0.00	12 SLS /10/	0.00	12 SLS /2/

Figur 4-9: Utnyttelsesgrad Bjelkelag 1 - Bruddgrense

Bjelkelag 2 – HE240A:

Bjelkelag 2 er valgt som en HE240A bjelke som går mellom bjelkene i bjelkelag 3. Bjelkene gir opplegg for bjelkelag 1, og er leddet i hver ende. Utnyttelsen er lav for dette bjelkelaget og utnyttelsesgraden er vist i Figur 4-10. Den høyeste utnyttelsesgraden er lik 28 %.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
6 Beam_6	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.27	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /18/
7 Beam_7	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.20	9 ULS /90/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /6/
13 Beam_13	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.28	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /18/
14 Beam_14	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.21	9 ULS /90/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /6/
20 Beam_20	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.28	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /6/
21 Beam_21	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.04	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /18/
27 Beam_27	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.23	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /6/
28 Beam_28	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /18/
34 Beam_34	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.27	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /18/
35 Beam_35	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /6/
41 Beam_41	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.28	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /18/
42 Beam_42	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /6/
48 Beam_48	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.28	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /6/
49 Beam_49	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /18/
55 Beam_55	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.23	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /6/
56 Beam_56	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /18/
62 Beam_62	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.27	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /18/
63 Beam_63	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /6/
69 Beam_69	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.28	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /18/
70 Beam_70	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.04	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /6/
76 Beam_76	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.28	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /6/
77 Beam_77	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.04	8 Vind m/trafikk Hori	0.13	12 SLS /18/
83 Beam_83	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.23	9 ULS /119/	0.05	12 SLS /54/	0.15	12 SLS /6/
84 Beam_84	HEA 240	S355	39.80	66.64	0.26	9 ULS /119/	0.04	12 SLS /65/	0.13	12 SLS /18/

Figur 4-10: Utnyttelsesgrad Bjelkelag 2 - Bruddgrense

Bjelkelag 3 – HE240B:

Bjelkelag 3 er valgt som en HE240B bjelke, som fordeler lastene til fundament i berg og ned til søylen. Utnyttelsen er lav for dette bjelkelaget og utnyttelsesgraden er vist i Figur 4-11. Den høyeste utnyttelsesgraden er lik 43 %.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
1 Beam_1	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.22	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.20	12 SLS /18/
4 Beam_4	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
11 Beam_11	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
18 Beam_18	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /18/
25 Beam_25	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
32 Beam_32	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
39 Beam_39	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
46 Beam_46	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /18/
53 Beam_53	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
60 Beam_60	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
67 Beam_67	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /6/
74 Beam_74	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.43	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.39	12 SLS /18/
81 Beam_81	HEB 240	S355	58.22	98.63	0.22	9 ULS /119/	0.14	12 SLS /54/	0.20	12 SLS /6/

Figur 4-11: Utnyttelsesgrad Bjelkelag 3 – Bruddgrense

Søyler – RHSS 120x120:

Søylene er testet for dimensjoner mellom RHSS120x120x6.3 til RHSS120x120x10. Søylene skal overføre lastene fra bjelkelag 3 til fundament i berg. Søylene er også leddet i begge ender. Utnyttelsesgraden for søylene med en lengde på 5.8m i bruddgrense under rasteplassene, er vist i **Feil! Fant ikke referanseilden..** Den høyeste utnyttelsesgraden er lik 73 % for søyler av typen RHSS120x120x8.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
3	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.25	9 ULS /90/	0.27	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
5	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.46	9 ULS /119/	0.27	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
12	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.45	9 ULS /90/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
19	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.67	9 ULS /119/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
26	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.49	9 ULS /119/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
33	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.52	9 ULS /90/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
40	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.52	9 ULS /90/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
47	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.73	9 ULS /119/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
54	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.52	9 ULS /119/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
61 Column_61	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.49	9 ULS /119/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
68 Column_68	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.45	9 ULS /90/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
75 Column_75	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.66	9 ULS /119/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/
82 Column_82	RHSS 120x12	S355	127.83	127.83	0.25	9 ULS /119/	0.26	12 SLS /54/	0.00	12 SLS /6/

Figur 4-12: Utnyttelse av Søylar RHSS120x120x8 for rasteplasser i bruddgrense.

Lengden på søylene kan variere og endre seg etter avgraving av løsmassene, dermed velges det å forhåndsdefinere ønsket søyledimensjon relativ til den oppmålte lengden fra detaljprosjekteringen. Den største aksialkraften i søylene finnes i bruddgrense i området under rasteplassene og er beregnet til 260 kN fra Robot-modellen. G-prog stältversnitt benyttes for å finne utnyttelsesgraden for ulike lengder og med ulike dimensjoner. Resultatene for de valgte søylene ligger i Vedlegg 5.

Strekstag – Ø24 – S460N:

Strekstagene er valgt til dimensjon $d_s = 24\text{mm}$ med materialkvalitet S460N. Denne dimensjonen er valgt for å gi nok horisontal styrke til konstruksjonen, samt tilstrekkelig stivhet iht. kontroll av egenfrekvens. Strekkstagene er også leddet i begge ender og skal kun ha strekk-kapasitet. Strekkstagene er plassert to og to, med en akseavstand på 16 m. Lastkapasiteten for strekkstagsystem med diameter 24mm og tilsvarende materialeegenskaper er vist i Figur 4-6, som gjelder for typen Detan strekkstagsystem. Høyeste strekkrefter i strekkstagene i bruddgrense er lik 94.2 kN, som vist i Figur 4-13. Dette tilsvarer en utnyttelse lik 60%.

Bar / Point (m)	FX
Current value	-94,13
for bar:	125
in point:	x=0,0 (m)

Figur 4-13: Dimensjonerende strekkrefter i strekkstag - Bruddgrense.

Største nedbøyning i bruksgrense:

Nedbøyningen er kontrollert for største karakteriske nedbøyning fra trafikklast, her ganglast og kjøretøyslast, iht. pkt. 3.6.1 i Håndbok N400 /2/. Største nedbøyning for karakteristisk trafikklast er 9 mm iht. Figur 4-14, som virker over et spenn på 4 m (Bjelkelag 2). Nedbøyningen er beregnet som den globale nedbøyningen. Det gjeldende kravet er lik $L/350$, slik at maksimum nedbøyning for dette elementet vil være $4000\text{mm}/350 = 11.4\text{ mm}$. Nedbøyningen for bruksgrense ligger innenfor dette kravet.

	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	6	0,0	1	0,004	0,001	0,002
Node	14	2	44	25	5	106
Case	2	2	2	2	2	2
MIN	0,0	-0	-9	-0,003	-0,001	-0,000
Node	2	71	42	46	111	100
Case	2	2	2	2	2	2

Figur 4-14: Karakteristisk nedbøyning – Bruksgrense - Ganglast

4.2.2 Tre-konstruksjonen

Konstruksjonen består av 2m lange trebjelker med senteravstand på 200mm og dimensjon 96mmx198mm. Materialkvaliteten er lik C30 og dimensjoneringen er utført som vist under. Beregningene er gjort med utgangspunkt i samvirke mellom de separate 48x198mm trebjelkene i den komplette bjelken på 96x198mm. Det må avklares nødvendige festemidler for å oppnå tilstrekkelig samvirkeeffekt.

Detaljberging - Trebjelker og tredekke

Avstand mellom senter opplegg $L := 2\text{m}$ $\text{kNm} := \text{kN}\cdot\text{m}$ $\%o := \frac{\%}{10}$

Bredde gangbane $B := 3.75\text{m}$

Tredekke, Acoya $t_{\text{dekke}} := 34\text{mm}$

Treunderbygning, 2x(198x48)cc0,2m $t_{\text{underbygning}} := 198\text{mm}$

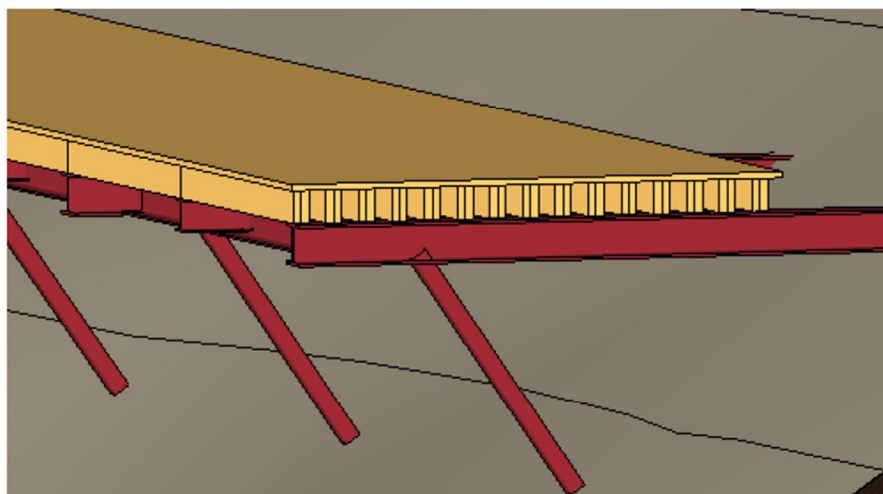
Antall pr
lengde $U_{\text{underbygning}} := \frac{2 \cdot 48\text{mm}}{200\text{mm}} = 0.5$

Tyngdetetthet

Tre $\gamma_{\text{tre}} := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Materialfaktor

Konstruksjonstre $\gamma_M := 1.3$



Fasthetsverdier Trevirke

Fasthetsklasse:	C24	C24 198x48:
Bøying:	$f_{\text{mb}} := 24\text{MPa}$	$I_y := 1.297 \cdot 10^{-5} \text{m}^4$
Skjær:	$f_{\text{vk}} := 2.5\text{MPa}$	
Trykk:	$f_{\text{ck},90} := 5.3\text{MPa}$	
Elastisites- moduler:	$E_0 := 11000\text{MPa}$	
	$E_{90} := 370\text{MPa}$	
	$G := 690\text{MPa}$	

Trykk ved opplegger:

$$f_{Ed.90} := \frac{A_y}{2 \cdot 96\text{mm} \cdot 90\text{mm}} = 0.7 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{cd.90} := f_{ck.90} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 3.7 \cdot \text{MPa}$$

$$U_{Ed} := \frac{f_{Ed.90}}{f_{cd.90}} = 0.2 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Nedbøyningskontroll - Trebjelke i Bruksgrensetilstand:

Nedbøyningskontrollen blir utført ved å kontrollere den karakteristiske lasten servicekjøretøyet, med en nedbøyningsgrense lik L/350 iht. Håndbok N400.

Nedbøyningsgrense: $f_{lim} := \frac{L}{350} = 5.7 \cdot \text{mm}$

Nedbøyning: $f_k := \frac{F_k \cdot (L - 100\text{mm})^3}{48 \cdot E_0 \cdot 2I_y} = 5.0 \cdot \text{mm}$

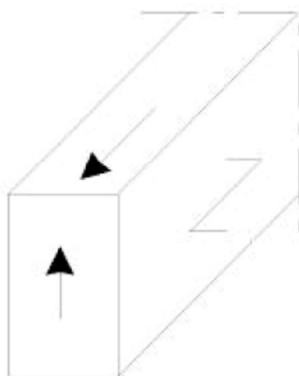
Lysåpningen reduseres med halvparten av oppleggsflaten på hver side, tilsvarende 100mm. Nedbøyning av Trebjelkene vurderes til ikke å gi noe problemer for denne konstruksjonen. $f_k = 5\text{mm} < f_{lim} = 5.7\text{mm} \rightarrow \text{OK}$.

$$f_{m,y,d} := f_{m,y,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 16.6 \cdot \text{MPa}$$

$$U_n := \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.6 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Kapasiteten for bøyning er OK.

Skjær:



Figur NA.6.5 (a) NS-EN 1995-1-1

Skjærkapasiteten kontrolleres iht. Pkt. NA.6.1.7 i NS-EN 1995-1-1, hvor tilfellet med en skjærspenningskomponent i fiberretningen vurderes. Iht. NA.6.1.7(2) bør det tas hensyn til innflytelse av sprekker, og den effektive bredden av tversnittet er gitt ved:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

$$k_{cr} := 0.67 \quad \text{for konstruksjonstre}$$

$$b := 96 \text{ mm}$$

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 64.3 \cdot \text{mm}$$

Kapitetskontrollen for skjær er gitt ved:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

$$\tau_d := \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot 198 \text{ mm}} = 0.9 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{vk} = 2.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{v,d} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

$$U_{n,\tau} := \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.5 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Kapasiteten for skjær er OK.

Kontrollerer også moment fra den jevnt fordelte ganglasten, 5kN/m^2 :

$$q_{\text{gang}} := p_{\text{gang}} \cdot 200\text{mm} = 1.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Ed,b}} := \frac{q_{\text{gang}} \cdot L^2}{8} = 0.5 \cdot \text{kNm}$$

Kontrollen viser at punktlasten fra servicekjøretøyet blir den dimensjonerende laste, ettersom senteravstanden mellom trebjelkene er kun 200mm. Bjelkelaget blir dermed videre kun kontrollert for kjøretøylasten.

Kapasitetskontroll Trebjelke i Bruddgrensetilstand:

Bøyning:

Trebjelkene er lås for sideveis forskyving av trykksiden langs hele lengden, samtidig som rotasjon om lengdeaksen er hindret ved oppleggerene. Dette betyr at det ikke er noen vippingsfare og følgende kriterie kan bli forenklet:

$$\frac{\sigma_{\text{m.y.d}}}{f_{\text{m.y.d}}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\text{m.z.d}}}{f_{\text{m.z.d}}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{\text{m.y.d}}}{f_{\text{m.y.d}}} + \frac{\sigma_{\text{m.z.d}}}{f_{\text{m.z.d}}} \leq 1$$

$$M_{\text{z.d}} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\sigma_{\text{m.y.d}}}{f_{\text{m.y.d}}} \leq 1$$

$$M_{\text{yd}} := M_{\text{Ed}} = 6.8 \cdot \text{kNm}$$

Bjelkens motstandsmoment:

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot 96\text{mm} \cdot (198\text{mm})^2 = 6.3 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$\sigma_{\text{m.y.d}} := \frac{M_{\text{yd}}}{W_y} = 10.8 \cdot \text{MPa}$$

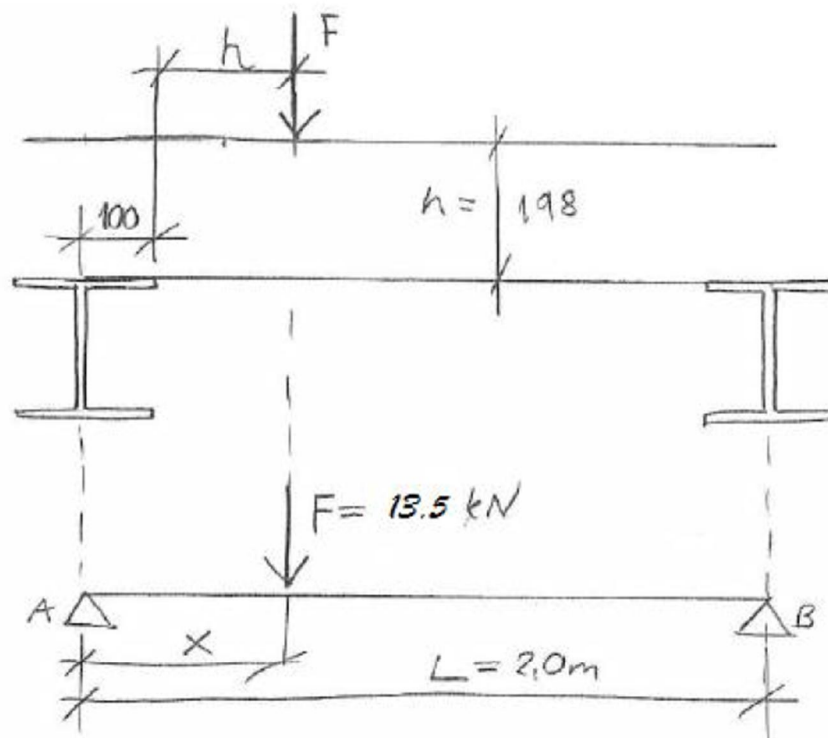
Den aktuelle lasttilfellet er definert som en korttidslast iht. Tabell 2.1 i NS-EN 1995-1-1. Trebjelkene er vurdert til å ligge i klimaklasse 2 iht. Tabell NA.901 i NS-EN 1995-1-1. Verdien for k_{mod} er gitt som $k_{\text{mod}} := 0.9$ iht. Tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1.

$$f_{\text{m.y.d}} = f_{\text{m.y.k}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M}$$

$$f_{\text{m.y.k}} := f_{\text{mb}} = 24.0 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende Lastvirkning Trebjelke:

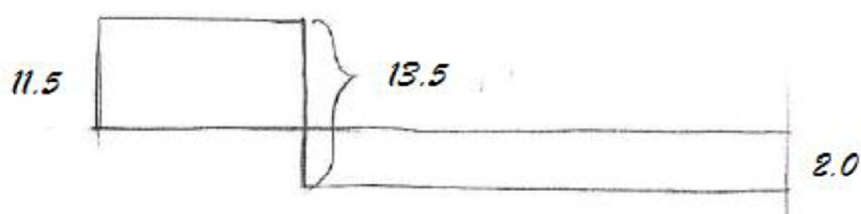
Trebjerkene har dimensjon 96x198. Trebjerkene er opplagt på HE200A tverrbjelker, hvor oppleggsflaten tilsvarer 100mm.



$$x := 0.3\text{m}$$

$$\sum M_B := 0 \quad \rightarrow \quad F_{Ed}(L - x) = A_y \cdot L$$

$$A_y := \frac{F_{Ed}(L - x)}{L} = 11.5 \cdot \text{kN}$$



$$V_{Ed} := A_y = 11.5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed} := \frac{F_{Ed} \cdot L}{4} = 6.8 \cdot \text{kNm}$$

Laster

Egenvekt

Dekke	Acoya	$g_{d,o} := t_{\text{dekke}} \cdot \gamma_{\text{tre}} = 0.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	Konstruksjonsvirke 2x 48x198	$g_{d,u} := t_{\text{underbygning}} \cdot \gamma_{\text{tre}} \cdot U_{\text{underbygning}} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
		$g_d := g_{d,o} + g_{d,u} = 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Sum egenlast		$g_e := (g_d) \cdot B = 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Trafikklast

Ganglast	$p_{\text{gang}} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$p_g := p_{\text{gang}} \cdot B = 18.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Servicekjøretøy Ford Ranger:	$Q_{\text{serv1}} := 20\text{kN}$	$Q_{\text{serv2}} := 16\text{kN}$
	$a_x := 3.22\text{m}$	$a_v := 1.56\text{m}$
	$a_{hi} := 0.1\text{m}$	
	$Q_{\text{serv}} := Q_{\text{serv1}} + Q_{\text{serv2}} = 36.0 \cdot \text{kN}$	$q_{\text{serv}} := \frac{Q_{\text{serv}}}{B} = 9.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Beregning av Trebjelke og Tredekke:

Konservativt beregnes største hjultrykk lik 10kN, med en trykkflate på 100x100mm. Bredden av hver trebjelke er 96mm, og senteravstanden er lik 200mm. Dette gir en lysåpning på tilnærmet 100mm mellom trebjelkene. Det er da to lasttilfeller som må kontrolleres. Et lasttilfelle er at lasten ligger sentert rett over en bjelke og at lasten da kun virker i den ene bjelken. Dette er den dimensjonerende lasten for trebjelken. Alternativt kan lasten ligge midt i lysåpningen mellom trebjelkene, som blir det dimensjonerende tilfellet for tredekket. Trebjelken og tredekket kontrolleres derfor separat for de to lasttilfellene, hvor mom entkapsitet og skjærkapsitet vurderes. Senteravstanden mellom trebjelkene er så liten at tredekket i utgangspunktet kan beregnes om ikkebærende, men dekket blir likevel kontrollert i bruddgrensetilstand.

Dimensjonerende Laster:

Maksimalt opptredende hjultrykk:	$F_k := 10\text{kN}$
Lastfaktor for vegtrafikk fra kjøretøy:	$\gamma_Q := 1.35$
Dimensjonerende hjultrykk:	$F_{Ed} := F_k \cdot \gamma_Q = 13.5 \cdot \text{kN}$

4.3 Fundamenter

I denne omgang blir det gjort et anslag av nødvendig kapasitet og materialmengde for beskrivelsen, og fundamentene blir ikke detaljprosjektert.

Fundamentplaten i stål antas til dimensjon 420x420x25mm, hvor platen skal være forankret med fire bergbolter. Det antas at 3m lengde er egnet for en konservativ forankring av boltene og stag med diameter Ø25 mm kontrolleres for skjær og strekkapasitet. Det skal støpes under fundamentplaten, hvor betongen skal ta opp trykkreftene ved fundamentet.

Det antas en maks høye på 200mm fra berg til fundamentplate (stålplate), hvor skjærkreftene på platen vil med sin eksentrisitet skape moment og ekstra strekkrefter i bergboltene.

Reaksjonskreftene over dekomponeres til å bestemme strekk og skjærkreftene i boltene. Vinkelen på søylen er antatt 60 grader fra horisontalaksen.

Det antas stål kvalitet B500NC med flytespenning på $f_{ub} = 500MPa$, materialfaktor $\gamma_{M2} = 1.25$, og reduksjonsfaktor for bergbolter på 50%. Dette gir en konservativ dimensjonerende flytespenning på $f_{sd} = 200 N/mm^2$.

Trykkapasitet Betong:

Største aksialkraft i søylen er 234 kN. Fordelt på en overflate på 200x200mm (konservativ trykkflate) gir dette en spenning på $\sigma_c = \frac{234kN}{40000mm^2} = 5.9 MPa$. Dette er langt under trykkapasiteten for betong B30, slik at trykk i betongen er ok.

Skjærkapasitet Bergbolt:

Ved fundamentene til søylene vil det bli skapt horisontale skjærkrefter i lengderetningen av konstruksjonen der hvor strekkstagene er festet. Den største horisontalkomponenten i x-retning er lik 54 kN. Denne lasten vil også gi et

bidrag til skjærkreftene i boltene på grunn av eksentrisiteten. Skjærkraften per bolt ved disse fundamentene vil være lik 54 kN / 4stk = 13.5 kN.

Største skjærkraft for fundament til bjelkelag er på 82 kN. Det antas en horisontal fundamentplate for denne sammenkoblingen, slik at skjærkreftene også her vil skape et moment fra eksentrisitet som gir økt strekkrefter i boltene. Skjærkraften fordels på de fire boltene som gir en kraft på 82 kN / 4 stk = 20.5 kN.

Skjærkapasiteten til Ø25 boltene med redusert flytespenning er regnet ut fra en flytespenning $f_{sd} = 200 N/mm^2$. $A_s = 353 mm^2$ ved gjengene.

$$F_{vb,Rd} = \alpha_{bc} * f_{sd} * A_s = (0.44 - 0.0003 * 200) * 200 \frac{N}{mm^2} * 353mm^2 = 26.8 kN$$

Kapasiteten for skjær er høy nok for begge fundamentpunktene.

Strekkapasitet Bergbolt:

Ved søylefundamentet vil største strekkraft i boltene være når trykkraften i søylen er minst og det er størst strekk i strekkstaget, samt strekkraften som er skapt av skjærkomponenten fra strekkstaget. Strekkraften fra z-komponenten av reaksjonskreftene gir $F_{s,z} = 42 kN * \cos(30^\circ) = 36.4 kN$. Strekkraften fra y-komponenten av reaksjonskreftene gir $F_{s,y} = 120 kN * \cos(60^\circ) = 60 kN$. Største strekkkomponent på to bolter fra skjærkraften er lik:

$$M_{Ed} = 54 kN * 0.2m = 10.8 kNm \quad \text{momentarmen antas lik ca 270mm}$$

$$F_{s,x} = \frac{10.8kNm}{0.27m} = 40 kN.$$

Totalt gir dette en strekkraft per bolt på $F_s = \frac{40 \text{ kN}}{2} + \frac{60 \text{ kN}}{4} + \frac{36.4 \text{ kN}}{4} = 44.1 \text{ kN}$

Ved bjelkefundamentet er det ingen vertikal strekk komponent ved reaksjonskreftene, men det kan fremdeles oppstå strekk i bolter på grunn av eksentrisitet fra horisontalkrefter. Konservativt ses det bort fra trykk kreftene og det regnes ut verste strekk fra kun horisontale reaksjonskrefter.

Strekkraften på to bolter fra x-komponenten av reaksjonskreftene gir:

$$M_{Ed} = 6.3 \text{ kN} * 0.2\text{m} = 1.3 \text{ kNm} \quad \text{momentarmen antas lik ca 270mm}$$

$$F_{s,x} = \frac{1.3 \text{ kNm}}{0.27\text{m}} = 5 \text{ kN.}$$

Strekkraften på to bolter fra y-komponenten av reaksjonskreftene gir:

$$M_{Ed} = 82 \text{ kN} * 0.2\text{m} = 16.4 \text{ kNm} \quad \text{momentarmen antas lik ca 270mm}$$

$$F_{s,x} = \frac{16.4 \text{ kNm}}{0.27\text{m}} = 61 \text{ kN.}$$

Totalt gir dette en strekkraft per bolt på $F_s = \frac{5 \text{ kN}}{2} + \frac{61 \text{ kN}}{2} = 33 \text{ kN}$

Strekkapasiteten til Ø25 boltene med redusert flytespenning er regnet ut fra en flytespenning $f_{sd} = 200 \text{ N/mm}^2$. $A_s = 353 \text{ mm}^2$ ved gjengene.

$$F_{tb,Rd} = f_{sd} * A_s = 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 353 \text{ mm}^2 = 70.6 \text{ kN}$$

Kapasiteten for strekk er høy nok for begge fundamentpunktene.

Kombinert Strekk og Skjærkrefter Bergbolt:

Den kombinert virkningen av skjær og strekk kontrolleres iht. NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4;

$$U_{s\text{øyle}} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{vb,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 * F_{t,Rd}} = \frac{13.5 \text{ kN}}{26.8 \text{ kN}} + \frac{44.1 \text{ kN}}{1.4 * 70.6 \text{ kN}} = 0.95$$

$$U_{bjelke} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{vb,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 * F_{t,Rd}} = \frac{20.5 \text{ kN}}{26.8 \text{ kN}} + \frac{33 \text{ kN}}{1.4 * 70.6 \text{ kN}} = 1.1$$

Utnyttelsen er for høy for det gjengede området, men flytegrensen er her satt for lav i forhold riktig kapasitet. For delen av bergbolten over berg kan flytegrensen økes til $f_{sd} = 400 \text{ N/mm}^2$. Dette gir en utnyttelse på under 60 %. Kapasiteten av beskrevet fundamentløsning er antatt tilstrekkelig.

4.4 Knutepunkter

I denne rapporten er ikke knutepunktene detaljprosjektert, men alternative løsninger er forslått og det er gjort overordnede dimensjoneringskontroller. Knutepunktet mellom bjelkelag 1 og bjelkelag 2, samt knutepunktet mellom bjelkelag 2 og bjelkelag 3 er kontrollert.

Kapasitetskontroll av boltet forbindelse

Forbindelse mellom B.1 og B.2:

Denne forbindelsen vurderer sammenkoblingen mellom bjelkelag 1, som er av typen HE200A og Bjelkelag 2, som er av typen HE240A. Det er antatt bruk av 20 mm bolter av kvalitet 8.8. Det er vurdert en løsning hvor utkragerene i bjelkelag 1 er boltet fast til midtspennet ved hjelp av en boltet forbindelse til endeplater i bjelkene. Momentet skal i stor grad overføres langs Bjelkelag 1, slik at bjelkelag 2 i liten grad skal ta opp torsjonsmomenter, men fungere som en fri opplegger. Det er vurdert to rader med bolter, hvor de øverste to boltene skal ta strekkkreftene. De to nederste boltene skal oppta skjærkreftene, enten ved hjelp av støtte fra bunnflens eller påsveist profil, eller uten ytterligere kapasitet. Trykkreftene blir overført fra bunnflens på utkrager til bunnflens på midtspennet av bjelkelag 1. Momentarmen er, som vist på bildet under, fra senter bunnflens til senter øverste bolterad. Her er armen antatt lik 124 mm. Dette er ikke en endelig dimensjonering, slik at antagelser har blitt gjort. Eksempelvis endeavstand og kantavstand. For å kunne tre bjelkelag 1 inn mellom bjelkelag 2, er det foreslått å lage bjelken litt kortere (10-15mm) og i etterkant legge inn en stålplate i ene endene av midtspennet for bjelkelag 1. Det må kontrolleres om denne løsningen er praktisk.

Bolter: M20 8.8

$$d_b := 20\text{mm}$$

$$d_0 := 22\text{mm}$$

$$f_{d,t} := 141.1\text{kN}$$

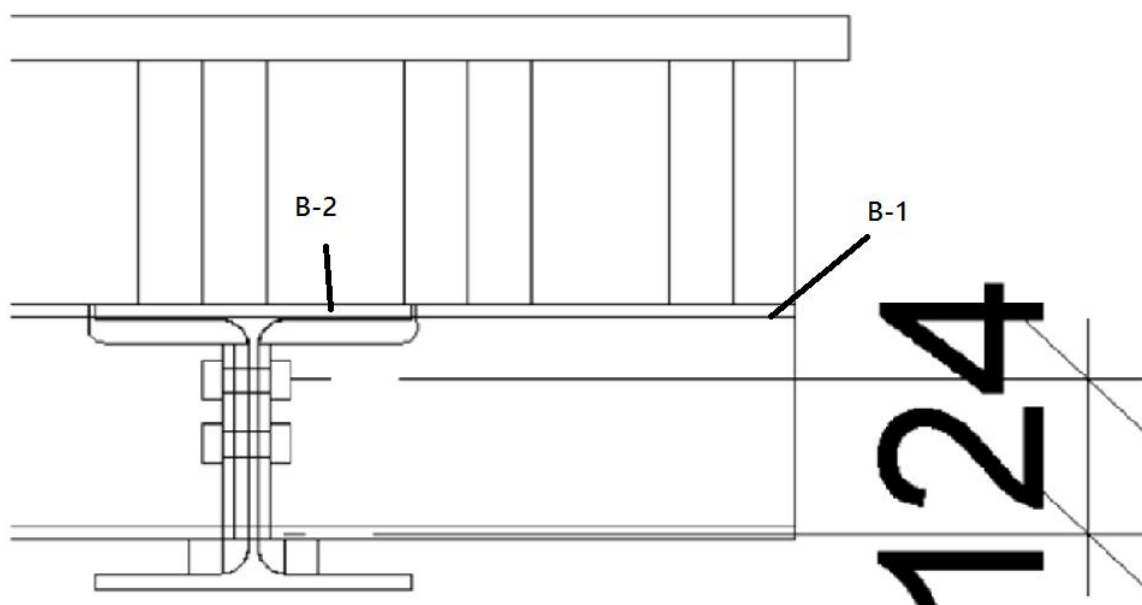
$$f_{d,v} := 120.6\text{kN}$$

$$A_s := 245\text{mm}^2$$

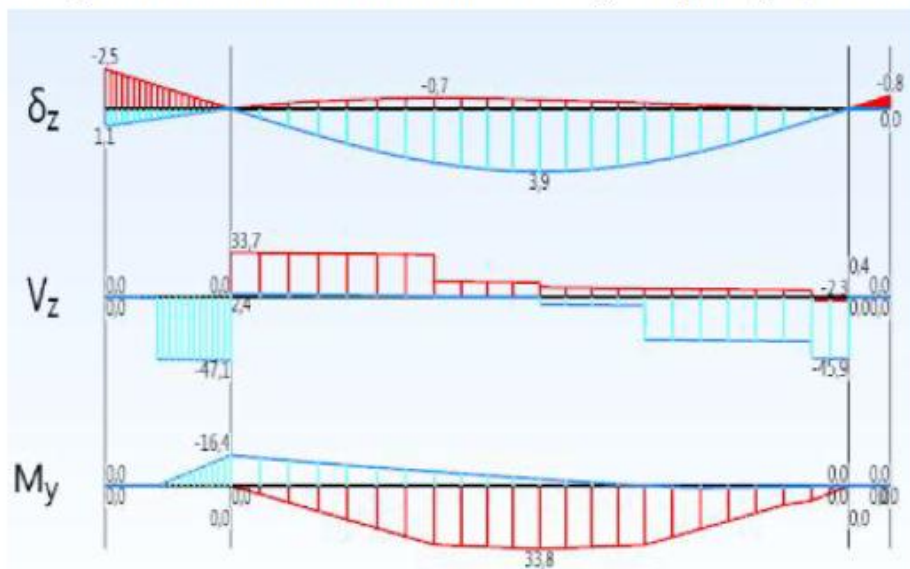
Endeavstand $e_1 := 1.2 \cdot d_0 = 0.026\text{ m}$

Kantavstand $e_2 := 1.2 \cdot d_0 = 0.026\text{ m}$

Momentarm $l_w := 124\text{mm}$



Dimensjonerende laster for forbindelsen med en utkrager av bjelkelag 1 på 600mm:



ID	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
1	0,0	-16,4
2	33,8	-16,4
3	0,0	0,0

$V_{z,max}$ [kN]	$V_{z,min}$ [kN]
0,0	-47,1
33,7	-45,9
0,4	0,0

$$M_{Ed} := 16.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad V_{Ed} := 47.1 \text{ kN}$$

Strekraft for øverste bolterad:

$$F_{Ed} := \frac{M_{Ed}}{l} = 132.258 \cdot \text{kN}$$

$$F_{t,Rd} := 141 \text{ kN} \cdot 2 = 282 \cdot \text{kN}$$

$F_{t,Rd} > F_{Ed} \rightarrow \text{OK.}$

Skjærkraft for nederste bolterad:

$$V_{Ed} = 47.1 \cdot \text{kN}$$

$$V_{d,v} := 94.1 \text{ kN} \cdot 2 = 188.2 \cdot \text{kN}$$

$V_{d,v} > V_{Ed} \rightarrow \text{OK.}$

Forbindelse mellom B.2 og B.3:

Denne forbindelsen vurderer sammenkoblingen mellom bjelkelag 2, som er av typen HE240A og Bjelkelag 3, som er av typen HE240B. Det er antatt bruk av 20 mm bolter av kvalitet 8.8. Bjelkelag 2 er leddet i begge ender, slik at den boltede forbindelsen skal kun overføre skjær og noe momenter fra eksentrisitet. Det er vurdert to rader med bolter, hvor begge boltene skal ta opp skjær-kreftene. Dette er ikke en endelig dimensjonering, slik at videre vurderinger må bli gjort. Eksempelvis de sveiste forbindelsene.

Stiverplate:

Sjekker for plate med tykkelse 8mm. $t_s := 8\text{mm}$

Laskeplate:

Sjekker for plate med tykkelse 15mm. $t_l := 15\text{mm}$

Bolter: M20 8.8

$f_{ub} := 800\text{MPa}$ $f_u := 510\text{MPa}$

$\gamma_{M2} := 1.25$

$d_{bv} := 20\text{mm}$

$d_o := 22\text{mm}$

$f_{tdb} := 141.1\text{kN}$

$f_{tdl} := 120.6\text{kN}$

$A_s := 245\text{mm}^2$

$e := 70\text{mm}$

$e_{1v} := 30\text{mm}$

$e_{2v} := 47\text{mm}$

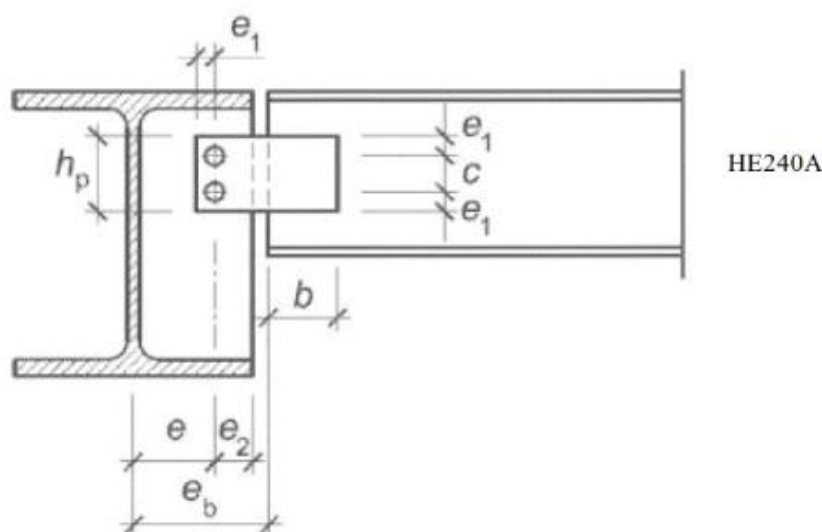
$e_b := 23\text{mm} + e + e_2 = 0.14\text{m}$

$b := 100\text{mm}$

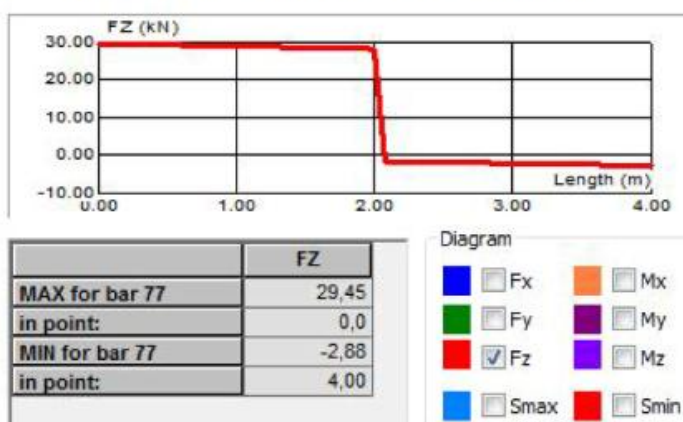
$c := 60\text{mm}$

$h_p := 120\text{mm}$

HE240B



Dimensjonerende laster for forbindelsen, fra byggetilstand:



Ut fra modellen er den største opptredende skjærkraften 30kN, men det velges å benytte største kranlast for en konservativ beregning. kranlasten for høyest belastet punkt er lik 34kN.

$$V_{Ed} := 34\text{kN}$$

Dimensjonering:

Bolter:

Antar M20 og n = 2 bolter. Avskjæringskapasiteten for full skafftversnit $n := 2$

$$F_{v,Rd} := \left(\frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot \pi \cdot d_b^2}{\gamma_{M2} \cdot 4} \right) = 120.637 \text{ kN}$$

Stiverplatens hullkantrykkapasitet: $k_1 := 2.5$

$$F_{b,stiver,Rd} := k_1 \cdot \left(\frac{e_2}{3 \cdot d_0} \right) \cdot \frac{f_u \cdot d_b \cdot t_s}{\gamma_{M2}} = 116.218 \text{ kN}$$

Laskeplatens hullkantrykkapasitet: $k_{1,w} := \min\left(2.8 \cdot \frac{30}{22} - 1.7, 2.5\right) = 2.118$

$$F_{b,lask,Rd} := k_1 \cdot \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0} \right) \cdot \frac{f_u \cdot d_b \cdot t_l}{\gamma_{M2}} = 117.848 \text{ kN}$$

$$F_{min,Rd} := \min(F_{v,Rd}, F_{b,stiver,Rd}, F_{b,lask,Rd}) = 116.218 \text{ kN}$$

For n=2 blir $y := \frac{c}{2}$ $x_{rc} := \frac{y^2}{e} = 12.857 \text{ mm}$

$$V_{Rd} := \frac{n \cdot F_{min,Rd}}{\sqrt{1 + \left(\frac{y}{x_{rc}}\right)^2}} = 91.561 \text{ kN} > V_{Ed} = 34\text{kN} \rightarrow \text{OK}$$

Vippekontroll: Eksentrisiteten fra den boltede forbindelsen fra bjelkelag 2 til bjelkelag 3 vil gi et torsjonsmoment i bjelkelag 3. En kontroll for vipping av bjelkelag 3 er dermed utført i Vedlegg xx. Denne beregningen er konservativ ettersom bjelkelag 3 i realiteten vil være delvis fastholdt av trebjelkelaget i overkant stålbjelke. En eksentrisitet på 70mm er benyttet og en skjærkraft lik 34 Kn ito punkter lang bjelken. Dette gir avrundet liken torsjonskraft på 13 kNm, som virker på den fritt opplagte bjelken. Den største

utnyttelsen fra denne kontrollen er maksimalt 65 %. Kapasiteten anses dermed å være tilfredstillende medregnet effekten fra vipping.

4.5 Valgte dimensjoner

Iht. dimensjoneringen gjort i de foregående kapitelene er det valgt konstruksjonselementer som beskrevet under.

4.5.1 Trebjelkelag – 2x48x198mm C30

Trebjelkelaget skal være av dimensjon 2x48x198mm av materialkvalitet C30. Senteravstand mellom bjelkene skal være c/c 200mm. Riktig festemateriell må dokumenteres for å sikre tilstrekkelig samvirke mellom hver enkelt 48x198mm i den ferdige 96x198mm bjelken.

4.5.2 Bjelkelag 1 – HE200A

For bjelkelag 1 er det valgt å benytte HE200A bjelker.

4.5.3 Bjelkelag 2 – HE240A

For bjelkelag 2 er det valgt å benytte HE240A bjelker, for å sikre nok kapasitet og plass til knutepunkt mellom bjelkelag 1 og 2.

4.5.4 Bjelkelag 3 – HE240B

For bjelkelag 3 er det valgt å benytte HE240B bjelker.

4.5.5 Søyler – RHSS 120x120mm

Søylene er definert for variasjon i søylelengde iht. Tabell 1.

Søylelengde [m]	Dimensjon [mm]	Utnyttelsesgrad [%]
$L \leq 5m$	RHSS 120x120x6,3	66
$5m < L \leq 5,5m$	RHSS 120x120x8	64
$5,5m < L \leq 6,2m$	RHSS 120x120x10	68

Tabell 1: Søyledimensjoner relativ til søylelengde.

4.5.6 Strekkstag – Ø24mm S460N

Strekkstagene er foreslått av typen Ø24mm med materialkvalitet S460N. Denne løsningen gir utnyttelse opp til 40%. Det skal bemerkes at den horisontale egenfrekvensen vil bli påvirket ved endring av disse elementene.

4.5.7 Bergbolter – Ø25mm

Bergboltene er anbefalt 3 m lange og med dimensjon Ø25. Det skal benyttes fire boltepunkter til hver fundamentplate. Kapasiteten til boltene er tilstrekkelig med materialkvalitet B500NC og en avstand fra forankringsplate til berg på opp til 200mm. Det skal understøpes med betong for å ta trykkraftene i fundamentet. Forankringsplaten er antatt med dimensjon 420mmx420mmx25mm for anslag av materialmengde.

5 Vedlegg

Vedlegg 1 Kranlast

Vedlegg 2 Lastkombinasjoner - Byggetilstand

Vedlegg 3 Lastkombinasjoner - Brudd- og bruksgrense

Vedlegg 4 Vindlaster

Vedlegg 5 Dimensjonering av Søylar

Vedlegg 6 Vippekontroll Bjelkelag 3

Vedlegg 1 Kranlast

Kranlast i Byggetilstand:

Unic cranes URW-376:

Egenvekt: $g_{kg} := 4000\text{kg}$

$$g_k := g_{kg} \cdot g = 39.227 \cdot \text{kN}$$

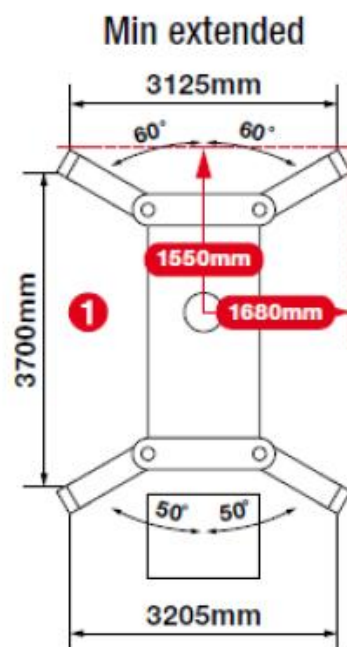
Lastevekt:

$$q_k := 550\text{kg} \cdot g = 5.394 \cdot \text{kN}$$

Ekstra vekt fra kranarm (antatt):

$$q_{k, \text{arm.senter}} := 500\text{kg} \cdot g = 4.903 \cdot \text{kN}$$

Dimensjoner:



Avstand fra hjul til senterlinje (tyndgepunkt):

$$l_{\text{bak.lengde}} := 3700\text{mm} - 1550\text{mm} = 2.15 \text{ m}$$

$$l_{\text{lengde}} := 3700\text{mm}$$

$$l_{\text{fremme.lengde}} := 1550\text{mm}$$

$$l_{\text{bredde}} := 3125\text{mm} = 3.125 \text{ m}$$

$$l_{\text{bak.bredde}} := \frac{3125\text{mm}}{2} = 1.563 \text{ m}$$

$$l_{\text{fremme.bredde}} := l_{\text{bak.bredde}} = 1.563 \text{ m}$$

$$l_{\text{arm}} := 6\text{m}$$

Kontroll av momentlikevekt med last 6m rett frem fra senter maskin:

$$\Sigma M@bakaksel = 0:$$

$$V_{\text{front}} := V_{\text{front}} \cdot l_{\text{langde}} - (g_k - q_{k,\text{arm.senter}}) \cdot l_{\text{bak.langde}} - (q_k) \cdot (l_{\text{arm}} + l_{\text{bak.langde}}) - q_{k,\text{arm.senter}} \cdot \left(\frac{l_{\text{arm}}}{2} + l_{\text{bak.langde}} \right)$$

$$V_{\text{front}} = 38.65 \cdot \text{kN}$$

$$\Sigma M@fremaksel = 0:$$

$$V_{\text{bak}} := -V_{\text{bak}} \cdot l_{\text{langde}} + (g_k - q_{k,\text{arm.senter}}) \cdot l_{\text{fremme.langde}} - (q_k) \cdot (l_{\text{arm}} - l_{\text{fremme.langde}}) - q_{k,\text{arm.senter}} \cdot \left(\frac{l_{\text{arm}}}{2} - l_{\text{fremme}} \right)$$

$$V_{\text{bak}} = 5.97 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{front}} + V_{\text{bak}} = 44.62 \cdot \text{kN}$$

$$P_{k1} := g_k + q_k = 44.62 \cdot \text{kN}$$

Last per hjul for fremre aksel:

$$P_{k,\text{fremme}} := \frac{V_{\text{front}}}{2} = 19.325 \cdot \text{kN}$$

Last per hjul for bakre aksel:

$$P_{k,\text{bak}} := \frac{V_{\text{bak}}}{2} = 2.985 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av momentlikevekt med last 6m ut, 45 grader fra kjøreretning:

Dekomponerer laster i x (lengderetning) og y (tverretning).

$$\text{Lengde ut fra senter maskin langs aksene: } l_{\text{arm},45} := l_{\text{arm}} \cdot \cos(45\text{deg}) = 4.243 \text{ m}$$

y-komponenten:

$$\Sigma M@bakaksel = 0:$$

$$V_{\text{front},y} := V_{\text{front},y} \cdot l_{\text{bredde}} - (g_k - q_{k,\text{arm.senter}}) \cdot l_{\text{bak.bredde}} - (q_k) \cdot (l_{\text{arm},45} + l_{\text{bak.bredde}}) - q_{k,\text{arm.senter}} \cdot \left(\frac{l_{\text{arm},45}}{2} + l_{\text{bak.bredde}} \right)$$

$$V_{\text{front},y} = 32.961 \cdot \text{kN}$$

$$\Sigma M@fremaksel = 0:$$

$$V_{bak.y} := -V_{bak.y} \cdot l_{bredde} + (g_k - q_{k.arm.senter}) \cdot l_{bak.bredde} - (q_k) \cdot (l_{arm.45} - l_{fremme.bredde}) - q_{k.arm.senter} \cdot \left(\frac{l_{arm.45}}{2} - \right)$$

$$V_{bak.y} = 11.659 \cdot \text{kN}$$

$$V_{front.y} + V_{bak.y} = 44.62 \cdot \text{kN}$$

$$P_{k,y} := g_k + q_k = 44.62 \cdot \text{kN}$$

Last per hjul for fremre aksel:

$$P_{k.fremme.y} := \frac{V_{front.y}}{2} = 16.481 \cdot \text{kN}$$

Last per hjul for bakre aksel:

$$P_{k.bak.y} := \frac{V_{bak.y}}{2} = 5.829 \cdot \text{kN}$$

x-komponenten:

$$\Sigma M@bakaksel = 0:$$

$$V_{front.x} := V_{front.x} \cdot l_{lengde} - (g_k - q_{k.arm.senter}) \cdot l_{bak.lengde} - (q_k) \cdot (l_{arm.45} + l_{bak.lengde}) - q_{k.arm.senter} \cdot \left(\frac{l_{arm.45}}{2} + \right)$$

$$V_{front.x} = 34.924 \cdot \text{kN}$$

$$\Sigma M@fremaksel = 0:$$

$$V_{bak.x} := -V_{bak.x} \cdot l_{lengde} + (g_k - q_{k.arm.senter}) \cdot l_{fremme.lengde} - (q_k) \cdot (l_{arm.45} - l_{fremme.lengde}) - q_{k.arm.senter} \cdot \left(\frac{l_{arm.45}}{2} - \right)$$

$$V_{bak.x} = 9.696 \cdot \text{kN}$$

$$V_{front.x} + V_{bak.x} = 44.62 \cdot \text{kN}$$

$$P_{k,x} := g_k + q_k = 44.62 \cdot \text{kN}$$

Last per hjul for fremre aksel:

$$P_{k.fremme.x} := \frac{V_{front.x}}{2} = 17.462 \cdot \text{kN}$$

Last per hjul for bakre aksel:

$$P_{k.bak.x} := \frac{V_{bak.x}}{2} = 4.848 \cdot \text{kN}$$

Totallast på høyest belastet hjul:

$$V_{max} := P_{k.fremme.x} + P_{k.fremme.y} = 33.943 \cdot \text{kN}$$

Totallast på nest høyest belastet hjul:

$$V_{min} := P_{k.fremme.x} + P_{k.bak.y} = 23.291 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg 2 Lastkombinasjoner - Byggetilstand

Combinations/Comp.	Definition
ULS/ 1	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12
ULS/ 2	Egenvekt*1.35
ULS/ 3	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12
ULS/ 4	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk H*1.12
ULS/ 5	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 6	Egenvekt*1.35 + Kran 1*1.35
ULS/ 7	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 8	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 9	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 10	Egenvekt*1.35 + Kran 2*1.35
ULS/ 11	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 12	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 13	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 14	Egenvekt*1.35 + Kran 3*1.35
ULS/ 15	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 16	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 17	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 18	Egenvekt*1.35 + Kran 4*1.35
ULS/ 19	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 20	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 21	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 22	Egenvekt*1.35 + Kran 5*1.35
ULS/ 23	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 24	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 25	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12
ULS/ 26	Egenvekt*1.00
ULS/ 27	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12
ULS/ 28	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12
ULS/ 29	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 30	Egenvekt*1.00 + Kran 1*1.35
ULS/ 31	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 32	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 33	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 34	Egenvekt*1.00 + Kran 2*1.35
ULS/ 35	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 36	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 37	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 38	Egenvekt*1.00 + Kran 3*1.35

Combinations/Comp.	Definition
ULS/ 39	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 40	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 41	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 42	Egenvekt*1.00 + Kran 4*1.35
ULS/ 43	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 44	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 45	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 46	Egenvekt*1.00 + Kran 5*1.35
ULS/ 47	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 48	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 49	Egenvekt*1.20
ULS/ 50	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 51	Egenvekt*1.20 + Kran 1*1.35
ULS/ 52	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 53	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 54	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 55	Egenvekt*1.20 + Kran 2*1.35
ULS/ 56	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 57	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 58	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 59	Egenvekt*1.20 + Kran 3*1.35
ULS/ 60	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 61	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 62	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 63	Egenvekt*1.20 + Kran 4*1.35
ULS/ 64	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 65	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 66	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 67	Egenvekt*1.20 + Kran 5*1.35
ULS/ 68	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 69	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 70	Egenvekt*1.00
ULS/ 71	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 72	Egenvekt*1.00 + Kran 1*1.35
ULS/ 73	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 74	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 1*1.35
ULS/ 75	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 76	Egenvekt*1.00 + Kran 2*1.35
ULS/ 77	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 78	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 2*1.35
ULS/ 79	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 80	Egenvekt*1.00 + Kran 3*1.35
ULS/ 81	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 82	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 3*1.35
ULS/ 83	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 84	Egenvekt*1.00 + Kran 4*1.35
ULS/ 85	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 86	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 4*1.35
ULS/ 87	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 88	Egenvekt*1.00 + Kran 5*1.35
ULS/ 89	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kran 5*1.35
ULS/ 90	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.12 + Kran 5*1.35

Combinations/Comp.	Definition
ULS/ 91	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60
ULS/ 92	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60
ULS/ 93	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.60
ULS/ 94	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 1*1.35
ULS/ 95	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 1*1.35
ULS/ 96	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 1*1.35
ULS/ 97	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 2*1.35
ULS/ 98	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 2*1.35
ULS/ 99	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 2*1.35
ULS/ 100	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 3*1.35
ULS/ 101	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 3*1.35
ULS/ 102	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 3*1.35
ULS/ 103	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 4*1.35
ULS/ 104	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 4*1.35
ULS/ 105	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 4*1.35
ULS/ 106	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 5*1.35
ULS/ 107	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 5*1.35
ULS/ 108	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 5*1.35
ULS/ 109	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60
ULS/ 110	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60
ULS/ 111	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.60
ULS/ 112	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 1*1.35
ULS/ 113	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 1*1.35
ULS/ 114	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 1*1.35
ULS/ 115	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 2*1.35
ULS/ 116	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 2*1.35
ULS/ 117	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 2*1.35
ULS/ 118	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 3*1.35
ULS/ 119	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 3*1.35
ULS/ 120	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 3*1.35
ULS/ 121	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 4*1.35
ULS/ 122	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 4*1.35
ULS/ 123	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 4*1.35
ULS/ 124	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 5*1.35
ULS/ 125	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kran 5*1.35
ULS/ 126	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.60 + Kran 5*1.35
SLS:CHR/ 1	Egenvekt*1.00
SLS:CHR/ 2	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 1*1.00
SLS:CHR/ 3	Egenvekt*1.00 + Kran 1*1.00
SLS:CHR/ 4	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kran 1*1.00
SLS:CHR/ 5	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 1*1.00
SLS:CHR/ 6	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 2*1.00
SLS:CHR/ 7	Egenvekt*1.00 + Kran 2*1.00
SLS:CHR/ 8	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kran 2*1.00
SLS:CHR/ 9	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 2*1.00
SLS:CHR/ 10	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 3*1.00
SLS:CHR/ 11	Egenvekt*1.00 + Kran 3*1.00
SLS:CHR/ 12	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kran 3*1.00
SLS:CHR/ 13	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 3*1.00
SLS:CHR/ 14	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 4*1.00
SLS:CHR/ 15	Egenvekt*1.00 + Kran 4*1.00
SLS:CHR/ 16	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kran 4*1.00

Combinations/Comp.	Definition
SLS:CHR/ 17	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 4*1.00
SLS:CHR/ 18	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 5*1.00
SLS:CHR/ 19	Egenvekt*1.00 + Kran 5*1.00
SLS:CHR/ 20	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kran 5*1.00
SLS:CHR/ 21	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*0.70 + Kran 5*1.00
SLS:CHR/ 22	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00
SLS:CHR/ 23	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00
SLS:CHR/ 24	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00
SLS:CHR/ 25	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 1*1.00
SLS:CHR/ 26	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kran 1*1.00
SLS:CHR/ 27	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 1*1.00
SLS:CHR/ 28	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 2*1.00
SLS:CHR/ 29	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kran 2*1.00
SLS:CHR/ 30	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 2*1.00
SLS:CHR/ 31	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 3*1.00
SLS:CHR/ 32	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kran 3*1.00
SLS:CHR/ 33	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 3*1.00
SLS:CHR/ 34	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 4*1.00
SLS:CHR/ 35	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kran 4*1.00
SLS:CHR/ 36	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 4*1.00
SLS:CHR/ 37	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 5*1.00
SLS:CHR/ 38	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kran 5*1.00
SLS:CHR/ 39	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk H*1.00 + Kran 5*1.00

Vedlegg 3 Lastkombinasjoner - Brudd- og bruksgrense

Combinations/C omp.	Definition
ULS/ 1	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 2	Egenvekt*1.35 + Vind u/trafikk V*1.12 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 3	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05
ULS/ 4	Egenvekt*1.35
ULS/ 5	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12
ULS/ 6	Egenvekt*1.35 + Vind u/trafikk V*1.12
ULS/ 7	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 8	Egenvekt*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 9	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1
ULS/ 10	Egenvekt*1.35 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 11	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 12	Egenvekt*1.35 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 13	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 14	Egenvekt*1.35 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 15	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 16	Egenvekt*1.35 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 17	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.
ULS/ 18	Egenvekt*1.35 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 19	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 20	Egenvekt*1.35 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 21	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 22	Egenvekt*1.35 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 23	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 24	Egenvekt*1.35 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 25	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 26	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 27	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05
ULS/ 28	Egenvekt*1.00
ULS/ 29	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12
ULS/ 30	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12
ULS/ 31	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 32	Egenvekt*1.00 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 33	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1
ULS/ 34	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 35	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 36	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 37	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 38	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94

Combinations/C omp.	Definition
ULS/ 39	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 40	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 41	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.
ULS/ 42	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 43	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 44	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 45	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 46	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 47	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 48	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 49	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 50	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 51	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12
ULS/ 52	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12
ULS/ 53	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 54	Egenvekt*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 55	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*
ULS/ 56	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 57	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 58	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 59	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 60	Egenvekt*1.35 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 61	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1
ULS/ 62	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 63	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 64	Egenvekt*1.35 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 65	Egenvekt*1.35 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 66	Egenvekt*1.35 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 67	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 68	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 69	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12
ULS/ 70	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12
ULS/ 71	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 72	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 73	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*
ULS/ 74	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 75	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 76	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 77	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 78	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 79	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1
ULS/ 80	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 81	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 82	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 83	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 84	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 85	Egenvekt*1.20
ULS/ 86	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1
ULS/ 87	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 88	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 89	Egenvekt*1.20 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 90	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35

Combinations/C omp.	Definition
ULS/ 91	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 92	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 93	Egenvekt*1.20 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 94	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 95	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 96	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 97	Egenvekt*1.20 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 98	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 99	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 100	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 101	Egenvekt*1.20 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 102	Egenvekt*1.00
ULS/ 103	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 104	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 105	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 106	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 107	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 108	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 109	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 110	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 111	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 112	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 113	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 114	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 115	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 116	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 117	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 118	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 119	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*
ULS/ 120	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 121	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 122	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 123	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 124	Egenvekt*1.20 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 125	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 126	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 127	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 128	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 129	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 130	Egenvekt*1.20 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 131	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*
ULS/ 132	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 133	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 134	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*1.35
ULS/ 135	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 136	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 137	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 138	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 139	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 140	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*1.35
ULS/ 141	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 142	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*1.35 + Vind m/traff H*1.12

Combinations/C omp.	Definition
ULS/ 143	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 144	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.60 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 145	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60
ULS/ 146	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.60
ULS/ 147	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 148	Egenvekt*1.20 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 149	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1
ULS/ 150	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 151	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 152	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 153	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 154	Egenvekt*1.20 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 155	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.
ULS/ 156	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 157	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 158	Egenvekt*1.20 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 159	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 160	Egenvekt*1.20 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 161	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 162	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.60 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 163	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60
ULS/ 164	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.60
ULS/ 165	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 166	Egenvekt*1.00 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 167	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1
ULS/ 168	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 169	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 170	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 171	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 172	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 173	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.
ULS/ 174	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 175	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 176	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 177	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 178	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.60
ULS/ 179	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 180	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 181	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.60
ULS/ 182	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60
ULS/ 183	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 184	Egenvekt*1.20 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 185	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*
ULS/ 186	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 187	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 188	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 189	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 190	Egenvekt*1.20 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 191	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1
ULS/ 192	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 193	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 194	Egenvekt*1.20 + Vind m/trafikk V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94

Combinations/C omp.	Definition
ULS/ 195	Egenvekt*1.20 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 196	Egenvekt*1.20 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 197	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff V*1.60 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 198	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff V*1.60 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 199	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff V*1.60
ULS/ 200	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff V*1.60
ULS/ 201	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 202	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 203	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*
ULS/ 204	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 205	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 206	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff V*1.60 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 207	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 208	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 209	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1
ULS/ 210	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 211	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Vind m/traff V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 212	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff V*1.60 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 213	Egenvekt*1.00 + Snø*1.05 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 214	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.60
ULS/ 215	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 216	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50
ULS/ 217	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12
ULS/ 218	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 219	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1
ULS/ 220	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 221	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 222	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 223	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.
ULS/ 224	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 225	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 226	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 227	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 228	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50
ULS/ 229	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12
ULS/ 230	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 231	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1
ULS/ 232	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 233	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 234	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 235	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.
ULS/ 236	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 237	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind u/traff V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 238	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind u/traff H*1.12
ULS/ 239	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind m/traff V*1.12 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 240	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind m/traff V*1.12
ULS/ 241	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 242	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind m/traff V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*
ULS/ 243	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind m/traff V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 244	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 245	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind m/traff V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1
ULS/ 246	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Vind m/traff V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94

Combinations/C omp.	Definition
ULS/ 247	Egenvekt*1.20 + Snø*1.50 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 248	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind m/trafikk V*1.12 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 249	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind m/trafikk V*1.12
ULS/ 250	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 251	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*
ULS/ 252	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind m/trafikk V*1.12 + Ganglast (GR1)*0.94
ULS/ 253	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Ganglast (GR1)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
ULS/ 254	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1
ULS/ 255	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Vind m/trafikk V*1.12 + Kjøretøy (Gr2)*0.94
ULS/ 256	Egenvekt*1.00 + Snø*1.50 + Kjøretøy (Gr2)*0.94 + Vind m/traff H*1.12
SLS:CHR/ 1	Egenvekt*1.00
SLS:CHR/ 2	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind u/traff H*0
SLS:CHR/ 3	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 4	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00
SLS:CHR/ 5	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*1.00
SLS:CHR/ 6	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00
SLS:CHR/ 7	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00
SLS:CHR/ 8	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 9	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 10	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind u/traff H*0.
SLS:CHR/ 11	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 12	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00
SLS:CHR/ 13	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*1.00
SLS:CHR/ 14	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00
SLS:CHR/ 15	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00
SLS:CHR/ 16	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 17	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 18	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind m/traff H*
SLS:CHR/ 19	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 20	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00
SLS:CHR/ 21	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00
SLS:CHR/ 22	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 23	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*1.00 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 24	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind m/traff H*0
SLS:CHR/ 25	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 26	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00
SLS:CHR/ 27	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00
SLS:CHR/ 28	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 29	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*1.00 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 30	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*1.00 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 31	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.00 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 32	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*1.00
SLS:CHR/ 33	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.00
SLS:CHR/ 34	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 35	Egenvekt*1.00 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 36	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind u/traff H*1
SLS:CHR/ 37	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 38	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70
SLS:CHR/ 39	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70
SLS:CHR/ 40	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 41	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 42	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind u/traff H*1.

Combinations/Comp.	Definition
SLS:CHR/ 43	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 44	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind u/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70
SLS:CHR/ 45	Egenvekt*1.00 + Vind u/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70
SLS:CHR/ 46	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 47	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind u/traff H*1.00
SLS:CHR/ 48	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 49	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 50	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*1.00
SLS:CHR/ 51	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00
SLS:CHR/ 52	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 53	Egenvekt*1.00 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 54	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind m/traff H*
SLS:CHR/ 55	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 56	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70
SLS:CHR/ 57	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70
SLS:CHR/ 58	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 59	Egenvekt*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 60	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind m/traff H*1
SLS:CHR/ 61	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 62	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70
SLS:CHR/ 63	Egenvekt*1.00 + Vind m/trafikk V*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70
SLS:CHR/ 64	Egenvekt*1.00 + Snø*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 65	Egenvekt*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind m/traff H*1.00
SLS:CHR/ 66	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 67	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00
SLS:CHR/ 68	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70
SLS:CHR/ 69	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 70	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind u/traff H*0
SLS:CHR/ 71	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70
SLS:CHR/ 72	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*0.70
SLS:CHR/ 73	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 74	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind u/traff H*0.
SLS:CHR/ 75	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70
SLS:CHR/ 76	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind u/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*0.70
SLS:CHR/ 77	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind u/traff H*0.70
SLS:CHR/ 78	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 79	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70
SLS:CHR/ 80	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 81	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind m/traff H*
SLS:CHR/ 82	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Ganglast (GR1)*0.70
SLS:CHR/ 83	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Ganglast (GR1)*0.70 + Vind m/traff H*0.70
SLS:CHR/ 84	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind m/traff H*0
SLS:CHR/ 85	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Vind m/trafikk V*0.70 + Kjøretøy (Gr2)*0.70
SLS:CHR/ 86	Egenvekt*1.00 + Snø*1.00 + Kjøretøy (Gr2)*0.70 + Vind m/traff H*0.70

Vedlegg 4 Vindlaster

Vindkasthastighetstrykk, NS-EN 1991-1-4

Høyden av brua over terreng : $z_1 := 20\text{ m}$

Referansevinshastighet : $v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ (Tab NA.4(901.1)) Broens beliggenhet : Område := O1 (O1 / O2 / O3) $H_s := 170\text{ m}$ (H.o.h.)

$c_{dir} := 1.00$ retningsfaktor Tab. NA.4(901.4)

$c_{season} := 1.00$ årsfaktor Tab. A3

$c_{alt} := 1.00$ nivåfaktor Tab. A5 $H_0 = 900\text{ m}$ $H_{topp} = 1500\text{ m}$

$c_{prob} := 1.00$ sannsynlighetsfaktor (1.0 for 50 års returperiode)

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

Terrengruhetskategorier Terrengkategori på byggeplass : Kategori := katIII (B)

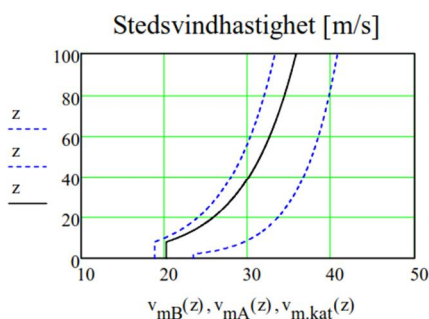
(kat0 / katI / katII / katIII / katIV) : Nabokategori : Nabokat := katI (A)

Bruens avstand fra nabokategori : $\chi_B := 4000\text{ m}$ (maks 10.000 m)

$v_{mB}(z) := c_{rB}(z) \cdot v_b$ $v_{mB}(z_1) = 24.02 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

$v_{mA}(z) := c_{rA}(z) \cdot v_b$ $v_{mA}(z_1) = 33.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

$v_{m.kat}(z_1) = 25.85 \frac{\text{m}}{\text{s}}$



Topografi :

Topografiform (ingen/ås/skrå/bratt1/bratt2/le) top := bratt1

Data for ås eller skrå :

Avstand fra lokal topp til byggested $x := 300\text{ m}$

Høyde på ås/skråning ved byggested $H_1 := 340\text{ m}$

Lengde ås/skråning ved byggested $L_H := 300\text{ m}$

Bredde på ås/skråning $B := 1000\text{ m}$

Lengde ås/skråning ved topp $L_0 := 1000\text{ m}$

Høyde på skjermende ås $H_{sv} := 0 \cdot \text{m}$
 Avstand til skjermende ås $L_s := 0 \text{m}$

$\frac{H}{L_H} = 1.13$ $\frac{B}{L_0} = 1.00$

Maks verdi på x : $x_{\text{max}} := k_{\text{virk}} \cdot L_H$ $x_{\text{max}} = 0 \text{m}$
 $k_{\text{virk}} = 0$ $\Delta S_{z\text{maks}} = 0.00$

Topografifaktorer $k_I = 1.75$ $c_t(z_1) = 0.90$

Stedsvindhastighet $v_m(z) := c_0(z) \cdot v_{m,\text{kat}}(z)$ $c_0(z_1) = 0.90$ $v_m(z_1) = 23.26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

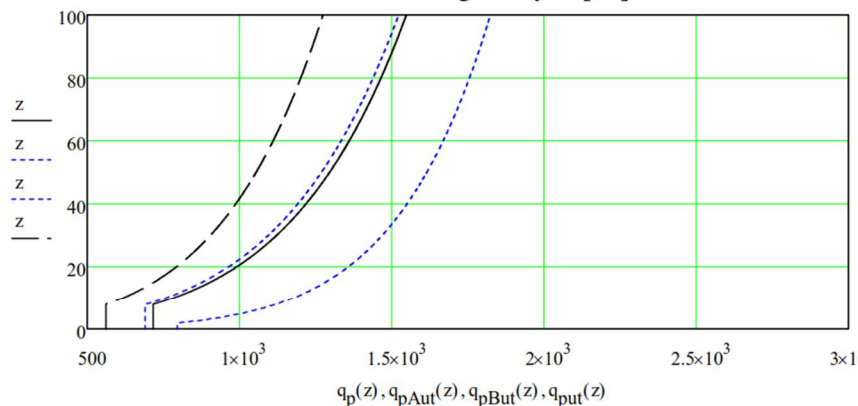
Stedsvindhastighetstrykk $q_m(z) := \frac{\rho}{2} \cdot v_m(z)^2$ $q_m(z_1) = 0.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindkasthastighetstrykk $k_p = 3.5$ $I_v(z_1) = 0.27$ $(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_1)) = 2.92$

$q_p(z_1) = 0.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$v_p = 39.77 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

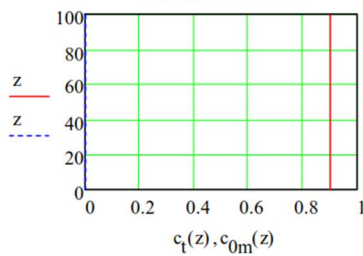
Vindkasthastighetstrykk [Pa]



$q_p(z) \cdot q_{p\text{Aut}}(z) \cdot q_{p\text{But}}(z) \cdot q_{p\text{ut}}(z)$

\\sweco.se\NO\Oppdrag\BRG\515\26481005 Løvstien delstrekning 2\12 Arbeidsmappe\RIB\Beregningsrapport\Beregningsfiler

Topografifaktor



Topografiforsterkning i høyde $z_1 = 20\text{ m}$

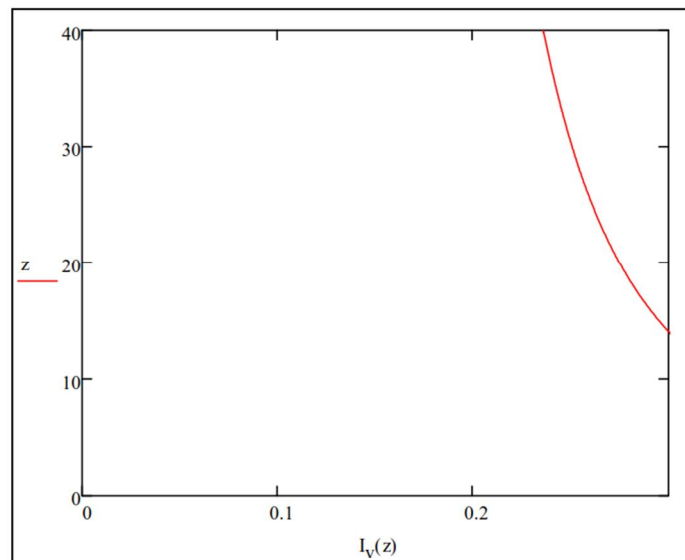
$$\frac{q_p(z_1)}{q_{put}(z_1)} = 1.25$$

$$q_{\max Z} = 1.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk :

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
$T^T =$	0	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50
	1	0.72	0.78	0.90	0.99	1.06	1.12	1.17	1.22	1.26	kast 1

Turbulensintensitet:



$z := z_1 = 20\text{ m}$

$$I_v(z_1) = 0.27$$

\\sweco.se\NO\Oppdrag\BRG\515\26481005 Løvstien delstreking 2\12 Arbeidsmappe\RIB\Beregningsrapport\Beregningsfiler

Kap 8

Last i vindretning på overbygning

fig 8.2

Høyde tverrsnitt uten rekkverk : $d := 0.5\text{m}$

Bredde bru : $b := 3.75\text{m}$

Høyde rekkverk: $d_1 := 1.3\text{m}$

Figur 8.3

V1 Vind uten trafikk:

$$q_{pV1o} := q_p(z_1) = 0.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$d_{\text{tot.V1}} := d + d_1 = 1.8\text{m}$$

Har broen rekkverk på 1 eller 2 sider? $\text{Rekkverk} := 1$

Hvilke type rekkverk har broen? $\text{Type} := 3$

Åpen bilavviser **eller** åpent rekkverk 1
 Massiv bilavviser eller massivt rekkverk 2
 Åpen bilavviser **og** åpent rekkverk 3

Figur 8.3:

Med rekkverk

$$c_{fx.V1o} := \begin{cases} 2.4 & \text{if } \frac{b}{d_{\text{tot.V1}}} \leq 0.4 \\ 2.5 - 0.3 \left(\frac{b}{d_{\text{tot.V1}}} \right) & \text{if } 0.4 < \frac{b}{d_{\text{tot.V1}}} \leq \text{verdi2} \\ \text{verdi1} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.88$$

Pkt 8.3.1(3)

Tverrfall på overbygningen $\alpha := \text{atan}(2\%) = 1.15\text{-deg}$

$$\text{korreksjon} := \min(\alpha \cdot 3\%, 25\%) = 3.44\%$$

Korreksjon for helning av tverrsnittet $c_{fx.V1o} := c_{fx.V1o} \cdot (1 + \text{korreksjon}) = 1.94$

Tabell 8.1

Referanseareal

$$A_{\text{ref.V1}} = 1.1\text{m}$$

$$q_{V1o} := c_{fx.V1o} \cdot A_{\text{ref.V1}} \cdot q_{pV1o} = 2.11 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad e_{V1} := \frac{A_{\text{ref.V1}}}{2} - d = 50\text{-mm}$$

Verdien er brukt videre i Robot

Plassering av tyngdepunkt

Tyngdepunkt konstruktiv betong: $y_{\text{tp}} := 0.5935\text{mm}$ $x_{\text{tp}} := 0\text{mm}$

Avstand UK. bjelke - resultat av vindlast: $h_{\text{res.V1}} := \frac{A_{\text{ref.V1}}}{2} = 550\text{-mm}$

Eksentrisitet resultat - node i Robot $e_{V1} := h_{\text{res.V1}} - d = 50\text{-mm}$

Vedlegg 5 Dimensjonering av Søylar

$L < 5m$ (RHSS120x120x6.3):



Dimensjonering av Søylar

Ståltverrsnitt - Søyle - HUB120x120x6,3

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.2.0
Standard	tvverrsnitt
Lisenseier	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg Sweco Norge AS

Laget av: _____ Dato: 30. oktober 2017

Kontrollert av: _____ Dato: _____

Dimensjonering av Søylar

30.10.2017

Materiale

Stålsort	Stålsort	S 355 H
Materialfaktor ved spenningskontroll	γ_{M0}	1,05
Materialfaktor ved stabilitetskontroll	γ_{M1}	1,05
Materialfaktor ved branndimensjonering	$\gamma_{M,fi}$	1,00

Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	VFHUP 120x120 -6.3
------------------	------------	-----------------------

Tverrsnittet er egendefinert

Stavdata

Stavens lengde	L	5,0 m
Knekkklengde om horisontalaksen	$L_{cr,y}$	5,0 m
Knekkklengde om vertikalaksen	$L_{cr,z}$	5,0 m
Knekkklengde ved torsjonsknekking	$L_{cr,T}$	5,0 m
Avstanden mellom punkter med avstivning mot vipping	L_{LT}	- m
Knekkklengdefaktor k_y	k_y (sterk)	-
Knekkklengdefaktor k_z	k_z (svak)	-
Knekkklengdefaktor k_w	k_w	-
Avstand mellom tverrstivere	a	0,0 m
Utforming av endestivere	Endestivere	Myke

Snittkrefter

Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	z_g [mm]
ULS		0	0	0	0	-260	0

Interaksjon og vipping

Navn	$C_{my,B}$	$C_{mz,B}$	$C_{mLT,B}$
ULS	1,00	1,00	1,00

Spenningskontroll

Sammendrag

Navn	Klasse	U_{tn}	$U_{tn_{M+N}}$	$U_{tn_{V+T}}$	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	$V_{z',Rd}$ [kN]	$V_{y',Rd}$ [kN]	N_{Rd} [kN]	T_{Rd} [kNm]
ULS	1	0,27	0,27	0,00	40	40	275	275	-952	32

Global stabilitet

Sammendrag

Navn	Klasse	U_{tn_1}	U_{tn_2}	$U_{tn_{LT}}$	$U_{tn_{TF}}$	$U_{tn_{F,y}}$	$U_{tn_{F,z}}$	U_{tn_T}
ULS	1		-	-	-	-	0,66	0,66

5m < L < 5.5m (RHSS120x120x8):



Dimensjonering av Søylar

Ståltverrsnitt - Søyle - HUB120x120x8

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.2.0
	tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Sweco Norge AS

Laget av: _____ Dato: 30. oktober 2017

Kontrollert av: _____ Dato: _____

Dimensjonering av Søylar
Ståltverrsnitt - Søyle - HUB120x120x8

30.10.2017

Materiale

Stålsort	Stålsort	S 355 H
Materialfaktor ved spenningskontroll	γ_{M0}	1,05
Materialfaktor ved stabilitetskontroll	γ_{M1}	1,05
Materialfaktor ved branndimensjonering	$\gamma_{M,fi}$	1,00

Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	VFHUP 120x120 -8
------------------	------------	---------------------

i Tverrsnittet er egendefinert

Stavdata

Stavens lengde	L	5,5 m
Knekk lengde om horisontalaksen	$L_{cr,y}$	5,5 m
Knekk lengde om vertikalaksen	$L_{cr,z}$	5,5 m
Knekk lengde ved torsjonsknekking	$L_{cr,T}$	5,5 m
Avstanden mellom punkter med avstivning mot vipping	L_{LT}	- m
Knekk lengdefaktor k_y	k_y (sterk)	-
Knekk lengdefaktor k_z	k_z (svak)	-
Knekk lengdefaktor k_w	k_w	-
Avstand mellom tverrstivere	a	0,0 m
Utforming av endestivere	Endestivere	Myke

Snittkrefter

Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	z_g [mm]
ULS		0	0	0	0	-260	0

Interaksjon og vipping

Navn	$C_{my, B}$	$C_{mz, B}$	$C_{mLT, B}$
ULS	1,00	1,00	1,00

Spenningskontroll

Sammendrag

Navn	Klasse	U_{tn}	$U_{tn_{M+N}}$	$U_{tn_{V+T}}$	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	$V_{z',Rd}$ [kN]	$V_{y',Rd}$ [kN]	N_{Rd} [kN]	T_{Rd} [kNm]
ULS	1	0,22	0,22	0,00	49	49	342	342	-1 186	39

Global stabilitet

Sammendrag

Navn	Klasse	U_{tn1}	U_{tn2}	$U_{tn_{LT}}$	$U_{tn_{TF}}$	$U_{tn_{F,y}}$	$U_{tn_{F,z}}$	U_{tn_T}
ULS	1		-	-	-	-	0,64	0,64

5,5m < L ≤ 6,2m (RHSS120x120x10):



Dimensjonering av Søyler

Ståltverrsnitt - Søyler - HUB120x120x10

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.2.0
Standard	tverrsnitt
Lisenseier	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg Sweco Norge AS

Laget av: _____ Dato: 30. oktober 2017

Kontrollert av: _____ Dato: _____

Dimensjonering av Søyler

30.10.2017

Dimensjonering av Søylar
Ståltverrsnitt - Søyle - HUB120x120x10

30.10.2017

Materiale

Stålsort	Stålsort	S 355 H
Materialfaktor ved spenningskontroll	γ_{M0}	1,05
Materialfaktor ved stabilitetskontroll	γ_{M1}	1,05
Materialfaktor ved branndimensjonering	$\gamma_{M,fi}$	1,00

Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	VFHUP 120x120 -10
------------------	------------	----------------------

 Tverrsnittet er egendefinert

Stavdata

Stavens lengde	L	6,2 m
Knekk lengde om horisontalaksen	$L_{cr,y}$	6,2 m
Knekk lengde om vertikalaksen	$L_{cr,z}$	6,2 m
Knekk lengde ved torsjonsknekking	$L_{cr,T}$	6,2 m
Avstanden mellom punkter med avstivning mot vipping	L_{LT}	- m
Knekk lengdefaktor k_y	k_y (sterk)	-
Knekk lengdefaktor k_z	k_z (svak)	-
Knekk lengdefaktor k_w	k_w	-
Avstand mellom tverrstivere	a	0,0 m
Utforming av endestivere	Endestivere	Myke

Snittkrefter

Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	z_g [mm]
ULS	0	0	0	0	-260	0	100

Interaksjon og vipping

Navn	$C_{my, B}$	$C_{mz, B}$	$C_{mLT, B}$
ULS	1,00	1,00	1,00

Spenningskontroll

Sammendrag

Navn	Klasse	U_{tn}	$U_{tn_{M+N}}$	$U_{tn_{V+T}}$	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	$V_{z',Rd}$ [kN]	$V_{y',Rd}$ [kN]	N_{Rd} [kN]	T_{Rd} [kNm]
ULS	1	0,18	0,18	0,00	59	59	418	418	-1 447	47

Global stabilitet

Sammendrag

Navn	Klasse	U_{tn_1}	U_{tn_2}	$U_{tn_{LT}}$	$U_{tn_{TF}}$	$U_{tn_{F,y}}$	$U_{tn_{F,z}}$	U_{tn_T}
ULS	1	-	-	-	-	0,68	0,68	-

Vedlegg 6 Vippekontroll Bjelkelag 3



Løvstien

Ståltverrsnitt - Bjelkelag 3 - HE240B - Vippekontroll

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.2.0
Standard	tvverrsnitt
Lisenseier	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg Sweco Norge AS

Laget av: _____ Dato: 5. november 2017

Kontrollert av: _____ Dato: _____

Løvstien 05.11.2017

05.11.2017

Løvstien
Ståltverrsnitt - Bjelkelag 3 - HE240B -
Vippekontroll

Materiale

Stålsort	Stålsort	S 355
Materialfaktor ved spenningskontroll	γ_{M0}	1,05
Materialfaktor ved stabilitetskontroll	γ_{M1}	1,05
Materialfaktor ved branndimensjonering	$\gamma_{M,fi}$	1,00

Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 240 B
------------------	------------	----------

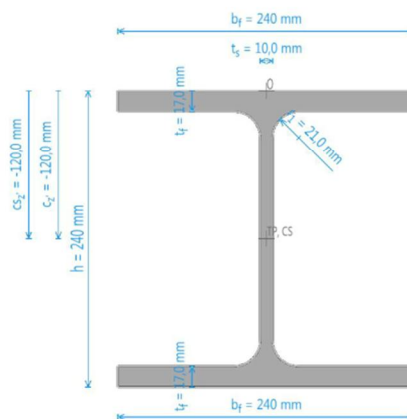
Tverrsnittet er egendefinert

Stavdata

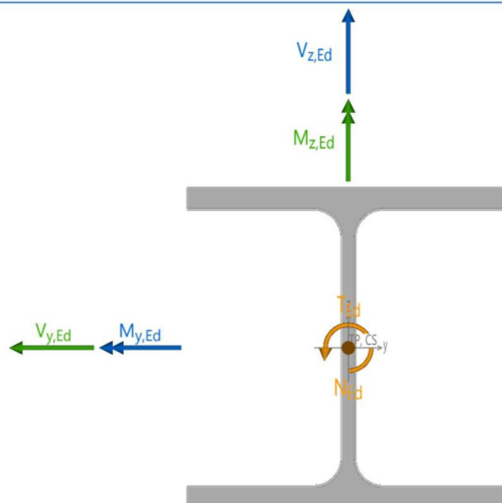
Stavens lengde	L	5,6 m
Knekk lengde om horisontalaksen	$L_{cr,y}$	5,6 m
Knekk lengde om vertikalaksen	$L_{cr,z}$	5,6 m
Knekk lengde ved torsjonsknekking	$L_{cr,T}$	5,6 m
Avstanden mellom punkter med avstivning mot vipping	L_{LT}	5,6 m
Knekk lengdefaktor k_y	k_y (sterk)	1,0
Knekk lengdefaktor k_z	k_z (svak)	1,0
Knekk lengdefaktor k_w	k_w	1,0
Avstand mellom tverrstivere	a	0,0 m
Utforming av endestivere	Endestivere	Myke

Tverrsnittsdata

Høyde	h	240 mm
Flensbredde	b_f	240 mm
Flenstykkelse	t_f	17,0 mm
Stegtykkelse	t_s	10,0 mm
Radius	r_1	21,0 mm
Radius	r_2	0,0 mm
Helningen til flensene	Helning	0,0 %



Snittkrefter



Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	z_g [mm]
Felt	117	0	49	0	0	13	0
Opplegger	0	0	49	0	0	13	0

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- $M_{y,Ed}$: Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.
- $M_{z,Ed}$: Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.
- $V_{z,Ed}$: Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.
- $V_{y,Ed}$: Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.
- N_{Ed} : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.
- T_{Ed} : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.
- z_g : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

Interaksjon og vipping

Navn	k_c	C1	C2	C3	$C_{m y, B}$	$C_{m z, B}$	$C_{m T, B}$
Felt	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Opplegger	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- k_c : Korreksjonsfaktor for relativ slankhet (se EN 1993-1-1, Tabell 6.6).
- C1 : Konstanten C1 i vippingsberegningen (se EN 1999-1-1, Tillegg I).
- C2 : Konstanten C2 i vippingsberegningen (se EN 1999-1-1, Tillegg I).
- C3 : Konstanten C3 i vippingsberegningen (se EN 1999-1-1, Tillegg I).
- $C_{m y, B}$: Ekvivalent momentfaktor om y-akse (se EN 1993-1-1, Tillegg B).
- $C_{m z, B}$: Ekvivalent momentfaktor om z-akse (se EN 1993-1-1, Tillegg B).

05.11.2017

Løvtien
Ståltvernsnitt - Bjelkelag 3 - HE240B -
Vippekontroll

Navn	k_c	C1	C2	C3	$C_{m,y,B}$	$C_{m,z,B}$	$C_{mLT,B}$
$C_{mLT,B}$: Ekvivalent momentfaktor for vipping (se EN 1993-1-1, Tillegg B).						

Spenningskontroll

Sammendrag

Navn	Klasse	U _{tn}	U _{tn,M+N}	U _{tn,V+T}	M _{y,Rd} [kNm]	M _{z,Rd} [kNm]	V _{z',Rd} [kN]	V _{y',Rd} [kN]	N _{Rd} [kN]	T _{Rd} [kNm]
Felt	1	0,64	0,34	0,64	346	164	631	1 380	3 483	20
Opplegger	1	0,65	0,00	0,65	346	164	631	1 380	3 483	20

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
 Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
 U_{tn} : Spenningsutnyttelse.
 U_{tn,M+N} : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
 U_{tn,V+T} : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
 M_{y,Rd} : Mommentkapasitet om horisontal akse.
 M_{z,Rd} : Mommentkapasitet om vertikal akse.
 V_{z',Rd} : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
 V_{y',Rd} : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
 N_{Rd} : Normalkraftkapasiteten.
 T_{Rd} : Torsjonskapasiteten.

Global stabilitet

Sammendrag

Navn	Klasse	U _{tn1}	U _{tn2}	U _{tnLT}	U _{tnTF}	U _{tnF,y}	U _{tnF,z}	U _{tnT}
Felt	1	-	-	0,42	-	-	-	-
Opplegger	1	-	-	-	-	-	-	-

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
 Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
 U_{tn1} : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
 U_{tn2} : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
 U_{tnLT} : Utnyttelse for vipping.
 U_{tnTF} : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
 U_{tnF,y} : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
 U_{tnF,z} : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
 U_{tnT} : Utnyttelse for torsjonsknekking.