



MASTER/BACHELOROPPGAVE:

Dimensjonering av gangbru

FORFATTERE:

Terje Kristoffersen
Bjørnar Høistad
Eirik Olastuen

Dato: 23.05.2012

Presentasjon av bacheloroppgaven

Tittel:	Dimensjonering av gangbru	Dato : 23.05.12
Deltaker(e)/	Terje Kristoffersen	
	Eirik Olastuen	
	Bjørnar Høistad	
Veileder(e):	Marthin Landgraff	
Evt. oppdragsgiver:	Høgskolen i Gjøvik	
Stikkord/nøkkelord (3-5 stk)	Gangbru, fagverk, tverrspent dekke, miljø, økonomi	
Antall sider/ord:23079	Antall vedlegg:13	Publiseringsavtale inngått: ja
Kort beskrivelse av master/bacheloroppgaven:		
<p>Oppgaven går ut på å dimensjonere en gangbru over riksvei 7 på Hardangervidda. Og se spesielt på dimensjonering av fagverk, avstivning, tverrspent dekke, tekniske løsninger, miljø og økonomi.</p> <p>Resultatene bygger på metoder beskrevet i Håndbok 185, Eurokode 1(laster), Eurokode 3(stål) og Eurokode 5(tre). Det har blitt benyttet Focus Konstruksjon 2010 til å beregne krefter som virker på fagverket og Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 til å analysere det tverrspente dekket. Dimensjoneringen er basert på manuelle beregninger og excel regneark.</p>		

Forord

Denne bacheloroppgaven er utarbeidet våren 2012, på avdelingen Teknologi, Økonomi og ledelse ved Høgskolen i Gjøvik.

Ved starten av dette prosjektet var mye av det vi har vært igjennom i dette prosjektet ukjent, ingen av oss hadde nevneverdige kunnskaper om dimensjonering av bru og tverrspent dekke. Dette har vi dermed satt oss inn i selv med veiledning fra veileder.

Denne oppgaven bygger i hovedsak på Eurokode 5(tre), Eurokode 3(stål), Eurokode 1(laster) og Statens vegvesens håndbok 185 2011. Det er benyttet beregningsprogrammer og manuelle beregninger basert på de Eurokodene som er relevante for prosjektering av brua og dekket. Det er også benyttet andre relevante kilder som er oppgitt i referanseliste. Tegninger og detaljer har vi fått fra Sweco lillehammer.

Syljuåsen Oppland AS har bistått med data angående økonomien i prosjektet, samt at Moelven Limtre har bistått med priser på deler av økonomien.

23.05.12 Gjøvik

Dato

Sted

Terje Kristoffersen Bjørnar Høistad Eirik Olastuen

Terje Kristoffersen

Bjørnar Høistad

Eirik Olastuen

Innholdsfortegnelse

PRESENTASJON AV BACHELOROPPGAVEN	I
FORORD	II
INNHOLDSFORTEGNELSE	III
TABELL – OG FIGUROVERSIKT	V
FORMELOVERSIKT	VII
SAMMENDRAG	IX
ABSTRACT	XI
1. INNLEDNING	1
1.1 BAKGRUNN	1
1.2 PROSJEKTETS HOVEDMÅLSETNING	1
1.3 PROBLEMSTILLING	1
1.4 OMFANG	2
2. METODE.....	3
3. TEORI	4
3.1 PROSJEKTERINGSREGLER	4
3.2 FAGVERKSKONSTRUKSJONER	4
3.3 LIMTRE	5
3.4 STÅL.....	7
3.5 TVERRSPENT TREDEKKE	8
3.6 ELEMENTMETODEN	9
3.7 MILJØ	11
3.8 ØKONOMI	12
4. UTFØRELSE, BEREGNINGER OG RESULTAT	13
4.1 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG.....	13
4.2 LASTER SOM VIRKER PÅ BRUA	17
4.3 BEREGNINGER LIMTRE	20
4.4 DIMENSJONERING STÅL.....	24
4.5 AVSTAGNINGSRAMME	30
4.6 TVERRSPENT DEKKE	32
4.7 INNFESTNING AV AVSTAGNINGSRAMME TIL OVERGURT OG UNDERGURT	39
4.8 MILJØ	41
4.9 ØKONOMI	46
5. DRØFTING.....	49
5.1 DIMENSJONERING AV FAGVERKENE	49
5.2 TEKNISKE LØSNINGER OG BÆREEVNE.....	53
5.3 DIMENSJONERING AV TVERRSPENT DEKKE	54
5.3 MILJØ	57
5.4 ØKONOMI	58

6. KONKLUSJON	59
6.1 DIMENSJONERING AV FAGVERKENE	59
6.2 TEKNISKE LØSNINGER OG BÆREEVNE.....	59
6.3 DIMENSJONERING AV TVERRSPENT DEKKE	60
6.5 MILJØ	60
6.6 ØKONOMI	60
7. KILDER	62
7.1 REFERANSER.....	62
VEDLEGG A: DETALJSKISSER	A
VEDLEGG B: BEREGNINGER AV KOORDINATENE TIL KNOTEPUNKTENE I FAGVERKET	M
VEDLEGG C: VINDBEREGNINGER, TRAFIKKLASTER OG SNØLASTER.....	O
VEDLEGG D: BEREGNINGER FOR LIMTRE I FOCUS KONSTRUKSJON 2010.....	Q
VEDLEGG E: BEREGNINGER FOR STÅL I FOCUS KONSTRUKSJON 2010.....	QQ
VEDLEGG F: DIMENSJONERING AV OVERGURT, UNDERGURT, DIAGONALSTAVER OG KNOTEPUNKTER I LIMTRE	SSS
VEDLEGG G: DIMENSJONERING AV GURTER, DIAGONALSTAVER OG KNOTEPUNKTER I STÅL.....	KKKK
VEDLEGG H: BEREGNING AV AVSTAGNINGSRAMME.....	RRRR
VEDLEGG I: BEREGNINGER FRA AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2013	VVVV
VEDLEGG J: BEREGNINGER AV TVERRSPENT DEKKE FRA EXCEL	CCCC
VEDLEGG K: BEREGNINGER INNFESTNINGSPLATER, BOLTER OG SVEIS	GGGG
VEDLEGG L: MAIL FRA MOELVEN ANGÅENED PRISER OG BRUKA AV BILDER I OPPGAVEN	KKKKK
VEDLEGG M: BUDSJETTER FOR STÅL OG TRE	NNNN

Tabell – og figuroversikt

Tabell 1 - Materialfaktorer for limtre benyttet i beregninger	14
Tabell 2 - Materialfaktorer for stål benyttet i beregninger	14
Tabell 3 - Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.....	15
Tabell 4 - Faktorer som benyttes i vindberegninger	17
Tabell 5 - Sammendrag av resultat for beregning av gurter og diagonaler	22
Tabell 6 - sammendrag for beregning av knutepunkter	23
Tabell 7- Gyldighetsområde for sveiste knutepunkter mellom stegstaver med CHS- eller RHS- profiler og gurtstaver med RHS-profiler	26
Tabell 8- Sammendrag av resultatet ved dimensjoneringen av stålfagverket	30
Tabell 9 - Sammendrag av resultatet ved dimensjonering av avstagningsramme	32
Tabell 10 - Sammendrag av resultat for tverrspent dekke	38
Tabell 11 - Sammendrag av resultat for innfestninger	41
Tabell 12 - Oversikt CO ₂ forbruk.....	46
Tabell 13 - Sammendrag av budsjett trealternativ	47
Tabell 14 - Sammendrag av budsjett stålargument	47
Tabell 15 - Framdriftsplan	48
Tabell 16 - Punktkoordinater undergurt	M
Tabell 17 - Punktkoordinater overgurt.....	N
Tabell 18 - oversikt vindfaktorer	O
Tabell 19 - kraftfaktor C (Standard, 2009a).....	O
Tabell 20 - Minimumsavstander mellom dybler	TTT
Figur 1 - Produksjonsgangen i limterfabrikken	6
Figur 2 - Profil av brua sett fra siden	13
Figur 3 - Brua sett skrått ovenifra	13
Figur 4 - Skisse brukt ved bueberegninger	16
Figur 5 - profil av brua i Focus konstruksjon 2010	17
Figur 6 - Modell av dekket i Robot	37
Figur 7 - Modell av en dekkeplate med opplegg.....	38
Figur 8 - Skisse av momentforløpet i ukappet og kappet dybel (Fallsen, 2011b).....	51
Figur 9 - Meshing av dekket med elementer med sidekanter på 0,1 m og 0,25 m	55
Figur 10 - Knutepunkt stålfagverk	A
Figur 11 - Innfestning mellom tverrbærer og skråstag	B
Figur 12 - Innfestning mellom skråstag og tverrbærer	C
Figur 13 - Innfestning tverrbærer til undergurt i stål.....	D
Figur 14 - Innfestning tverrbærer til undergurt tre.....	E

Figur 15 - Innfestning skråstag og overgurt i tre	F
Figur 16 - Innfestning skråstag til overgurt i stål.....	G
Figur 17 - Typisk slisseplate i forbindelse	H
Figur 18 - Typisk dybelforbindelse	I
Figur 19 - Avstagningsramme.....	J
Figur 20 - Parametre i knutepunkt	K
Figur 21 - Innfestningsdetalj av skjøt i gurter.....	L
Figur 22 - situasjonsbeskrivelse av krefter i knutepunkt	XXX

Formeloversikt

Formel 1 - formel for høydekoordinat i buen på brua	16
Formel 2 - Vindkraft i x-retning	18
Formel 3 - Basisvindhastigheten	18
Formel 4 - Beregning av karakteristisk snølast på mark over referansehøyde	19
Formel 5 - Bestemmelse av faktoren n	19
Formel 6 - Jevnt fordelt last	19
Formel 7 - Relativ slankhet i z-retning.....	20
Formel 8 - Slankhetsfaktor	20
Formel 9 - Knekningsfaktor	20
Formel 10 - Minste nødvendig areal til belastet stav	20
Formel 11 - Minste høyde for belastet stav	20
Formel 12 - Maksimal avstand mellom slisseplater	21
Formel 13 - Avstand fra ytterkant av slisseplate til ytterkant av trevirke	21
Formel 14 - Avstanden fra slisseplate og utover mot ytterkant av trevirke hvor den jevnt fordelte lasten virker	21
Formel 15 - Karakteristisk kapasitet til dybelen.....	21
Formel 16 - Dimensjonerende kapasitet til dybelen.....	21
Formel 17 - Minimum antall dybler	22
Formel 18 - Forenklet formel for stålplattens hullkantfasthet	22
Formel 19 - Stålplattens kapasitet ved hullkanttrykk.....	22
Formel 20 - Relativ slankhet ved bruk i søyledimensjonering for stål.....	24
Formel 21 - Kapasitetsformel for stav med aksiallast og moment	24
Formel 22 - Forsterkningsfaktor.....	24
Formel 23 - Forhold mellom stegstavens og gurtstavens midlere bredde	25
Formel 24 - Eksentrisiteten i sveiste knutepunkt av RHS-profil.....	25
Formel 25 - Kontrollformel for momenter som oppstår på grunn av eksentrisitet	25
Formel 26 - Dimensjonerende aksialkapasitet for brudd i gurtflens i , i knutepunktet	27
Formel 27 - Spenningsforhold for gurter med RHS.....	27
Formel 28 - Faktor for beregning av kapasiteter til stav i , i knutepunkt	27
Formel 29 - Forholdet mellom gurtens bredde og to ganger veggtykkelsen	27
Formel 30 - Dimensjonerende aksialkraftkapasitet til diagonalstav i , for skjærbrudd i gurtvegg i knutepunkt	27
Formel 31 - Gurtens skjærareal.....	27
Formel 32 - Faktor for bestemmelse av gurtens skjærareal.....	28
Formel 33 - Dimensjonerende aksialkapasitet til gurt i , for skjærbrudd i gurtvegg	28
Formel 34 – Dimensjonerende plastisk skjærkapasitet	28
Formel 35 - Dimensjonerende aksialkraftkapasitet for brudd i stegstav i , i knutepunktet.....	28
Formel 36 - Effektiv bredde til stegstav i forbindelse med gurt	28

Formel 37 - Dimensjonerende aksialkraftkapasitet for gjennomlokking av stav i, i knutepunkt	29
Formel 38 - Effektiv bredde ved gjennomlokking	29
Formel 39 - Spenningskontroll sveis	29
Formel 40 - Skjærspenning i sveisen lengderetning	29
Formel 41 – Resultantspenning normalt på sveis	29
Formel 42 - Normalspenning og skjærspenning normalt på sveis.....	30
Formel 43 - Minimum motstandsmoment.....	31
Formel 44 - Skjærspenning.....	31
Formel 45 - Dimensjonerende aksialkapasitet.....	31
Formel 46 - Bøyepenninger i lengderetning.....	32
Formel 47 - Skjærspenninger i lengderetning.....	32
Formel 48 - Dimensjonerende bøyefasthet til dekket	32
Formel 49 - Dimensjonerende skjærfasthet til dekket	33
Formel 50 - Bestemmelse av antall belastede lameller	33
Formel 51 - Den effektive bredden til dekket	33
Formel 52 - Kontrollformel for bøyepenninger i lengderetning.....	33
Formel 53 - Kontrollformel for skjærspenninger i lengderetning.....	33
Formel 54 - Bøyepenninger i tverretning.	34
Formel 55 - Motstandsspenning for glidning mellom lameller.....	34
Formel 56 - Motstandsspenning etter alle tap	35
Formel 57 - Karakteristisk strekkapasitet i spennstag	35
Formel 58 - Dimensjonerende strekkapasitet i spennstag	36
Formel 59 - Maksimal tillatt sterkraft i spennstag	36
Formel 60 - Nødvendig permanent oppspenningskraft.....	36
Formel 61 - Nødvendig oppspenningskraft under oppspenning	36
Formel 62 - Anleggstrykk mot trevirket under permanent oppspenning.....	36
Formel 63 - Anleggstrykk mot trevirket øyeblikkelig under oppspenning.....	36
Formel 64 - Trevirkets kapasitet tvers på fibre under permanent oppspenning.....	36
Formel 65 - Trevirkets kapasitet tvers på fibre øyeblikkelig under oppspenning	37
Formel 66 - Kontrollformel for kapasiteten til spennstengene	37
Formel 67 - Kontrollformel for kapasiteten til trevirket under permanent oppspenning.....	37
Formel 68 - Kontrollformel for kapasiteten til trevirket under oppspenning.....	37
Formel 69 - Kontrollformel for tykkelsen til stålplaten.....	37
Formel 70 - Tykkelse festeplate	39
Formel 71 - Kontrollformel kapasitet i bolt.....	39
Formel 72 - Karakteristisk hullkantfasthet	39
Formel 73 - Karakteristisk flytemoment	39
Formel 74 - Karakteristisk uttrekkskapasitet	40
Formel 75 - Karakteristisk kapasitet per forbinder, tynn stålplate	40
Formel 76 - Karakteristisk kapasitet per forbinder, tykk stålplate	40

Formel 77 - Kapasitetskontroll ved kombinert belastning..... 40

Sammendrag

I oppgaven har det blitt dimensjonert ei gangbru med hovedbæresystemet i to forskjellige materialer, samt avstivningssystem og tverrspent dekke. Hensikten med oppgaven er å se på ulike aspekter ved forskjellig valg av materialer i hovedbæresystemet og dimensjonering av tverrspent dekke. Materialene som er valgt er limtre og stål, det er gått innpå dimensjonen av de ulike fagverkene, tekniske løsninger, tverrspent dekke, miljø og økonomi. Det er benyttet fasthetsklasse GL32 c for limtre og S 355 for stål. Det er valgt å se bort i fra dimensjonering av opplegg og detaljer rundt dette.

Gangbrua går over RV 7 på Hardangervidda og skal prosjekteres som en fagverksbru. Denne går over 2 spenn med en total horisontal lengde på 50,172 m og det lengste spennet er på 28,5 m. Gangbrua har en gangbredde på 2,0 m der dekket spenner i samme plan som undergurtene og er opplagt på tverrbærere. Fagverket er utformet med en høyde mellom senter av under og overgurt på 1,585 m og går i en bue over RV 7. Gangbrua er prosjektert som kontinuerlig over midtopplegg.

Brua er prosjektert i henhold til Eurokode 1(laster), Eurokode 3(stål), Eurokode 5(tre) og statens vegvesens Håndbok 185. Til å beregne kreftene som virker på fagverket er det benyttet Focus Konstruksjon 2010 og Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 til å analysere det tverrspente dekket. Alle dimensjoneringer er utført for hånd og ved hjelp av regneark.

I dette prosjektet er det tatt hensyn til vindlaster, snølaste og trafikklaster, det er valgt å se bort i fra setninger ved dimensjoneringen. Det er beregnet for bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand, lastkombinasjoner er generert ut i fra dette. Stavene og knutepunktene er dimensjonert for de største aksialkreftene som opptrer i fagverkene ved den mest ugunstige lastkombinasjonen. Avstagningsrammen er dimensjonert for utknekking og vind. Innfestninger er dimensjonert for de største lastene som kan opptre i forbindelsen ut i fra de ulike lastkombinasjonene. Det tverrspente dekket er dimensjonert for den største vertikale og horisontale lasten som opptrer.

Dimensjonene for fagverket i limtre ble 190x233 mm for gurter og 165x165 for diagonalstavene. Dimensjonen for fagverket i stål ble kvadratiske hullprofil 140x140x8 for gurter og 90x90x6,3 for diagonalstaver. Det tverrspente dekket fikk en tykkelse på 270 mm.

I samarbeid med Syljuåsen Oppland AS og Moelven limtre er det utarbeidet et grovt budsjett over kostnader knyttet til brua. Budsjettet er basert på de temaene som er behandlet i oppgaven, det er ikke tatt hensyn til prisen på utformingen av spesielle detaljer i fagverkene. Flere av kostnadene for de to alternativene vil være like, men det er kommet frem til at det som utgjør forskjellen mellom disse alternativene var kostnaden av fagverket og "diverse" utgifter som er satt til 7 % av kostnaden av fagverket, denne utgjør en forskjell i favør stål.

I miljødelen er det lagt vekt på CO₂ utslipp og miljøpåvirkning. I oppgaven er det belyst hvordan materialene er produsert og hvilken påvirkning dette har på miljøet. Det legges vekt på at trevirke er en fornybar ressurs og at det derfor vil være det mest gunstige valget.

Abstract

Title:	Dimensjonering av gangbru		Date :	23.05.12	
Participants/	Terje Kristoffersen				
	Eirik Olastuen				
	Bjørnar Høistad				
Supervisor(s)	Marthin Landgraff				
Employer:	Høgskolen i Gjøvik				
Keywords (3-5)	Fotbridge, trusses, stress laminated deck, economy, environment				
Number of pages/words:	23079	Number of appendix:	13	Availability (open/confidential):	open
Short description of the bachelor thesis:					
<p>The objective of this report is to compare the difference between steel versus wood as the construction material in a footbridge. The calculations are based on Eurocode 1 (loads), Eurocode 3 (steel), Eurocode 5 (wood). The rules laid in Håndbok 185 by the Bureau of Norwegian Highway construction. (Statens vegvesen). The report is limited to trusses, stress laminated deck, and stiffening of the top chord of the bridge. Topics that are weighted in this report are economy, environment, technical solutions and the difference between trusses in steel and wood.</p> <p>Total length of the bridge is 50,172 m. The bridge consist of two spans, the longest being 28,5 m.</p> <p>The longest span hangs over the road RV7, in Hardangervidda. Deck width is 2,0 m and the stress laminated deck is design for the horizontal forces and stiffening of the bridge.</p> <p>This report shows that wood is more friendly to the environmental, this is mainly because wood is a renewable source. However, steel is proved as the best choice when economy is taken to account. Special technical solutions in the steel or wood trusses are not taken to account.</p>					

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

I dagens byggesamfunn har materialvalget stor betydning for konstruksjonen. Valg av materiale i konstruksjoner har innvirkning på bæreevne, valg av tekniske løsninger, levetid, økonomi og miljø. For å kunne avgjøre hvilket materiale som skal benyttes må man ha gjort seg opp en mening om hva som er ønskelig for prosjektet og hva man ønsker å bygge. For å kunne gjøre dette må man ha et grunnlag økonomisk, miljømessig og konstruksjonsmessig. Ut fra dette skal det prosjekteres ei gangbru i to ulike materialer. Det skal også prosjekteres ett tverrspent dekke, dette fagfeltet er det ikke undervist i ved HIG og det er få som har kompetanse innen dette ved Høgskolen i Gjøvik.

1.2 Prosjektets hovedmålsetning

Målsetningen for prosjektet er å prosjektere to bruer med forskjellige materialer i hovedbæresystemene å sammenligne disse opp mot hverandre i forhold til tekniske løsninger, bæreevne, levetid, økonomi og miljø. Det skal også prosjekteres et tverrspent dekke som skal benyttes på begge bruene.

1.3 Problemstilling

1. Hva blir dimensjonen på fagverket ved bruk av tre, ved bruk av stål?
2. Sammenlikne tekniske løsninger, bæreevne. Hvilken løsning er den gunstigste?
3. Hva blir dimensjonene på det tverrspente dekket, hva er optimal tykkelse, avstand mellom spennstenger og materialvalg/materialfastheter på dekket i forhold til tilpasning til brua?
4. Tas avstivningen horisontalt på brua av det tverrspente dekket?
5. Hva er forventet levetid til brua ved bruk av stål, ved bruk av tre?
6. Miljøbevissthet ved materialvalg, hva er det gunstigste valget?
7. Sammenligne økonomien ved bruk av stål og ved bruk av tre, hva er det billigste alternativet?

1.4 Omfang

Oppgaven begrenser seg i hovedsak til materialene tre og stål for hovedbæringen i brua. I samarbeid med veileder har det blitt valgt å se bort i fra opplegg og dimensjoneringen av disse og setninger på brua. Dette er gjort fordi gruppen ikke har tilstrekkelige kunnskaper til å utføre disse beregningene og på grunn av tiden som er tilgjengelig for å gjennomføre oppgaven. Det er ikke tatt hensyn til seismiske laster i oppgaven, dette kommer av at i følge seismisk sonekart ligger området for brua utenfor de mest utsatte områdene for seismiske laster. Ved nedbøyningsberegninger er det kun benyttet Focus konstruksjon 2010 og det er ikke gjennomført manuelle beregninger, det er beregnet i bruksgrensetilstand.

2. Metode

Brua skal i sin helhet dimensjoneres ut i fra gjeldende standarder og Håndbok 185. Det samme grunnlaget gjelder for det tverrspente dekket, men der benyttes det også teori fra Timber bridges, Design, Construction, Inspection, and Maintenance (Ritter, 1992). På grunn av manglende informasjon i standarder og Håndbok 185.

Det vil bli benyttet standardiserte beregningsmetoder som er forankret i standarder og Håndbok 185. Der håndbok 185 overstyrer bestemmelser i standardene, da det alltid er Håndbok 185 som er gjeldende og standardene er underordnet håndboken.

Det vil bli benyttet manuelle beregningsmetoder og dataprogrammer for å prosjektere brua og dekket. Grunnlaget for sammenlikning av praktiske løsninger og bæreevne vil dannes gjennom prosjekteringen av de to materialene.

Forventet levetid bestemmes ut i fra krav satt til levetid i Håndbok 185, materialvalg og kvaliteten på de ulike materialene som vil bli benyttet. Dette vil også danne et grunnlag for å kunne sammenligne miljøbevissthet og økonomi ved ulike materialvalg. Det skal utføres et overslag på CO₂ – bergninger for å kunne se på miljøbevisstheten ved materialvalg. Ved hjelp av mengdeberegning dannes sammenlikningsgrunnlaget for CO₂ – beregninger og økonomien i dette prosjektet. Det benyttes mengdeberegninger, levetid, material/arbeids – priser og CO₂ – beregning til sammenlikne faktorene som påvirker miljø og økonomi.

3. Teori

3.1 Prosjekteringsregler

Etter 1. april 2010 skal all prosjektering av konstruksjoner være i henhold til Eurokode. Eurokodene er en samling europeiske standarder som gjelder for prosjektering av ulike konstruksjoner. Det er utarbeidet Nasjonale tillegg til Eurokodene som tar for seg nasjonale forhold i form av bestandighet, klima, sikkerhet osv.

For trekonstruksjoner benyttes Eurokode 5 (NS-EN 1995) og for stålkonstruksjoner benyttes Eurokode 3 (NS-EN 1993) og for laster benyttes Eurokode 1 (NS-EN 1991)

Vegdirektoratet har også utformet en normal for prosjektering av bruer, Håndbok 185. Denne tar for seg prosjektering av bruer og lastforskrifter i forhold til bruer. Håndboken kom ut i ny utgave i 2011 som er tilpasset opp mot Eurokodene.

3.2 Fagverkskonstruksjoner

Fagverkskonstruksjoner er en samling staver forbundet i knutepunkter, man kan både ha plane fagverk og fagverk i 3D. Fagverket er et meget effektivt system som kan bære store laster i forhold til egenvekten. I teorien så ser man på et fagverk som staver som er festet i knutepunkter, der staven kan betraktes som leddet i knutepunktene og dermed får man primært aksialkrefter i stavene. Det kan oppstå sekundære bøyemomenter i stavene, enten ved at de er belastet med en ytre vertikallast eller at det er eksentrisitet i knutepunktene. Men forenklet ser man på fagverk som staver som kun opptar trykk – og strekkrefter. Dette gjøres for å enklere kunne analysere konstruksjonen og det gir et realistisk bilde av aksialkreftene i konstruksjonen. Momenter og skjærkrefter som oppstår i konstruksjonen sees normalt bort i fra på grunn av at de er av liten størrelse i forhold til aksialkreftene. Trykkstavene i et fagverk må kontrolleres for knekking om svak akse, men det anbefales å kontrollere om begge akser. Strekkstaven må kontrolleres for at spenningen i tverrsnittet ikke overgår den tillatte dimensjonerende spenningen (Larsen, 2008).

Innfestning av knutepunkter i større fagverk av tre foregår med innslissede stålplater og stavdybler. Forbindelsen er lite plasskrevende og lite synlig. Stavdyblene fungerer som bolter i forbindelsen, men de har ikke den klemmevirkningen som bolter har, dermed kan de ikke oppta krefter som går parallelt med dybelen. Hullene i trevirket forborres med en passform fra 0 til -0,2 mm av dybelens diameter. Ved montering burde trevirket ha et fuktighetsinnhold som tilsvarer likevektsfuktigheten til konstruksjonen. Stavdybelen oppfører seg som en bjelke inne i konstruksjonen der den tar opp en jevnt fordelt last lik hullkantrykket til trevirket. Det foretas en reduksjon i antall dybler etter hvor mange dybler det er på rekke i fiberretning, dette kommer av at det må være en avstand mellom hver dybel som tilsvarer at det er nok mothold i trevirket til at dybelen kan utnyttes maksimalt (Bovim, 2007).

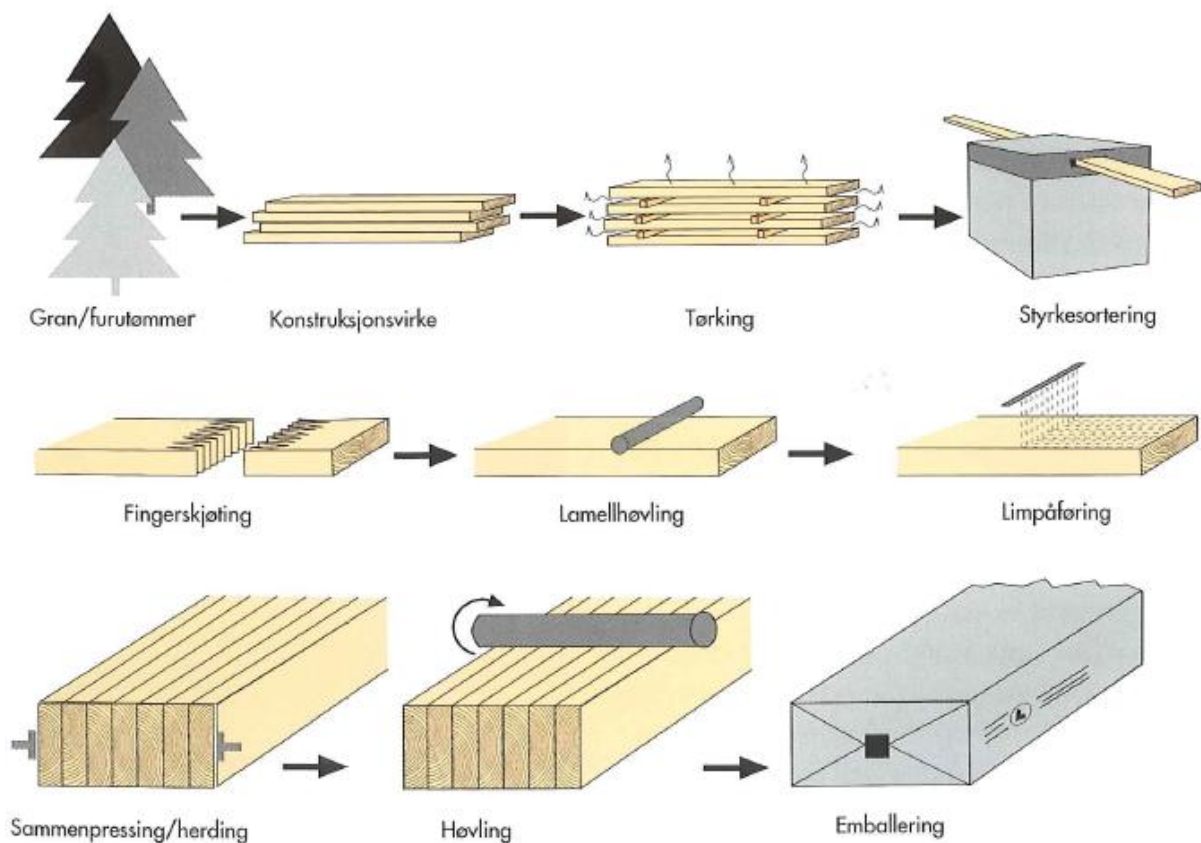
Innfestning av knutepunkter i Stålfagverk foregår enten ved bolteforbindelser eller sveiseforbindelser. Krav og kapasiteter til bolter og sveiser bestemmes ut i fra NS-EN 1993-1-8:2005 og Håndbok 185. Bolteforbindelsen kan gjennomføres med et kassetverrsnitt rundt knutepunktet som boltes fast i hver stav eller ved sveising. Ved sveising vil det bli brukt kilsveis eller buttsveis med delvis gjennomsveising og full gjennomsveising.

3.3 Limtre

Limtre ble først utviklet av tyskeren Otto Karl Friedrich Hetzer fra Weimar i Tyskland. I 1901 i Sveits fikk han sin første patent på rette bjelker som var limt sammen av flere lameller, og noen år seinere fikk han også patent på krumme limtrekonstruksjoner. De første limtrekonstruksjonene ble levert til Norge i 1916 og kom fra Hetzer's fabrikk i Weimar. I Norge, Sverige og USA var det Guttorm Brekke som kjøpte opp alle rettighetene til dette produktet. Han tilbrakte flere måneder ved fabrikken til Hetzer i Tyskland for å lære seg teknikken og han startet opp den første limtrefabrikken i Mysen i Østfold. Brekke opprettet også limtrefabrikk ved Töreboda, Sverige. Det tok lang tid før limtre fikk noen stor utbredelse, i USA ble det reist en bygning med bærekonstruksjoner av limtre i 1934. I Norge sank produksjonen etter at første verdenskrig var over og stål kom tilbake på markedet som bygningsmateriale. I 1924 stengte Brekke fabrikken på Mysen og noen år etter brant fabrikken ned uten at den ble gjenoppreist. Det var slutten på limtreproduksjonen i Norge helt fram til Moelven startet opp på 50-tallet. I løpet av årene har bruken av limtre økt kraftig og det er blitt benyttet i store bærende konstruksjoner de senere årene, for eksempel

Kristins hall og Håkons hall på Lillehammer som ble bygget til OL 1994, og bærebjelkene i avgangshallen på Gardermoen lufthavn (Carling et al., 2002).

Råvarene i limtreproduksjonen er styrkesortert trevirke, der det normalt benyttes gran, men ved konstruksjoner som er utsatt for høy fuktighet benyttes det trykkimpregnert furu. Fuktigheten i lamellene skal ligge mellom 8-15% når de limes sammen, der det ikke skal skille mer en 4% mellom lameller som limes sammen. Limtrevversnittet kan bygges opp som homogent limtre, det vil si at alle lamellene i tverrsnittet har samme styrke. Eller det kan bygges opp som kombinert, der det benyttes lameller av best kvalitet i de ytre deler av tverrsnittet. Her må alltid kjernen vende samme vei i hele tverrsnittet, dette kommer av indre spenninger i trevirket. Lamellene sammenføres i lengderetning med fingerskjøt. Deretter limes de sammen og løftes over i limpressen der de trykkes sammen. Til slutt høvles limtreet til ønsket tverrsnitt (Carling et al., 2002).



Figur 1 - Produksjonsgangen i limterfabrikken

Limtreboka (Carling et al., 2002)

Det er mange positive egenskaper med limtre som gjør at det er et godt egnet konstruksjonsmateriale. Man kan bygge konstruksjoner med stor spennvidde og som har høy styrke i forhold til egenvekt. Det kan bygges spesielle konstruksjonsformer som gir arkitektene stor muligheter. Limtreet ligger tilstrekkelig nær likevektsfuktigheten i den ferdige konstruksjonen slik at ved normal temperatur- og fuktighetsintervaller oppstår det minimalt med sprekker i tverrsnittet. Limtre har høy brannmotstand på grunn av det massive tverrsnittet. Limtre antas å være økonomisk gunstig i forhold til mange andre materialer på grunn av stor grad av prefabrikasjon, lav egenvekt og enkel og hurtig montering, noe som fører til lave transportkostnader og kortere byggetid. Montering av elementer forgår enten med spiker, bolter eller dybler og slisseplater, og konstruksjonen har maksimal kapasitet umiddelbart etter montering. Samtidig kreves det lite energi å produsere limtre og råmaterialet er en fornybar ressurs (Carling et al., 2002).

3.4 Stål

Stål benyttes som bærende konstruksjoner i mange forskjellige sammenhenger, for eksempel bruer, lagerbygninger, oljeplattformer, skipsbygging osv. Stål fremstilles gjennom raffinering av råjern gjennom fire forskjellige trinn, fersking, desoksidasjon og legering, utstøping og valsing. Konstruksjonstål som benyttes i byggeindustrien i dag består i hovedsak av jern og karbon og andre grunnstoffer som tilsettes for å fremme egenskapen til stålet i konstruksjonsmessig sammenheng.

Produksjon av stål foregår som følger:

- Fersking: det første som skjer i prosessen er at karbon samt andre oksiderbare grunnstoffer som er i råjernet fjernes i form av oksider.
- Desoksidasjon og legering foretas for å få kontroll over gassutviklingen under størkningsprosessen, samt for å kunne justere sammensetningen. Den prosessen foregår i konverter eller ovn. Først trekkes slagget fra ferskningen ut og desoksiderer under tappingen. Ferrolegeringer eller andre tilsetninger tilsettes i øsen, omrøring i øsebadet under tapping sikrer at det blir blandet effektivt. Tilsetningene doseres for å kontrollere innhold av oksygen i stålet.

- Det er flere måter for utstøping. Det foregår via tappehull, direkte ned i kokillene eller via en sentral trakt med forskjellige kanaler til bunn av kokillene. Dersom det skal støpes stål med lavt oksygeninnhold kan det støpes kontinuerlig. Dette skjer ved at man bruker en forherder ned i en vannkjølt form uten bunn. Derfra trekkes fast stål nedenfra som en sammenhengende streng i samme tempo som tilførsel av stål til forherderen.
- Siste trinnet omfatter formingen av stålet. Dette skjer ved hjelp av valsing og smiing, eller varmebehandling av gods som ikke skal bearbeides plastisk. Disse prosessene skjer ofte også ved stålverket. Samspillet mellom plastisk deformasjon og temperatur er viktig med tanke på kontroll av egenskapene til den valsede profilen. I noen tilfeller blir stålet varmebehandlet etter denne prosessen. Mange produkter blir tilvirket ved hjelp av kaldforming. Dette skjer ved hjelp av valsing og trekking.

(Leksikon, 2012).

Stål er et mye brukt bygningsmateriale med gode styrkeegenskaper som kan benyttes i konstruksjoner med store spennvidder. Det kan leveres i mange ulike former og elementer som gjør at det er et fleksibelt material. Samtidig så gir dette en kort byggetid på grunn av at man kan få prefabrikkerte elementer ut på byggeplass som monteres der. I stålkonstruksjoner benyttes det som regel bolt eller sveiseforbindelser eller en kombinasjon av disse. Stål er et kostbart material og dermed er det viktig å utnytte materialets gode kvaliteter. Stål blir derfor ofte benyttet i slanke og tynne konstruksjonselementer der andre materialer ikke er like godt egnet. Stålet er viktig å beskytte mot vær og vind på grunn av at det korroderer. Dette kan gjøres ved bruk av ulike legeringer eller at man galvaniserer stålet. Stålet burde også beskyttes mot brannpåkjenning, dette kommer av at stålet er svak for høy varme. Allerede ved 450 °C har stålet tapt halve sin bæreevne og ved 600°C er all bæreevne borte.

3.5 Tverrspent tredekke

Ideen om tverrspente dekker kom fra Canada i 1976 i forbindelse med reparasjoner av spikerlaminerte dekker. Der man hadde erfaringer med at de spikerlaminerte dekkene kunne bli ødelagt under uheldige omstendigheter ved at spikrene løsnet under tung og

intens trafikk. Dette kalles delaminering, altså lamellen glir fra hverandre. Dermed kom ideen om tverrspente dekker. I årene videre ble metoden videreutviklet i teori og ved utprøving i Canada og USA (Ritter, 1992).

Tverrspente tredekker består av lameller av konstruksjonsvirke eller limtre som er oppspent ved hjelp av stålstenger. Lamellene er satt sammen på høykant og spent opp på tvers med stålstag. Et tverrspent dekke fungerer som en massiv plate når det blir spent opp, dette kommer av trykkraften og friksjonen som oppstår mellom lamellene ved oppspenning. Lamellene skjøtes i lengderetning ved hjelp av buttskjøter (Ritter, 1992).

Tverrspente dekker vil virke som anisotrope plater, som betyr at det er en plate med ulike egenskaper ettersom hvilken retning man ser i. Dette kommer av at trevirke har ulike materialegenskaper ettersom om man ser langs med fiberretningen eller på tvers av fiberretningen. I og med at disse retningene står vinkelrett på hverandre, brukes ofte betegnelsen ortotrop. Trematerialet regnes lineærelastisk. Dette danner grunnlaget for beregningsmetodene som benyttes på slike dekker. Momenter, skjærkrefter og nedbøyninger i dekkene beregnes ved hjelp av analytiske beregningsverktøyer eller elementmetoder med relevante plateparametre (Ritter, 1992).

I tverretning blir sjelden trematerialets fasthet bestemmende. I praksis bestemmes nødvendig tverrforspenning av moment og skjærkraft i tverretning. Det er et vanlig kriterium at det for maksimal brukslast ikke blir strekk mellom lamellene på strekksiden av dekket. Gilding mellom lameller på grunn av skjærkraft på tvers skal hindres av forspenningen ved friksjon mellom lamellene (Ritter, 1992).

I horisontalplanet vil et tverrspent dekke fungere som en horisontal skive, dette betyr at den vil ha en stor kapasitet for bøyning i horisontal retning. Dekket vil også kunne føre store horisontalkrefter inn til sideveis opplegg. Dimensjoneringen av dekket vil være avhengig av kraftflyten i dekket som igjen er avhengig av spennet og dekkebredden (Ritter, 1992).

3.6 Elementmetoden

Elementmetoden er en av de viktigste numeriske løsningsmetoder innen en rekke problemstillinger som matematisk lar seg beskrive ved en eller flere partielle

differentialligninger eller integralligninger. Opprinnelig ble elementmetoden utviklet for å løse kompliserte problemer i forbindelse med beregninger av konstruksjoner. Utviklingen av metoden startet på 1950-tallet og er nært knyttet til utviklingen av datamaskinen. Det var flyindustrien som ledet an i utviklingen av metoden, men også bygningsstatikken kom tidlig med. På 1970-tallet fikk også metoden sitt matematiske grunnlag. I denne oppgaven benyttes elementmetoden i de programmene som er benyttet til å beregne krefter i dekket og fagverkene (Fiskvatn, 1984).

3.6.1 Focus Konstruksjon 2010

Focus konstruksjon 2010 brukes til å gjennomføre statiske analyser av en 2D eller 3D bygningskonstruksjon. Programmet benytter analysetyper som lineær beregninger, ikke-lineær bergninger og knekningsberegninger. Programmet utfører beregninger med materialene stål, tre, limtre og betong i de tre grensetilstandene bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand og ulykkestilstand (2010).

For lineær beregning etableres stivhetsrelasjonen

$$K r = R$$

Hvor

K er beregningsmodellens (system-) stivhetsmatrise.

r er forskyvningsvektoren for den valgte lastkombinasjonen.

R er lastvektoren for den valgte lastkombinasjon.

Stivhetsmatrisen er basert på såkalt Timoshenko bjelketeori hvor en i tillegg til bøyings- og aksialdeformasjoner også tar hensyn til skjærdeformasjonene. Det antas at Naviers hypotese gjelder, plane tverrsnitt forblir plane. At forskyvningene er små, at materialene er lineært – elastiske og at likevekt gjelder ved udeformert geometri. Beregningsmodellens stivhetsrelasjon bygges opp og løses med tanke på r . På grunnlag av forskyvningene r , beregner programmet snittkreftene M_x , M_y , M_z , N og V_y og V_z i hver elementende, og opplager- og eventuelle leddkrefter (2010).

3.6.2 Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 er et grafisk program for modellering og analysing av forskjellige typer konstruksjoner. Programmet hjelper deg å lage konstruksjoner for så kunne regne ut krefter, momenter, nedbøyninger, forskyvninger osv. Og kontrollere disse. Programmet er her benyttet til å modellere det tverrspente dekket og beregne krefter og momenter i det. I programmet er det benyttet en statisk lineær analyse til og analysere dekket.

3.7 Miljø

Det er godt kjent at menneskelig aktivitet øker konsentrasjonen til forskjellige klimagasser i atmosfæren. Klimagassene karbondioksid, metan og lystgass har økt markant de siste årene på grunn av menneskelig aktivitet. Det er tydelig at det er CO₂ som er den klimagassen som gir det største bidraget og utslippene har økt med 80% i perioden fra 1970 – 2004. (Gry Alfredsen, 2008). Målinger viser at konsentrasjonene for CO₂ i 2005 lå langt over nivåene for de siste 650 000 årene. (Gry Alfredsen, 2008).

Det største bidraget i økningen i CO₂ konsentrasjonene kommer av forbrenning av fossilt brennstoff. Økningen som er knyttet til endringer i arealbruk, altså endring av uberørt natur, er mindre enn for fossile brennstoff, men er likevel merkbart. Økningen av de andre nevnte klimagassene knyttes opp mot henholdsvis jordbruk og fossilt brennstoff. Norges klimagassutslipp er på ca 54 millioner tonn CO₂ ekvivalenter (Gry Alfredsen, 2008).

Overvåkning av CO₂ binding i skog er en del av rapporteringen til FN. Tallene skal rapporteres hvert år og er beregnet i henhold til FNs retningslinjer. På bakgrunn av data i karbonregnskapet er det beregnet at det bindes ca 1,6 tonn CO₂ pr m³, dette omfatter alle treets deler. Den eksisterende skogen i Norge tar opp ca 27 millioner tonn CO₂. Fra 1990 – 2005 har den totale bindingen CO₂ økt med ca 85%. Dette er et resultat av den aktive skogpolitikken som er ført de siste ca 50 årene. (Gry Alfredsen, 2008)

3.8 Økonomi

Fagverk av Stål og limtre er ganske forskjellig i forhold til montering og materialkvalitet, noe man må ta hensyn til i forhold til tidsperspektivet på fabrikk. Man må derfor ta høyde for forskjellig leveringstid for de ulike materialene, og tiden innvirker på kostnadene.

Kostnader for drift av bruer antas å være nokså like for stål- og trealternativer. Under driftskostnader kan det blant annet nevnes brøyting og rengjøring, periodisk ettersyn og utskifting eller reparasjon av evt. deler. Periodisk ettersyn og vedlikehold er viktig for å oppdage eventuelle skader tidligst mulig og for å beholde levetiden på materialet. Dette har en økonomisk gevinst på sikt. Slitasjedekke som ligger oppå det bærende dekket må påberegnes og byttes ut ved jevne mellomrom. Om man velger tverrspent dekke, må man etterstramme dekke.

Festemidler og beslag skal ivareta bruas kapasitet og levetid. Det finnes mange festemidler og beslag man kan benytte seg av. Det viktigste er at man velger et alternativ som kan holde kostnadene ned, men også bevarer brua. Både stål og tre trenger en korrosjonsmotstand mot trafikkstøv, vær og vind.

Montering av fagverk i stål og tre blir som regel prefabrikkert av en leverandør og fullstendig montering skjer på stedet. Klarer man å lage brua så komplett som mulig på forhånd, sparer man tid og man kan senke mannskapsressursene på byggeplass. Man unngår unødvendig mye montering på byggeplass, og man kan heise brua direkte på plass i så store deler som mulig.

Montering av bruer burde av økonomiske og trafikkmessige årsaker gjøres så fort som mulig. Ved transport av store byggekonstruksjoner er det viktig at de som dimensjonerer brua tilrettelegger for transport, blant annet med tanke på høyde, lengde og vekt.

4. Utførelse, beregninger og resultat

4.1 Prosjekteringsgrunnlag

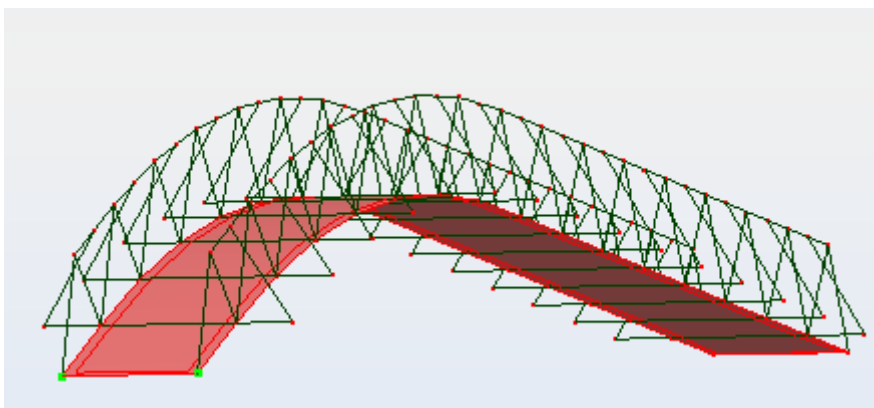
4.1.1 Beskrivelse av konstruksjonene

Det skal utformes en gangbru over riksvei 7 på Hardangervidda ved Maurseth. Brua har en gangbredde på 2,0 m og skal utformes i stål og i limtre. Den har en estimert høyde på 1,975 m. Brua er totalt 50,172 m lang og spenner over to spenn et på 28,5 m og et på 21,672 m.

Den bærende konstruksjonen skal bestå av fagverk, der det skal prosjekteres for et fagverk i stål og et fagverk i limtre. Fagverket av stål består av hullprofiler. Avstivning av overgurt skal tas av en ramme som festes på undersiden av undergurt og opp til overgurt, se Figur 2, rammen består av hullprofiler. Avstivningsrammen festes til undergurt med stålplate, sveis og bolt, Se vedlegg A for nærmere beskrivelse av innfestning av stålramme.



Figur 2 - Profil av brua sett fra siden



Figur 3 - Brua sett skrått ovenifra

Det skal benyttes et tverrspent dekke i begge konstruksjonene, som er lagt over tverrbærerne i avstivningsrammen. Dekket fungerer som en plate og dimensjoneres normalt

for å ta vindavstivningen på konstruksjonen. Dekket festes til tverrbærerne med stålplate og skruer. Stålplaten sveises til tverrbærerne.

4.1.2 Materialer/materialfaktorer

Det er valgt to forskjellige konstruksjonsmaterialer for fagverkene i brua, avstivningsramme og dekket er likt for begge konstruksjoner.

Limtre

Det benyttes limtre av furu som er kreosotimpregnert med kobbebeslag på oversiden. Tredekket skal kreosotimpregneres og det skal benyttes en effektiv fuktmembran. Det benyttes konstruksjonsmateriale i fasthetsklasse GL32c. Kreosotimpregnerte bruer og dekker er i henhold til punkt 5.5.4.1.5 og punkt 5.5.4.2.2 i klimaklasse 2 i Håndbok 185(Vegvesen, 2011).

Standard	Materialfaktor
NS-EN 1995-1-1:2004 NA:2010	$\gamma_M = 1,15$
NS-EN 1995-1-1:2004 NA:2010	$\gamma_M = 1,30$

Tabell 1 - Materialfaktorer for limtre benyttet i beregninger

Stål

Det benyttes stål av kvalitet S 355 i henhold til håndbok 185 punkt 5.4.2.1.3(Vegvesen, 2011).

Standard	Materialfaktor
NS-EN 1993-1-1:2005 + NA:2008	$\gamma_{M0} = 1,05$
NS-EN 1993-1-8:2005 + NA:2009	$\gamma_{M2} = 1,25$
NS-EN 1993-1-8:2005 + NA:2009	$\gamma_{M5} = 1,0$

Tabell 2 - Materialfaktorer for stål benyttet i beregninger

Lastfaktorer i bruddgrensetilstand

	Egenlast	Snølast	Vindlast	Trafikklast
Faktor/kombinasjon	1,35		1,12	0,945
Faktor/kombinasjon	1,2	1,5		
Faktor/kombinasjon	1,2		1,6	0,945
Faktor/kombinasjon	1,2		1,12	1,35
Faktor/kombinasjon	1,2			1,35

Tabell 3 - Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

4.1.3 Generelt om beregning av fagverkene

Det sjekkes for både største strekk og største trykk i diagonalstaver og gurter. Knekk lengden for diagonalstavene er deres egen lengde i fagverket. Over- og undergurt er i realiteten en hel stav men er avstaget for hvert knutepunkt, dette betyr at knekk lengden vil være avstanden mellom knutepunktene. Altså lengden av et "segment" i modellen i Focus Konstruksjon. I beregningene er det benyttet knekk lengden til de lengste stavene og lasten til de mest belastede stavene.

4.1.4 Beregning av koordinater til knutepunktene i fagverket

På tegningen av brua er det kun oppgitt stigningstall for de rette elementene og radius på bue – elementet og den horisontale lengden mellom knutepunktene i undergurten. Dermed er det utført beregninger for å finne koordinatene til disse punktene for å kunne benytte dette i modelleringen i Focus konstruksjon 2010 og Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013. Dette er gjort som følger:

For å finne koordinatene til knutepunktene i de rette elementene er det brukt den horisontale lengden mellom hvert knutepunkt multiplisert med stigningstallet. Der stigningstallet for den rette delen på venstre side av buen er 0,167 ‰ og 0,175 ‰ på høyre side på Figur 5. Buen har en radius på 60 m. For å finne koordinaten i bueelementet er det benytte formelen for en sirkel:

$$R^2 = (x - x_0)^2 + (y - y_0)^2$$

Denne formelen kan omgjøres slik at man får høyden y

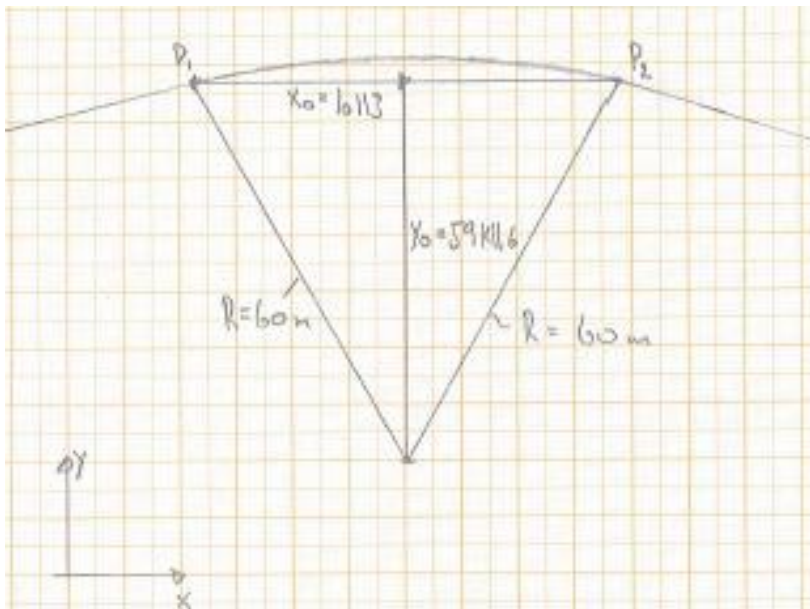
$$y = \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2} + y_0$$

Ved å benytte denne formelen får man høyden i fra senter av en sirkel med radius 60 m. ved å endre fortegn på y_0 vil man få høyden fra linjen som går fra punkt 1 til punkt 2 på Figur 4, etter hvert som x endrer seg. Dermed blir høyden:

$$y = \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2} - y_0$$

Formel 1 - formel for høydekoordinat i buen på brua

x_0 finnes ved å ta koordinaten i x – retning til P_2 minus koordinaten i x – retning til P_1 og dividere dette på 2. P_1 og P_2 er start og slutt punktet for buen. y_0 finnes ved hjelp av betraktning av en trekant og pytagoras setning. For utregning av koordinater se Vedlegg B.

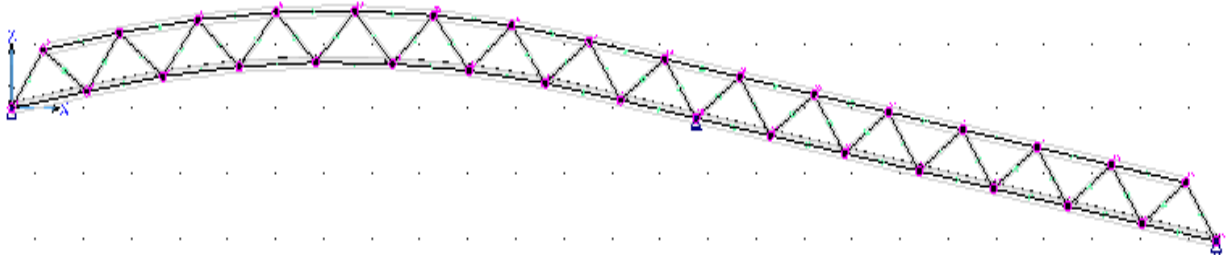


Figur 4 - Skisse brukt ved bueberegninger

4.1.5 Modellering av fagverk i Focus konstruksjon 2010

Fagverket er modellert med rette segmenter fra knutepunkt til knutepunkt, der det er dannet momentledd i hvert knutepunkt slik at det ikke fordeler seg momenter i stavnene fra laster som virker utenpå brua. Det er valgt å benytte standard elementinndeling for gurter og diagonalstaver. Fagverket er opplagt med fastlager og glidelager som vist på Figur 5. Fagverket tilknyttes fastlager i opplageret til venstre og glidelager i de resterende opplagene. Fagverket skal være kontinuerlig over midtopplegg. Det benyttes samme modell for stål og limtre, men materialegenskapen til elementene i modellen endres. Slik at man får

et med elementer av stål og et med elementer av limtre, dette er gjort med tanke på egenvekten av de ulike materialene. Under modellering i Focus Konstruksjon legges det på en egenlast, som tilsvarer egenvekten til tverrspent dekke og avstagningsrammene. Se resultater av beregninger fra Focus konstruksjon 2010 i vedlegg D og E.



Figur 5 - profil av brua i Focus konstruksjon 2010

4.1.6 Nedbøyning

For nedbøyningen av brua er det benyttet focus konstruksjon 2010 til å beregne denne. For stål ble nedbøyningen i bruksgrensetilstand på 39,9 mm, dette tilsvarer $\frac{L}{714}$. For limtre ble nedbøyningen på 60 mm i bruksgrensetilstand, dette tilsvarer $\frac{L}{475}$. I Håndbok 185 punkt 5.5.4.3.1 står det at det ikke skal være en nedbøyning på mer enn $\frac{L}{200}$ som i dette tilfellet er lik 142,5 mm. Her ser man at begge bruene ligger langt under kravene, dermed anses det at nedbøyningskarvet til brua er dekket. Se vedlegg D og E for nedbøyningsberegninger i Focus Konstruksjon 2010.

4.2 Laster som virker på brua

4.2.1 Vindlast – i henhold til statens vegvesen håndbok 185 og NS-EN 1991-1-4

Basis vindhastigheten på stedet finnes i NS-EN 1991-1-4.

$V_{b0}=26$ m/s
$C_{dir}=1,0$
$C_{season}=1,0$

Tabell 4 - Faktorer som benyttes i vindberegninger

NS-EN 1991-1-4 (Standard, 2009a)

For et vanlig brudekke med et spenn på mindre enn 40 meter som bygges nær/over vei eller jernbane, er det normalt ikke nødvendig med dynamisk beregning. Bruer som er bygd av betong, stål, aluminium eller tre kan kategoriseres som vanlige bruer(Standard, 2009a).

Følger beregningsmetode for bru fra NS-EN 1991-1-4.

- Vindpåvirkning på bruer danner krefter i x. X retning er parallelt med brudekkets bredde vinkelrett på spennet.

Kraftfaktoren i x-retning C, hentes fra tabell 8.2 i NS-EN 1994-1-4 ved interpolering.

Referansearealet $A_{ref,x}$ som skal benyttes på brua ved vindberegninger bestemmes ut i fra summen av sideflatearealet av gesims, gangveg eller ballastlag. Arealet av fagverkets hovedbæring vinklerett projisert for nivå over eller under arealet. Altså summen av arealet av den ene vertikale sideflaten til overgurten, undergurten og diagonalstavene. I dette tilfellet vurderes det at den dynamiske responsen ikke er nødvendig(Standard, 2009a), dermed kan vindkraften i x – retning bestemmes som følger:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (\text{Standard, 2009a})$$

Formel 2 - Vindkraft i x-retning

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (\text{Standard, 2009a})$$

Formel 3 - Basisvindhastigheten

Ved beregning av $A_{ref,x}$ regnes det i henhold til NS-EN 1991-1-4 figur 8.5 og tabell 8.1, regner som åpent parapet og åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider. Ut i fra dette finnes d_{tot} ved å legge sammen over/under gurt for så å legge til 1,2m i henhold til tabell 8.1.

4.2.2 Snølast

Hvis området det skal bestemmes $S_{k,max}$ for ligger høyere enn referansepunktet for kommunene, som er det punktet hvor karakteristisk snølast på mark er satt. Bestemmes s_k ut i fra formlene under(Standard, 2008b).

$$s_k = s_{k0} + n \cdot \Delta s_k \quad (\text{Standard, 2008b})$$

Formel 4 - Beregning av karakteristisk snølast på mark over referansehøyde

$$n = \frac{(H-H_g)}{100} \quad (\text{Standard, 2008b})$$

Formel 5 - Bestemmelse av faktoren n

Ut i fra formel 4 og 5 ble snølasten på 10,0 kN/m². Etter å ha vært i kontakt med Eidfjord kommune angående forhold på stedet vurderes dette til å være noe høyt. Samtidig vil det være begrenset hvor mye snø som vil legge seg på brudekket, ut i fra at brua er utsatt for vind og den vil bli brøytet i løpet av vinteren. Det er ikke satt noe maks verdi for Eidfjord kommune, men i tabell NA4.1(Standard, 2008b) står det at steder nær Folgefonna ikke skal ha en høyere S_k enn 8,5 kN/m². Dermed er det også naturlig å velge en noe mindre snølast ved Eidfjord kommune enn det som beskrives for Folgefonna.

Det benyttes derfor en snølast på 6,0 kN/m² og denne regnes å angripe i hele bruas bredde minus bredden av over/under gurt. Altså bredden på dekket.

4.2.3 Trafikklast og last fra servicekjøretøy

Ved lastberegninger for trafikklaster på bruer skal det for gangbruer defineres en jevnt fordelt last q_{fk} , som skal plasseres på det mest ugunstige stedet i lengderetning og tverretning(Standard, 2010a).

q_{fk} beregnes som følger:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} \frac{KN}{m^2} \quad (\text{Standard, 2010a})$$

Formel 6 - Jevnt fordelt last

$$q_{fk} \geq 2,5 \frac{KN}{m^2}, q_{fk} \leq 5,0 \frac{KN}{m^2} \quad (\text{Standard, 2010a})$$

Last fra servicekjøretøy:

Det skal plasseres ut flere punktlaster som definerer et service kjøretøy, denne lasten skal ikke opptre samtidig med den jevnt fordelt trafikklaster. Det benyttes to punktlaster for hver aksel på kjøretøyet, der den ene akselen skal ha en punktlast på 40 kN per hjul og den andre skal ha en punktlast på 20 kN per hjul. Det er en avstand på 1,3 m mellom punktkraftene i hver aksel og det er 3 m mellom hver aksel. I lengderetning virker det en

kraft på 60% av den samlede kraften til servicekjøretøyet. Det opptrer en horisontallast i tverretning samtidig med tjenestekjøretøyet. Denne settes lik 25 % av den horisontale kraften som virker i lengderetning fra servicekjøretøyet(Standard, 2010a).

Last fra punktlast:

Det skal plasseres en konsentrert last på 10 kN som virker på en kvadratisk flate med sidekanter på 0,1 m. Punktlasten skal plasseres ugunstigst i lengderetning og tverretning(Standard, 2010a).

4.3 Beregninger Limtre

4.3.1 Dimensjonering av over- og undergurt, samt strekk- og trykkstaver

Dimensjoneringen av gurter og staver i fagverket gjøres etter følgende beregningsformler:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{l_k}{i_z} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (\text{Standard, 2010b})$$

Formel 7 - Relativ slankhet i z-retning

$$k_z = 0,5 \cdot [0,97 + 0,1 \cdot \lambda_{rel,z} + \lambda_{rel,z}^2] \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 8 - Slankhetsfaktor

$$k_{c,i} = \frac{1}{k_i + \sqrt{k_i^2 - \lambda_{rel,i}^2}} \quad (\text{Standard, 2010b})$$

Formel 9 - Knekningsfaktor

$$A_{min} = \frac{N_{Ed}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 10 - Minste nødvendig areal til belastet stav

$$h_{min} = \frac{A_{min}}{b} \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 11 - Minste høyde for belastet stav

Det er kontrollert for kombinert belastning på segmentet med størst momentbelastning og trykkraft, se vedlegg F.

4.3.2 Dimensjonering av knutepunkt

Limtreindustrien har utviklet en egen beregningsmodell for stavdybel – forbindelser som består av flere enn en slisseplate. Denne metoden er utviklet etter gammel standard og oppdatert etter ny standard av Harald Fallsen ved Høgskolen i Gjøvik. Alle knutepunkter blir dimensjonert etter denne modellen (Fallsen, 2011b). På grunn av varierende aksialkrefter i diagonalstavene og gurtene vil antall dybler variere fra knutepunkt til knutepunkt. De mest kritiske områdene i fagverket vil være i knutepunktene som ligger ved senter av spennene, over opplegg og i skjøten av gurtene.

Beregning av dybelkapasitet:

Det antas at det blir benyttet 2x8mm innslissede stålplater og $\phi 12$ mm dybler i knutepunktene i beregningene. Ved å benytte Formel 12 finner man maks avstanden mellom de innslissede stålplatene. Det kan være fordelaktig og gå noe ned på avstanden, slik at man får mer tre på utsiden av platene.

$$y = \sqrt{\frac{4,8 \cdot f_{u,k}}{f_{h,0,k} \cdot k_{\alpha}} \cdot d^{1,6}} \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 12 - Maksimal avstand mellom slisseplater

$$x = \frac{1}{2} (b - y - 2t) \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 13 - Avstand fra ytterkant av slisseplate til ytterkant av trevirke

$$a_1 = \sqrt{\frac{0,3 \cdot f_{u,k}}{f_{h,0,k} \cdot k_{\alpha}} \cdot d^{1,6} + \frac{x^2}{2}} \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 14 - Avstanden fra slisseplate og utover mot ytterkant av trevirke hvor den jevnt fordelte lasten virker

Karakteristisk dybelkapasitet:

$$F_{v,Rk} = f_{h,0,k} \cdot k_{\alpha} \cdot d [y + 4a_1 - 2x] \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 15 - Karakteristisk kapasitet til dybelen

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 16 - Dimensjonerende kapasitet til dybelen

Kraften som dybel-forbindelsen må ta i over- og undergurt i knutepunktene, finnes ved å dekomponere kreftene i diagonalstavene og summere x-komponentene. Forbindelsen i diagonalstavene må ta kreftene som oppstår i diagonalstavene.

Utrekning av ant. dybler i knutepunktene gjøres som følger:

$$n_{ef} = \frac{N_d}{F_{v,Rd}}$$

Formel 17 - Minimum antall dybler

For bestemmelse av antall dybler og avstander mellom dybler i forbindelsen se tabell 5.1, og tabell 5.2 i håndbok Mekaniske treforbindelser av 2007 (Bovim, 2007).

I følge NS-EN 1995-1-1 og håndbok Mekaniske treforbindelser av 2007 kan man forenklet sette stålplatens hullkantfasthet til:

$$f_{h,Rd} = \frac{1,6 \cdot f_y}{1,25} \quad (\text{Fallsen, 2011b})$$

Formel 18 - Forenklet formel for stålplattens hullkantfasthet

$$F_{h,Rd} = f_{h,Rd} \cdot \text{tykkelse av plate} \cdot d \cdot \text{ant. hull} \cdot \text{ant. plater} \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 19 - Stålplatens kapasitet ved hullkanttrykk

4.3.3 Sammendrag av resultat ved dimensjonering av gurter, diagonaler og knutepunkt

Dimensjon overgurt og undergurt	GL32c, Furu	190 x 233
Dimensjon diagonalstaver	GL32c, Furu	165 x 165

Tabell 5 - Sammendrag av resultat for beregning av gurter og diagonaler

Knutepunktene er nummerert fra venstre mot høyre på brua. Det benyttes 2 corten-stålplater med tykkelse på 8mm av kvalitet S355 og $\phi 12$ mm syrefaste dybler av kvalitet M8.8. For overgurt og undergurt benyttes ikke mindre enn 6 dybler i knutepunktet. For stavene benyttes ikke mindre enn 4 dybler i hver ende av stavene.

Knutepunkt Nr.	Antall dybler i gurt	Antall dybler i venstre diagonalstav	Antall dybler i høyre diagonalstav
1	6	x	6
2	12	8	8
3	9	8	6
4	8	6	6
5	6	6	4
6	6	4	4
7	6	4	4
8	6	4	4
9	6	4	4
10	6	4	4
11	6	4	6
12	8	6	6
13	8	6	8
14	12	8	8
15	12	8	10
16	16	10	10
17	16	10	12
18	16	12	12
19	16	12	10
20	16	10	10
21	12	10	8
22	12	8	8
23	9	8	6
24	8	6	6
25	6	6	4
26	6	4	4
27	6	4	4
28	6	4	4
29	6	4	4
30	6	4	4
31	6	4	6
32	6	6	6
33	6	6	x

Tabell 6 - sammendrag for beregning av knutepunkter

For utfyllende beregninger av fagverket i limtre se vedlegg F.

4.4 Dimensjonering Stål

4.4.1 Dimensjonering av over- og undergurt, samt diagonalstaver

Diagonalstavene og gurtene beregnes som følger for stålfagverket:

Tverrsnittene som benyttes er symmetriske.

$$\bar{\lambda} = \frac{l_k}{i \cdot \lambda_{fy}} \quad (\text{Standard, 2008a})$$

Formel 20 - Relativ slankhet ved bruk i søyledimensjonering for stål

$\bar{\lambda}$ benyttes til å bestemme χ . Kapasitetsformel for stav med aksiallast og moment er som følger:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi_y \cdot f_d} + k_{yy} \times \frac{\sigma_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot f_d} \leq 1,0 \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 21 - Kapasitetsformel for stav med aksiallast og moment

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}\right) \leq C_{my} \times \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}\right)$$

Denne formelen kan skrives som:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{\sigma_{Ed}}{\chi_y \cdot f_d}\right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{Ed}}{\chi_y \cdot f_d}\right) \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 22 - Forsterkningsfaktor

Hvor $\bar{\lambda}_y \leq 1,0$

Ved bruk av denne metoden tas det hensyn til aksialkreftene som er i stavene samt momentet som oppstår på grunn av egenvekten til stavene. Momentene utgjør kun en liten del, men det tas hensyn til det i beregningene.

4.4.2 Beregninger av knutepunkt

Det er valgt å dimensjonere knutepunktet der de største kreftene overføres og benytte dette i alle knutepunkter i brua. Utformingen på knutepunktene er like, vinkel mellom gurt og diagonalstav ligger på ~45° i alle knutepunktene.

$$\beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 \cdot b_0} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 23 - Forhold mellom stegstavens og gurtstavens midlere bredde

Men $\beta \leq 1,0$

Eksentrisitet:

Kontrollerer for eksentrisitet i knutepunkter. Det er gitt krav til hvor stor eksentrisiteten i knutepunktene kan være for at det kan neglisjeres. Blir det store eksentrisiteter vil man få et indre moment i gurten som det må tas hensyn til (Standard, 2009b).

$$e = \left(\frac{h_1}{2 \cdot \sin(\theta_1)} + \frac{h_2}{2 \cdot \sin(\theta_2)} + g \right) \times \frac{\sin(\theta_1) \cdot \sin(\theta_2)}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{h_0}{2} \quad (\text{J. A. Packer, 1992})$$

Formel 24 - Eksentrisiteten i sveiste knutepunkt av RHS-profil

$$-0,55 \leq \frac{e}{h_0} \leq 0,25 \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 25 - Kontrollformel for momenter som oppstår på grunn av eksentrisitet

Videre skal det sjekkes at forholdene i knutepunktet er innenfor kravene gitt i tabell 7.8: gyldighetsområde for sveiste knutepunkter mellom stegstaver med CHS- eller RHS- profiler og gurtstav med RHS-profil (Standard, 2009b).

- Type knutepunkt: k-gap
- Bruker Tabell 7 og de forhold og krav som er beskrevet i denne til å sjekke om beregningsmetoden er gyldig for det aktuelle knutepunktet.
- Se Figur 20 i Vedlegg A for θ_i .
- Knutepunktparametere $i = 1$ eller 2 . Nummer på diagonalstav.
- $i = 0$ nummer til gurtstav.

Tabell 7.8 – Gyldighetsområde for sveiste knutepunkter mellom stegstaver med CHS- eller RHS-profiler og gurtstaver med RHS-profiler

Type knutepunkt	Knutepunktparametere [$i = 1$ eller 2 , $j =$ overlappet stegstav]					
	b_1/b_0 eller d_1/b_0	b_1/t_1 og h_1/t_1 eller d_1/t_1		h_0/b_0 og h_1/b_1	b_0/t_0 og h_0/t_0	Gap eller overlapp b_1/b_j
		Trykk	Strekk			
T, Y eller X	$b_1/b_0 \geq 0,25$	$b_1/t_1 \leq 35$ og $h_1/t_1 \leq 35$	$b_1/t_1 \leq 35$	$\geq 0,5$ men $\leq 2,0$	≤ 35 og Klasse 1 eller 2	-
K-gap N-gap	$b_1/b_0 \geq 0,35$ og $\geq 0,1 + 0,01 b_0/t_0$	og Klasse 1 eller 2	og $h_1/t_1 \leq 35$		≤ 35 og Klasse 1 eller 2	$g/b_0 \geq 0,5(1 - \beta)$ men $\leq 1,5(1 - \beta)$ ¹⁾ og minst $g \geq t_1 + t_2$
K-overlapp N-overlapp	$b_1/b_0 \geq 0,25$	Klasse 1			Klasse 1 eller 2	$25 \% \leq \lambda_{ov,lim} \leq \lambda_{ov,lim}^2$ $b_1/b_j \leq 0,75$
Sirkulær stegstav	$d_1/b_0 \geq 0,4$ men $\leq 0,8$	Klasse 1	$d_1/t_1 \leq 50$	Som ovenfor, men d_1 erstatter b_1 og d_j erstatter b_j .		

¹⁾ Hvis $g/b_0 > 1,5(1 - \beta)$ og $g > t_1 + t_2$, behandles knutepunktet som to separate T- eller Y-knutepunkter.

²⁾ $\lambda_{ov,lim} = 80 \%$ når den skjulte skjøten av den overlappede staven ikke er sveist og $\lambda_{ov,lim} = 80 \%$ når den skjulte skjøten av den overlappede staven er sveist. Forbindelsen mellom staven og gurtens flens bør sjekkes for skjær dersom overlappsforholdet er større enn $\lambda_{ov,lim}$, eller dersom staven har rektangulære tverrsnitt med $h_1 < b_1$ og/eller $h_j < b_j$.

Tabell 7- Gyldighetsområde for sveiste knutepunkter mellom stegstaver med CHS- eller RHS-profiler og gurtstaver med RHS-profiler

Hentet fra NS-EN 1993-1-8(Standard, 2009b)

Videre beregnes aksialkapasiteten til diagonalstaver og gurtene i forhold til flere bruddtilfeller. De ulike bruddtilfellene som kontrolleres er, brudd i gurtflens, skjærbrudd i gurtvegg, brudd i stegstav og gjennomlokking.

Brudd i gurtflens:

Kontrollerer at den dimensjonerende aksialkraftkapasiteten for brudd i gurtflens ikke overskrides av den opptredende kraften. Den dimensjonerende aksialkraftkapasiteten finnes som følger.

$$N_{i,Rd} = \frac{8,9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma}}{\sin(\theta_i)} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 \cdot b_0} \right) / \gamma_{M5} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 26 - Dimensjonerende aksialkapasitet for brudd i gurtflens i , i knutepunktet

n finner man av formelen:

$$n = \frac{\frac{\sigma_{Ed}}{f_{y0}}}{\gamma_{M5}} = \frac{N_0}{A_0 \cdot f_{y0}} / \gamma_{M5} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 27 - Spenningsforhold for gurter med RHS

K_n finner man av formelen:

$$K_n = 1,3 - \frac{0,4 \cdot n}{\beta} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 28 - Faktor for beregning av kapasiteter til stav i , i knutepunkt

γ finner man av formelen:

$$\gamma = \frac{b_0}{2 \cdot t_0} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 29 - Forholdet mellom gurtens bredde og to ganger veggtykkelsen

Skjærbrudd i gurtvegg:

Aksialkraftkapasiteten til diagonaler og gurter i forhold til skjærbrudd i gurtveggen finnes som følger:

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_i)} / \gamma_{M5} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 30 - Dimensjonerende aksialkraftkapasitet til diagonalstav i , for skjærbrudd i gurtvegg i knutepunkt

A_v finner man av formelen:

$$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0 \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 31 - Gurtens skjærareal

α finner man av formelen:

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_0^2}}} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 32 - Faktor for bestemmelse av gurtens skjærareal

$$N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v) \cdot f_y + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \right)^2} \right] / \gamma_{M5} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 33 - Dimensjonerende aksialkapasitet til gurt i, for skjærbrudd i gurtvegg

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Standard, 2008a})$$

Formel 34 – Dimensjonerende plastisk skjærkapasitet

De opptredende kreftene i stavene skal ikke overgå kapasitetene som finnes ved hjelp av formlene over.

Brudd i stegstav:

Aksialkraftkapasiteten til diagonalstaver finnes ved hjelp av formlene under.

De opptredende kreftene i diagonalstavene skal ikke overstige denne kapasiteten.

$$N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i + b_i + b_{eff}) / \gamma_{M5} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 35 - Dimensjonerende aksialkraftkapasitet for brudd i stegstav i, i knutepunktet

B_{eff} finner man av formelen:

$$b_{eff} = \frac{10}{\frac{b_0}{t_0}} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 36 - Effektiv bredde til stegstav i forbindelse med gurt

Men $b_{eff} \leq b_i$

Gjennomlokking:

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

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \left(\frac{2 \cdot h_i}{\sin(\theta_i)} + b_i + b_{e,p} \right)}{\gamma_{M5}} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 37 - Dimensjonerende aksialkraftkapasitet for gjennomlokking av stav i, i knutepunkt

Finner $b_{e,p}$ av formelen:

$$b_{e,p} = \frac{10}{\frac{b_0}{t_0}} \cdot b_i \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 38 - Effektiv bredde ved gjennomlokking

Beregning av sveis:

- Se Figur 10 vedlegg A for illustrasjon av sveiser.
- Beregninger skjer i henhold til "directional method" i følge punkt 4.5.3.2 i NS-N 1993-1-8 og kompendiet til Harald Fallsen (Fallsen, 2011a).

Directional method:

Denne metoden går ut på å sjekke spenninger som oppstår i sveisen, og velge minste a-mål basert på dette. Metoden er brukt på alle sveiser i dette prosjektet og tar hensyn til vinkelen til kraften som virker på sveisen. Kraftene dekomponeres til krefter parallelt med sveisen og normalt på sveisen, på denne måten finner man spenningene som oppstår og velger a-mål ut fra dette.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{1,25 \cdot \beta_w} \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 39 - Spenningskontroll sveis

Finner β_w i tabell 4.1 NS-EN 1993-1-8 (Standard, 2009b), og f_u i tabell 3.1 NS-EN 1993-1-1 (Standard, 2008a).

$$\tau_{\parallel} = \frac{N_{Ed,\parallel}}{L_{eff} \cdot a} \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 40 - Skjærspenning i sveisen lengderetning

$$f_{\perp} = \frac{N_{Ed,\perp}}{L_{eff} \cdot a} \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 41 – Resultantspenning normalt på sveis

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{f_{\perp}}{\sqrt{2}} \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 42 - Normalspenning og skjærspenning normalt på sveis

4.4.3 Sammendrag av beregninger fagverk

Alle verdiene og forholdene som er beskrevet i tabell 7.8 ligger innenfor de gitte kravene, derfor anses det gyldig å beregne kapasiteter i henhold til tabell 7.12. Kapasitetene som er regnet ut ved hjelp av tabell 7.12 for knutepunktene er større en de opptredende kreftene for alle bruddformene.

Sveis i knutepunkter:

I knutepunktene blir det brukt en kombinasjon av kilsveis og buttsveis. Dette er fordi standarden ikke anbefaler å bruke kilsveis hvis vinkelen ligger utenfor området 60-120°. Derfor benyttes det buttsveis med full gjennomsveising på sidene i knutepunktet som ligger utenfor dette området og kilsveis for sidene som ligger innenfor. Se Figur 10 i vedlegg A for illustrasjon av hvor det skal sveises, samt spesifisert hvor det er brukt kilsveis og hvor det er brukt buttsveis.

Ut i fra beregningene for sveis benyttes minste a-mål, 4 mm, på kilsveis i knutepunkter i henhold til Håndbok 185. Dette a-målet brukes i alle knutepunktene i fagverket.

Konstruksjonsdel	Spesifikasjon
Over/under gurt	Kvadratisk RHS 140x140x8
Strekk/trykk staver	Kvadratisk RHS 90x90x6,3
Kilsveis i knutepunkter	a-mål = 4 mm
buttsveis	Full gjennomsveising

Tabell 8- Sammendrag av resultatet ved dimensjoneringen av stålfagverket

For utfyllende bergninger for overnevnte resultat se vedlegg G.

4.5 Avstagningsramme

Vinkelen til skråstaget som går opp til overgurt er på 56,83°. Skråstaget boltes til tverrbærerene ved en fastsveist plate med fastsveist bolt i nedre ende av skråstag, boltene

føres gjennom sylindere innsveist i tverrbærere og festes i underkant av tverrbærere, se Figur 12 i Vedlegg A for illustrasjon.

Det sveises på plate i topp av skråstaket for feste til overgurt. Ved fagverk i limtre festes skråstaket til overgurt ved hjelp av franske treskruer. Ved fagverk i stål festes skråstaket med gjennomgående bolter som føres gjennom innsveiset sylindere i overgurt, for illustrasjon se Figur 15 for limtre og Figur 16 for stål i Vedlegg A.

4.5.2 Dimensjonering av avstagningsramme

Profil i underkant av fagverk:

Finner minimum motstandsmoment som er nødvendig med tanke på momentet som oppstår i profilet som ligger i underkant. Ved hjelp av følgende formel:

$$W_y \geq \frac{M_{Ed}}{f_d} \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 43 - Minimum motstandsmoment

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 44 - Skjærspenning

τ_{Ed} skal ikke overstige:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

Skråstag:

Antar en knekkfaktor for å finne en profil som prøves. Man finner så knekkfaktoren ved hjelp av figur 6.4 s2-7 i kompendiumet (Fallsen, 2011a), som tilsvarer den profilen man prøver.

Regner så ut kapasiteten til denne profilen ut i fra Formel 20 og Formel 45.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot f_d \cdot A \quad (\text{Fallsen, 2011a})$$

Formel 45 - Dimensjonerende aksialkapasitet

4.5.3 Sammendrag av resultat for avstagningsramme

Det sveises på en plate til tverrbærende RHS-profil som overfører kreftene. Det sveises langs hele platen sin lengde symmetrisk om RHS profilen da dette anses som den beste løsningen rent praktisk. På denne måten må ikke kilsveisen deles opp langs RHS profilen.

Konstruksjonsdel	Spesifikasjon
Stag opp til overgurt	Kvadratisk RHS 60x60x3
Profil i underkant fagverk	RHS 140x80x10
Bolt	M16 8.8

Tabell 9 - Sammendrag av resultatet ved dimensjonering av avstagningsramme

For utfyllende beregninger av avstagningsramme se vedlegg H.

4.6 Tverrspent dekke

4.6.1 Beregning av tverrspent dekke

Beregninger for tverrspent dekke i lengderetning beregnes som for dimensjonering for moment(bøyespenninger) og skjær(skjærspenninger) på en bjelke i henhold til Eurokode 5. Der bredden på dekket benyttes som høyden på bjelken og tykkelsen på dekket benyttes som bredden som vist i formlene under

$$\sigma_{M,y} = \frac{6 \cdot M_{yy}}{b \cdot t_d^2}$$

Formel 46 - Bøyespenninger i lengderetning

$$\tau = \frac{9}{4} \cdot \frac{V_{xx}}{b \cdot t_d}$$

Formel 47 - Skjærspenninger i lengderetning

Der:

M_{yy} Er momentet i lengderetning.

V_{xx} Er skjærkraften i lengderetning.

b Er en meter dekkebredde.

t_d Er tykkelsen av dekket.

For kontroll av spenninger i lengderetning benyttes kontrollformlene som er oppgitt under.

$$f_{m,d,dekke} = k_{sys} \cdot f_{m,d,lam} \quad (\text{Standard, 2010c})$$

Formel 48 - Dimensjonerende børefasthet til dekket

$$f_{v,d,dekke} = k_{sys} \cdot f_{v,d,lam} \quad (\text{Standard, 2010c})$$

Formel 49 - Dimensjonerende skjærfasthet til dekket

$f_{m,d,lam}$ og $f_{v,d,lam}$ er den dimensjonerende bøyefastheten og skjærfastheten multiplisert med en lamineringsfaktor k_b , som settes lik 1,0 for skjær og 0,75 for moment. k_{sys} bestemmes ut i fra figur 6.12 NS-EN-1995-1-1, der antall belastede lameller bestemmes som følger.

$$n = \frac{b_{ef}}{b_{lam}} \quad (\text{Standard, 2010c})$$

Formel 50 - Bestemmelse av antall belastede lameller

$$b_{ef} = \frac{M_{maks,bjelke}}{M_{maks,plate}} \quad (\text{Standard, 2010c})$$

Formel 51 - Den effektive bredden til dekket

Der:

b_{ef} er den effektive bredden av dekket.

b_{lam} er bredden på laminatene (limtre – planken)

$M_{maks,bjelke}$ er det maksimale momentet når man ser på dekket som en bjelke

$M_{maks,plate}$ er det maksimale momentet i dekket regnet ut fra et analyseprogram

Kontrollen av dekket i lengderetning gjennomføres som følger:

$$\frac{\sigma_M}{f_{m,d,dekke}} < 1,0$$

Formel 52 - Kontrollformel for bøyespenninger i lengderetning

$$\frac{\tau}{f_{v,d,dekke}} < 1,0$$

Formel 53 - Kontrollformel for skjærspenninger i lengderetning

Beregninger for tverrspente dekker i tverretning gjennomføres ved å bestemme den maksimale spenningen i tverretning. Den totale påførte spenningen i tverretning må være større enn spenningene som oppstår på grunn av moment i tverretningen og glidningen mellom lamellene på grunn av skjærkraft i tverretningen. Det må dermed kontrolleres for to tilfeller av oppspenninger. Den ene er under selve oppspenningen av dekket altså når det

monteres på byggeplass. Den andre er etter gjennomført oppspenning altså dekket er i bruk. Spennstengene spennes opp til 80 % av flytegrensen, dette regnes som nominell oppspenningskraft dvs. 100%. Men under selve oppspenningen kan spennstengene spennes opp til 85% av flytegrensen, noe som tilsvarer 106% av nominell oppspenningskraft. Dette gjøres for å kompensere for låsetap og andre umiddelbare tap av oppspenningskraft. Etter oppspenning vil spennkraften falle med tiden, størst i starten og mindre etter hvert helt til man foretar en ny oppspenning. Statens vegvesen håndbok 185 sier at ved kontroll for anleggstrykk kan det bli benyttet en lastfaktor på 1,0. Her er det valgt å benytte lastfaktorene for bruddlast (Vegvesen, 2011).

Krefter og momenter vil bli bestemt ved hjelp av elementmetoden i form av analyseprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013. Der man må ta hensyn til de ulike egenskapene til trevirket. Dette gjøres ved å sette inn ulike parametre for dekket. Der elastisitetsmodulen i fiberretning $E_x = E_{0,mean}$ og elastisitetsmodulen på tvers av fiberretningen E_y skal multipliseres med en faktor. Denne faktoren tar hensyn til hvilken type dekke det er og om lamellen er høvlet eller saget. Denne faktoren er oppgitt i tabell 5.1 i EN 1995-2:2004. I dette tilfellet benyttes det limtre lameller i dekket og ut i fra statens Håndbok 185 punkt 5.5.4.2.3 er dette å anse som høvellast mot høvellast. Dette gir $E_y = E_{0,mean} \cdot 0,02$.

I dette dekket blir det benyttet kreosotimpregnert lameller i ytterkant, dette gjøres for å imøtekomme kravet i punkt 5.5.4.2.2 Håndbok 185 for klimaklasse 2.

Spenningene som oppstår på grunn av moment og glidning mellom lameller er:

$$\sigma_{M,x} = \frac{6 \cdot M_{xx}}{b \cdot t_d^2}$$

Formel 54 - Bøyepenninger i tverretning.

$$\sigma_V = \frac{\sqrt{\left(\frac{V_{yy}}{\mu_{90,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_{xx}}{\mu_{0,d}}\right)^2}}{t_d} \quad (\text{Vegvesen, 2011})$$

Formel 55 - Motstandsspenning for glidning mellom lameller

$$\sigma_{\min} = 0,35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Standard, 2010c})$$

σ_{\min} er den minste tillatte spenningen etter alle tap. Videre i bergningene velger man ut den maksimale verdien av de tre spenningene over og benytter videre i beregningene. Altså

$$\sigma_{p,\min} = \max \begin{cases} \sigma_{M,x} \\ \sigma_V \\ \sigma_{\min} \end{cases}$$

I følge Håndbok 185 punkt 5.5.4.2.1 skal tverrspente dekker spennes opp med en slik spennkraft at det ikke oppstår glidning mellom lameller over tid uansett værforhold. Ut i fra dette sier også Håndboken at ved dekker som er sikret med vanntett membran mot oppfukning kan et spenntap på 50% forutsettes å dekke alle tap for limtredekker. Dermed multipliseres $\sigma_{p,\min}$ med en prosentfaktor k_{tap} for å ta høyde for dette spenntapet. Dette gir:

$$\sigma_p = \sigma_{p,\min} \cdot k_{\text{tap}}$$

Formel 56 - Motstandsspenning etter alle tap

For limtre settes faktoren k_{tap} til $(1+1) = 2$, dette kommer av spenntapet som nevnt over. For at man skal ha full utnyttelse av brua etter spenntapet må spennkraften dekke 100% den nødvendige spenningen $\sigma_{p,\min}$. Dermed må man øke kraften med 100% for å ta hensyn til et spenntapet på 50 %. Altså et spenntap på 50 % tilsvarer $0,5 \cdot 2 = 1,0$.

Her er:

M_{xx}	det maksimale momentet i tverretning.
V_{yy}	den maksimale skjærkraften i tverretning.
$\mu_{90,d}$	dimensjonerende friksjonskoeffisient normalt på fibrene.
$\mu_{0,d}$	dimensjonerende friksjonskoeffisient parallelt med fibrene.

Forspenningskraften kan settes til 85% av flytegrensen og kapasiteter i spennstag bestemmes som følger:

$$F_{\text{kar,strekk,spennstag}} = \left(d_{\text{spennstag}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) \cdot f_{y,\text{spennstag}}$$

Formel 57 - Karakteristisk strekkapasitet i spennstag

$$F_{\text{dim,strekk,spennstag}} = \left(d_{\text{spennstag}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) \cdot f_{d,\text{spennstag}}$$

Formel 58 - Dimensjonerende strekkapasitet i spennstag

$$F_{\text{maks tillatt,strekk,spennstag}} = F_{\text{kar,strekk,spennstag}} \cdot 0,85 \leq F_{\text{dim,strekk,spennstag}}$$

Formel 59 - Maksimal tillatt sterkraft i spennstag

Nødvendig oppspenningskraft bestemmes slik:

$$F_{\text{oppspenning,permanent}} = \sigma_{p,\text{min}} \cdot t_d \cdot S$$

Formel 60 - Nødvendig permanent oppspenningskraft

$$F_{\text{oppspenning,øyeblikkelig}} = \sigma_p \cdot t_d \cdot S$$

Formel 61 - Nødvendig oppspenningskraft under oppspenning

Anleggstrykket mot trevirket bestemmes som følger:

$$\sigma_{90,\text{anleggstrykk,permanent}} = \frac{F_{\text{oppspenning,permanent}}}{\frac{\pi}{4} \cdot (d_{\text{ankerplate}}^2 - d_{\text{hull i dekke}}^2) + 60 \cdot d_{\text{ankerplate}}}$$

Formel 62 - Anleggstrykk mot trevirket under permanent oppspenning

$$\sigma_{90,\text{anleggstrykk,øyeblikkelig}} = \frac{F_{\text{oppspenning,øyeblikkelig}}}{\frac{\pi}{4} \cdot (d_{\text{ankerplate}}^2 - d_{\text{hull i dekke}}^2) + 60 \cdot d_{\text{ankerplate}}}$$

Formel 63 - Anleggstrykk mot trevirket øyeblikkelig under oppspenning

Formel 62 og Formel 63 over er utledet fra formel 6.4 i punkt 6.1.5 fra NS-EN 1995-1-1. Der det er lagt til 60 mm i lengderetning, 30 mm på hver side av platen, til det effektive arealet som det står beskrevet i punkt 6.1.5. k_c i formlene under settes til 1,3 i følge punkt 6.1.2 (9) EN 1995-2. Under selve oppspenningen skal belastningen sees på som en øyeblikkslast og etter oppspenning skal lasten ses på som en langtidslast, dette er oppgitt i punkt 5.5.4.2.2 i Håndbok 185 fra Statens vegvesen. k_{mod} bestemmes ut i fra dette og klimaklasse 2.

$$f_{c,90,d,\text{permanent}} = \frac{f_{c,90,k} \cdot k_{\text{mod,langtidslast}} \cdot k_c}{\gamma_M}$$

Formel 64 - Trevirkets kapasitet tvers på fibre under permanent oppspenning

$$f_{c,90,d,\text{\u00f8yeblikkelig}} = \frac{f_{c,90,k} \cdot k_{\text{mod,langtidslast}} \cdot k_c}{\gamma_M}$$

Formel 65 - Trevirkets kapasitet tvers p\u00e5 fibre \u00f8yeblikkelig under oppspenning

Kontrollformler:

$$\frac{F_{\text{oppspenning,\u00f8yeblikkelig}}}{F_{\text{maks tillatt,strekk,spennstag}}} \leq 1,0$$

Formel 66 - Kontrollformel for kapasiteten til spennstengene

$$\frac{\sigma_{90,\text{anlegstrykk,permanent}}}{f_{c,90,d,\text{permanent}}} \leq 1,0$$

Formel 67 - Kontrollformel for kapasiteten til trevirket under permanent oppspenning

$$\frac{\sigma_{90,\text{anlegstrykk,\u00f8yeblikkelig}}}{f_{c,90,d,\u00f8yeblikkelig}} \leq 1,0$$

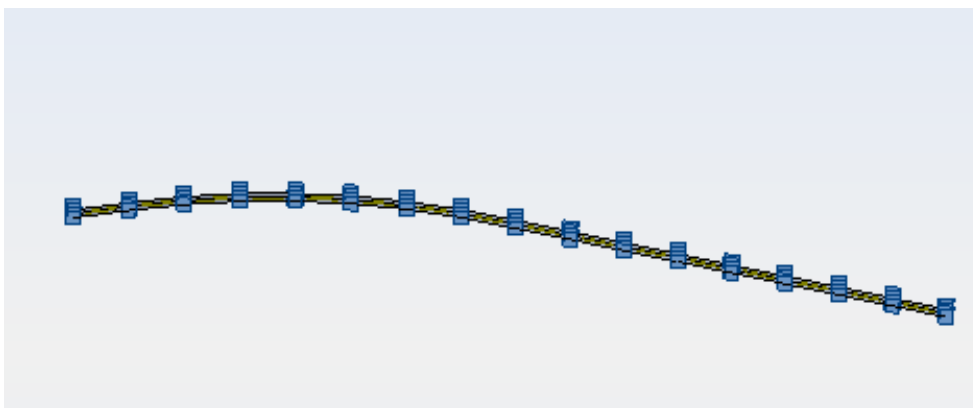
Formel 68 - Kontrollformel for kapasiteten til trevirket under oppspenning

$$\frac{\left(\frac{3 \cdot \sigma \cdot k^2}{F_b}\right)^{0,3}}{t_d} \leq 1,0$$

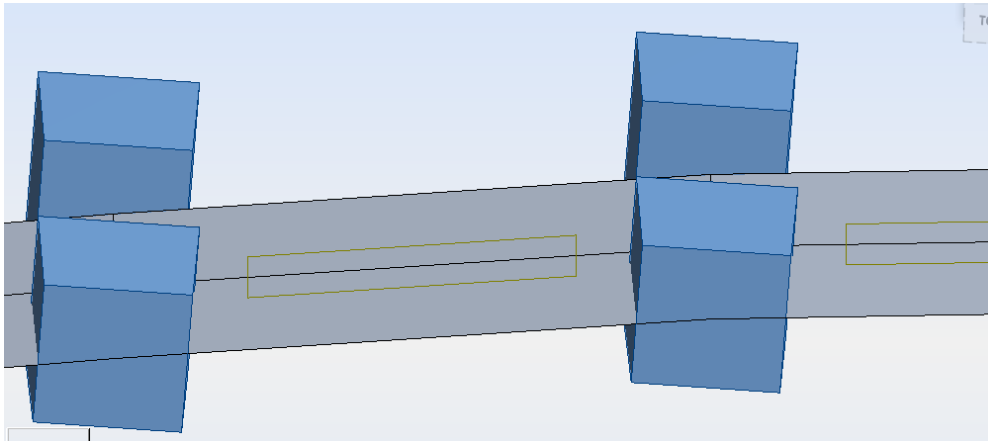
Formel 69 - Kontrollformel for tykkelsen til st\u00e5lplaten

4.6.2 Analyse av dekket i Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

For \u00e5 f\u00e5 analysert dekket ble det brukt analyseprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013. Der dekket ble opplagt p\u00e5 bjelker som var fastl\u00e5st i hver ende, som vist p\u00e5 Figur 6.



Figur 6 - Modell av dekket i Robot



Figur 7 - Modell av en dekkeplate med opplegg

Dekkene ble gitt de egenskapene de skulle ha ved å fylle inn tykkelse, E-modul i begge retninger og bredden og lengden på dekket. Modellen modelleres med rette dekker fra et opplegg til et annet opplegg, som vist på Figur 7. For beregninger i Robot se vedlegg I.

4.6.3 sammendrag av resultat ved dimensjonering av dekket

Bredden på dekket settes til 1,8 m på grunn av plass til ankerplate og låser, i utregningen er det regnet for hver meter dekke i bredden. Lamellene som er benyttet i beregningene er limtre av kvalitet GL32c. Ankeplatene er av kvalitet syrefast S355 og spennstengene er av kvalitet høyfast stål

Tykkelsen til dekket	$t_d = 270 \text{ mm}$
Diameter spennstag	$d_{stag} = 26,5 \text{ mm}$
Avstand mellom spennstag	$s = 500 \text{ mm}$
Diameter ankerplate	$d_{ankerplate} = 260 \text{ mm}$
Tykkelse ankerplate	$t_{ankerplate} = 20 \text{ mm}$

Tabell 10 - Sammendrag av resultat for tverrspent dekke

For utfyllende beregninger av dekket se vedlegg J.

4.7 Innfestning av avstagningsramme til overgurt og undergurt

4.7.1 Innfestning til undergurt

Det sveises på en plate på tverrbærende RHS profilen som ligger i underkant av fagverket på tvers av lengderetning. Denne platen sikrer innfestning av dekket og overfører krefter som virker på fagverket som skal tas av dekke. Sveis i innfestningsdetaljer er beregnet ut i fra directional method. Festeplatene er beregnet ut i fra bruddlinjeteori. Festeplate for innfestning til undergurt i tre blir sveist på de innslissede platene i knutepunktene. For at dette skal kunne gjennomføres så sveises disse på før platene blir ført inn i slissespoene i undergurt. For fagverk i stål blir denne festeplata sveist direkte på profilen i undergurt før behandling av stålet.

$$t = \sqrt{\frac{N_{t,bolt} \cdot a \cdot 6}{f \cdot d \cdot l_{bruddlinje}}}$$

Formel 70 - Tykkelse festeplate

$$\frac{f_{v,Ed}}{f_{v,Rd}} + \frac{f_{t,Ed}}{1,4 \cdot f_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Standard, 2009b})$$

Formel 71 - Kontrollformel kapasitet i bolt

4.7.2 Innfestning til overgurt

Innfestning til overgurt i stål blir utført ved bruk av to M12 8.8 bolter og plate sveist på skråstaget. For at denne forbindelsen skal kunne gjennomføres må overgurt tilpasses. Det bores og sveises inn en sylinder der de gjennomgående boltene skal gå. Dette er for å hindre at veggene i overgurt knekker innover i tverrsnittet ved oppspenning av boltene.

Dimensjoneringen av skrueforbindelsen til overgurt av limtre gjøres etter følgende beregningsformler:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{0,082 \cdot (a - 0,01d) \cdot \rho_k}{(1,35 + 1,015d) \cdot \sin \alpha^2 + \cos \alpha^2} \quad (\text{Bovim, 2007})$$

Formel 72 - Karakteristisk hullkantfasthet

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2,6} \quad (\text{Bovim, 2007})$$

Formel 73 - Karakteristisk flytemoment

$$F_{ax,Rk} = (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} \quad (\text{Bovim, 2007})$$

Formel 74 - Karakteristisk uttrekkskapasitet

$$F_{v,Rk,1} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d}} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\} \quad (\text{Bovim, 2007})$$

Formel 75 - Karakteristisk kapasitet per forbinder, tynn stålplate

$$F_{v,Rk,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d}{f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t^2}} - 1 \right]} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right\} \quad (\text{Bovim, 2007})$$

Formel 76 - Karakteristisk kapasitet per forbinder, tykk stålplate

Stålplaten som benyttes mot trevirket har en tykkelse på 10 mm, dette ligger mellom definisjonen av en tynn og tykk stålplate i Mekaniske treforbindelser. Derfor interpoleres det lineært mellom $F_{v,R,1}$ og $F_{v,Rk,2}$ for å finne $F_{v,Rk}$ i henhold til punkt 2.3.4 i Mekaniske Treforbindelser. $F_{v,Rd}$ finnes ved å multiplisere med antall skruer i forbindelsen og k_{mod}/γ_M . $F_{ax,Rd}$ finnes ved å multiplisere $F_{ax,Rk}$ med antall effektive skruer og k_{mod}/γ_M , i følge punkt 6.2.2 i Mekaniske treforbindelser er $n_{ef} = n^{0,9}$ (Bovim, 2007).

Kontrollformel for kombinert belastning:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{Bovim, 2007})$$

Formel 77 - Kapasitetskontroll ved kombinert belastning

4.7.3 Innfestning ved skjøting av gurter

For limtre deles fagverkene opp i to deler i knutepunkt 16 og 17 og skjøtes ved hjelp av dybler og innslissede stålplater.

For stål deles fagverkene opp i tre deler og skjøtes i knutepunkt 14 og segment 7, og 26 og segment 13. Dette gjøres med tanke på at man skal få galvanisert stålkonstruksjonen. I skjøten festes gurtene til hverandre med plater som boltes fast til hverandre. Maksimale krefter i disse snittene er beregnet til omtrent 155 kN i strekk og 255 kN i skjær. Beregningen utføres som en L-forbindelse der man antar at de vertikale boltradene tar all belastning. Der man antar at man får en bruddlinje i senter av de vertikale boltradene og langs med de

vertikale veggene i RHS-profilet, se Figur 18 beskrivelse av innfestning. De midterste boltene i de horisontale boltradene settes inn som en sikkerhet. Det er ikke gjort beregninger på denne detaljen. Se Figur 21 for illustrasjon av utførelse av innfestning.

4.7.4 Sammendrag av resultat innfestning

Detalj	Tykkelse
Plate på undergurt – tre	20 mm
Plate på undergurt – stål	15 mm
Plate skråstag overgurt	10 mm
Plate sveist på tverrbærende profil	10 mm
Bolt skråstag til tverrbærer	M16 8.8
Resterende bolter benyttet til innfestning	M12 8.8
innfestning plate til overgurt limtre	Franske treskruer $\Phi 16$ M4.6
Sveis i alle forbindelser	a = 4 mm

Tabell 11 - Sammendrag av resultat for innfestninger

For utfyllende beregninger av innfestninger se vedlegg K.

4.8 Miljø

4.8.1 Miljø i forhold til stål

Levetid:

Det er mulig å lage forskjellige legeringer av stål med forskjellige egenskaper. Men i dag brukes det metallisering i kombinasjon med epoxy.

Det har blitt benyttet forskjellige metoder for å beskytte stålet opp igjennom årene, men Håndbok nr 026: Prosesskode 2 fra 2007 beskriver systemet som blir brukt på nye bruer i dag. Eldre bruer der det er et system som er brukt tidligere er det ønskelig at samme system som er brukt tidligere brukes igjen ved reparasjon av korrosjonsbeskyttelse. (Mogens H Foder et al., 2008)

Gjenvinning:

Stål er 100% multiresirkulerbart som kan gjenvinnes med samme kvalitet en rekke ganger uten at kvaliteten forringes. Det at stål kan gjenvinnes fører til et lavere uttak av naturressurser og mindre påvirkning av miljøet. Produksjon av stål basert på resirkulert stål

senker CO₂ nivået ved produksjon. Det ligger en betydelig reduksjon i utslipp av CO₂ ved produksjon av stål ved hjelp av stålskrapp (se avsnitt om CO₂). (stålforbund)

Ved utforming med tanke på videre bruk, samt enkel montering og demontering kan stålkomponenter enkelt brukes opp igjen uten videre behandling. Med noen forbehold. (stålforbund)

Miljøbelastning fra stålindustrien:

Den største miljøbelastningen fra stål industrien kommer i form av CO₂, ved produksjon av stål fra malm kommer dette bidraget hovedsakelig fra koksen. Samtidig vil utvinning av malm og koks ved gruvedrift være en miljøbelastning.

CO₂:

Ved produksjon av stål fra stålskrapp i elektrisk lysbueovn, for så å bli raffinert, opplegering og kontinuerlig støping. Ligger totalt CO₂ utslipp på ca 0,05 t CO₂/ t stål. Sammenliknet med stål produsert fra jernmalm som ligger på 2 t CO₂/t stål ser man at dette er en betydelig forskjell. Forutsatt at det er stål produsert fra malm i masovn. (B. Monsen, 2009)

Virkemidler for reduksjon av CO₂ ved produksjon:

Det er mange forskjellige metoder for å redusere CO₂ utslipp ved produksjon av stål. Blant annet har EU og StatoilHydro et samarbeid der de ser på forskjellige muligheter for å redusere CO₂ utslipp. Prosjektet heter: Ulcos (Ultra-Low CO₂ Steelmaking). Noen av de metodene som er lagt frem som alternativer i dette prosjektet er i realiteten langt unna og trenger mer forskning på hvordan forskjellige parametre skal løses. Men andre metoder er aktuelle allerede nå.

De metodene som ligger i nærmeste fremtid går ut på å fange CO₂ før det slippes ut i atmosfæren for så lagre det. En annen metode er å bruke naturgass eller oksygenblåst masovn for så å fange CO₂ og lagre dette. Bare det å bruke naturgass i masovn reduserer CO₂ utslippet betydelig og denne metoden er allerede i bruk flere steder i verden. (Tunmo, 2008)

Ved bruk av naturgass foregår reduksjonen av jernmalm under jernets smeltepunkt, og hydrogenet i naturgassen tar den samme rollen som karbonet som reduksjonsmiddel. Denne prosessen reduserer utslippet av CO₂ med nær 75%. (Jack Ødegård, 2009)

4.8.2 Miljø i forhold til trevirke

Levetid:

Definisjonen av levetid for byggverk er den tiden bygget oppfyller de krav og ønsker til funksjon som er satt. Funksjonaliteten bestemmes av målbare data. Som for eksempel bæreevne. (Silje Wærp, 2008)

Brua er prosjektert for en levetid på 100 år i henhold til Statens vegvesen Håndbok 185. Den belegges også med 1mm kobberbeslag på utsatte plasser for å beskytte overgurt samt dybelforbindelser.(Gustavsen, 2011)

Trevirket som blir benyttet i fagverket skal kreosotimpregneres da dette blir eksponert for vær og vind, samt andre påkjenninger. Derfor er det nødvendig å bruke impregnering med denne bestandigheten.

Livsløpsanalyse:

Den dominerende energibæreren ved produksjon av trevirke er diesel, men bensin og strøm er heller ikke uten betydning. Av det totale energiforbruket utgjør tømmertransport den største andelen. (Silje Wærp, 2008).

Miljøbelastningene er i hovedsak knyttet til forbrenning av fossile brennstoff, og CO₂ er den dominerende klimagassen i utslippene. (Silje Wærp, 2008)

Gjenvinning:

"I COST ACTION E31 anslås mengde avfallstre i Norge til å være 248 460 tonn årlig (Merl. et al 2007). Med avfallstre menes her treavfall som oppstår som f.eks emballasje og bygge- og anleggsavfall. Ca 5 % går til materialgjenvinning, 70 % går til energigjenvinning, 9 % går til deponering, 2 % til kompostering, mens 17 % går til ukjent formål."(Silje Wærp, 2008)

Der det er benyttet kreosotimpregnert virke skal dette leveres til godkjent kommunalt avfallanlegg. Det er mulig å brenne trevirke som er impregnert med kreosot for så å benytte seg av bioenergien, på denne måten gjenvinnes energien som er lagret i trevirket. Dette skal skje ved godkjente anlegg da det kreves høy forbrenningstemperatur ved forbrenning av kreosotimpregnert trevirke. Med dagens metoder er biologisk og kjemiskbehandling lite lønnsomt sammenliknet med forbrenning.(Evans, 2012)

Miljøbelastning fra treindustri:

"I (Nordic Wood 1999) ble det hentet frem miljøparametre til nordiske trematerialer. I dette prosjektet ble det utarbeidet et "miljøinventeringsdokument" tilpasset treindustriens produkter og utviklet et system for å miljødeklarere treindustriprodukter."(Silje Wærp, 2008)

Konklusjonen av dette prosjektet var at treindustrien i norden i liten grad påvirker det ytre miljøet, dette sammenliknet med andre industrier som produserer sammenliknbare produkter. Det ble også funnet i dette prosjektet at det i hovedsak benyttes biobrensel til energiproduksjon og utslipp til ytre miljøer kommer av tømmervanning, røyk fra fastbrenselanlegg og avgass fra transport. Avfall er i hovedsak aske.

CO₂:

Skog i vekst tar opp og binder CO₂ gjennom fotosyntesen og produksjon av biomassen. Skogen spiller en viktig rolle i karbonets kretsløp der skogen tar opp CO₂ og lagre det over lengre perioder. Atmosfærisk CO₂ blir lagret i vegetasjon, jord og skogprodukter. CO₂ som er lagret i et skogøkosystem kan bli frigitt gjennom menneske skapte og naturlige forstyrrelser. Skogprodukter kan brytes ned raskt og frigjør CO₂ som er lagret i dette.

"På bakgrunn av dataene i Landsskogtakseringsdatabasen og biomassefunksjonene som blir brukt i karbonregnskapet, er det beregnet at det bindes ca.1,6 tonn CO₂ pr. m³ i produktiv skog. Dette tallet omfatter alle treets deler: stamme,greiner, nåler/blader, bark, stubbe og røtter.

Treprodukter binder karbon så lenge de er intakte, og de kan dessuten benyttes som energikilde etter endt levetid. Noe ulike tall oppgis for binding av CO₂ i trevirke. På internettsidene til Norsk treteknisk institutt (www.treteknisk.no) oppgis det at ved bruk av 1 m³ tre i bygg, lagres 0,8 tonn CO₂ i bygningsmassen. UMB oppgir på sine hjemmesider (www.umb.no) at 0,7 tonn CO₂ pr. kubikkmeter gjennom trelastens levetid. IPCC oppgir at det for 1 m³ trevirke lagres om lag 0,92 tonn CO₂ (basert på at trevirket har en tørrdensitet på 0,5 g/cm³ og et karboninnhold på 0,5 g C/g)". (Gry Alfredsen, 2008)

Utslipet forbundet med utvinning av trevirke for å lage limtrekonstruksjonen er hogst og utkjøring som utgjør rett i overkant av halvparten av energiforbruket. Dette er energiforbruk i form av diesel som da gir utslipp til atmosfæren. Det er ved denne posten man bør utføre tiltak hvis man ønsker å redusere utslippene. (Gry Alfredsen, 2008)

4.8.3 Transport

Vekten på fagverket blir forholdsvis likt ved bruk av stål eller tre, så miljøbelastningen fra transporten vil ligge i hvor langt hver av delene må fraktes. Dekke samt avstagningsramme er samme for begge materialforslagene, så dette kan man også regne med blir likt mellom de to forslagene.

4.8.4 CO₂ beregninger

"I det nåværende systemet for regnskapsføring tilskrives CO₂-utslipp fra treprodukter (harvested wood products, HWP) det landet og det året hvor treet ble hogget. Det antas dermed at alle treprodukter oksideres til CO₂ i høstningsåret, og at det ikke er noen langtidslagring. Dette kalles IPCC-standardtilnærmingen (approach)". (hoem, 2009)

Basert på dette er det kommet frem til CO₂ for trevirke: 470 kg/m³ ved oksidasjon 0,92 tonn CO₂. Fra dette finner vi at 1 tonn trevirke ved oksidasjon 1,96 tonn CO₂.

	Stål	Tre
CO ₂ utslipp	2 tonn / tonn stål	1,96 tonn / tonn trevirke

Tabell 12 - Oversikt CO₂ forbruk

4.9 Økonomi

Kostnadene er delt opp i følgende poster. Prisberegninger og innhenting av priser er gjort i samarbeid med Syljuåsen Oppland AS og Moelven Limtre AS. Postene under er kalkulerte kostnader for alternativene, tre og stål. De forskjellige postene er satt opp likt for de to alternative materialvalgene, dette er gjort med tanke på sammenligning av budsjettene.

4.9.1 Generelt om kostnadspostene

Rigg og driftskostnader tar for seg alt som er nødvendig for å starte, holde i gang og avslutte prosjektet. Denne posten anses som lik for begge budsjettene fordi materialvalget ikke har noen innvirkning på riggen og driften av prosjektet. Priser er innhentet og satt i samarbeid med Syljuåsen Oppland AS.

Avstivende rammer i stål benyttes på begge alternativer og er beregnet med priser fra Syljuåsen Oppland AS. Stålet som benyttes er standard HUP profiler.

Tverrspent dekke benyttes på stål- og trealternativet. Det tverrspente dekket består av limtre som holdes sammen av spennstenger. Det ligger også et slitedekke av vanlig trevirke på toppen for å unngå skader på det tverrspente dekket

Posten med diverse uforutsette utgifter er ca 7% av de andre kostnadene. Med en slik buffer har man tilgang på kapital ved uforutsette hendelser.

4.9.2 Trealternativ

Post:	Pris:
Rigg og Driftskostnader	359462,80
Trearbeider	988750,40
Avstivede rammer i stål	43032,66
Tverrspent dekke	216310,40
Blikkenslagerarbeider	25086,00
Diverse uforutsett	111000,00
Total inkl. moms	<u>2125762,04</u>

Tabell 13 - Sammendrag av budsjett trealternativ

Under trearbeider inngår alt arbeid som omhandler fagverket i tre. Her benyttes innhentede priser fra Moelven Limtre AS. Disse prisene er inklusive montering, transport og kran til å heise brua på plass, se vedlegg L for priser fra Moelven.

Blikkenslagerarbeid er kun gjeldende for trefagverket. Kobberbeslaget skal dekke over alle knutepunkter og ligge på toppen av fagverket. Dette for å forhindre at fuktighet trenger inn i forbindelsene og treverket.

4.9.3 Stålargalternativ

Post:	Pris:
Rigg og Driftskostnader	359462,80
Stålarbeider	736862,72
Avstivede rammer i stål	43032,66
Tverrspent dekke	216310,40
Diverse uforutsett	95000,00
Total inkl. moms	<u>1813335,76</u>

Tabell 14 - Sammendrag av budsjett stålargalternativ

Under stålarbeider inngår alt arbeid som omhandler fagverket i stål. Her benyttes innhentede priser fra Syljuåsen Oppland AS, der det ble oppgitt en fast pris pr/kg. Prisen for HUP stålprofilene er inkludert montering av fagverket, men ikke av selve brua. Ellers er det

benyttet priser på leie av kran fra Nordic Crane AS, mens transport av fagverk og montering av selve brua er utarbeidet i samarbeid med Syljuåsen Oppland AS.

Fremdriftsplan

Budsjettene er satt opp på bakgrunn av en antatt fremdriftsplan. Dette for å få et bedre bilde av hendelsesforløpet for byggingen av brua.

Uke nr:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Rigging (opp/ned)	-----	-----											-----	--
Fundamentering		--	-----	-----										
Montering av fagverk					-----	-----								
Montering av dekke							-----	-----	-----					
Avsluttende										-----	-----	-----		

Tabell 15 - Framdriftsplan

Se vedlegg M for budsjettet.

5. Drøfting

5.1 Dimensjonering av fagverkene

5.1.1 Modellering av dekket i Focus Konstruksjon 2010

Ved modelleringen i fokus ble det valgt å modellere kun fagverket og plassere kreftene som virket på dekket ut til undergurten og knutepunktene. De kreftene som oppstod i fagverket virker realistisk, både momentdiagrammer, skjæradiagrammer og aksialkraftdiagrammer virker å stemme med den funksjonen og geometrien et fagverk har. Det ble kjørt alle lastkombinasjoner som er påkrevd i fra NS-EN 1991-1-1 og Håndbok 185, der det ble funnet frem til at det var kreftene fra snølasten som ble de dimensjonerende kreftene på brua totalt. Men kreftene fra servicekjøretøy blir dimensjonerende for innfestningsdetaljer av tverrbærer til undergurt.

Det ble brukt mye tid på å få modellert fagverket og få de kreftene som oppstod til å stemme overens med hva som var realistisk å forvente. Et realistisk belastningsbilde vil være at man får størst trykk- og strekk-krefter midt på spennene og over midtopplegg, minimale skjærkrefter og momenter i elementene. Noe av grunnen til dette var at det var vanskelig å få geometrien i buen til å stemme og samtidig få krefter i fagverket som var realistisk. Ser man forenklet på et fagverk skal det ikke oppstå store momenter i elementene når lasta henges i knutepunktene, på grunn av at kreftene fordeles som aksialkrefter. Det er kun egenlasten av konstruksjonen som kan danne momenter i elementene i det tilfellet. Dette ble brukt til å kontrollere at de kreftene som oppstod var omtrent riktige. Det ble prøvd med både rette og buede elementer mellom knutepunktene. Men det lot seg ikke gjøre å modellere buen og få et realistisk kraftbilde. Det ble prøvd å dele hvert element opp i opptil 8 deler og bruke formel 1 til å finne koordinatene til hvert punkt og så utføre kraftberegninger, men dette ga et urealistisk kraftbilde. Gruppen var i kontakt med Olav Dammen i Focus Konstruksjon, gjennom samtaler med han viste det seg at det ikke var mulig å modellere buede elementer i Focus Konstruksjon 2010. Til slutt ble det valgt å benytte rette elementer mellom knutepunktene hvor hvert element ble delt opp i 2. Ut i fra dette vil det kunne være avvik i krefter på grunn av at geometrien benyttet i Focus Konstruksjon ikke

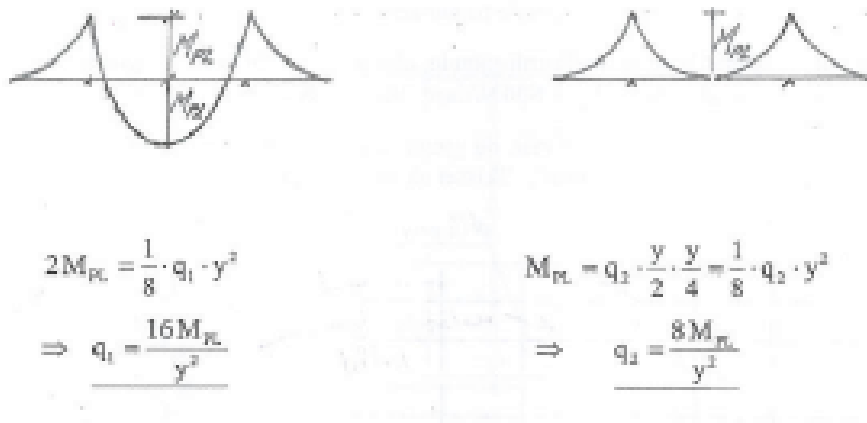
er identisk til den opprinnelige geometrien. Men dette er det valgt å se bort i fra på grunn av at det ikke var mulig å modellere buede elementer i Focus konstruksjon 2010.

5.1.2 Dimensjonering av fagverk i limtre

Med tanke på at konstruksjonen skal stå ute hele året og er utsatt for vær og vind, vil det være gunstig å beskytte stålplatene i knutepunktene mest mulig. For å få dette til vil det være nødvendig å ha en viss tykkelse på trevirket som er på utsiden av stålplaten. Samtidig så vil det også være viktig at det trevirket som ligger på utsiden av platene ikke sprekker opp eller flaker av pga påkjenninger på brua fra laster, vær og vind osv.

Ved beregning av størrelsen på gurter og diagonalstaver er det tatt hensyn til beskyttelse av stålforbindelsene. Ved dimensjonering av diagonalstaver er det valgt å øke dimensjonen i forhold til hva som var nødvendig ved knekkingsberegninger. Dette er gjort på grunn av beskyttelse av stålet i forbindelser og med tanke på oppsprekning og avflakning av trevirke i forbindelsene. Ved knekkingsberegninger utført for gurter ble høyden forholdsvis lavere enn hva som er valgt. Grunnen til den valgte høyden er den påkrevde avstanden mellom dybelrekker og avstanden til ytterkant av trevirke. Dimensjonen på stavene som er benyttet i overgurt og undergurt og diagonalstaver ligger alle over den dimensjonen som ble påvist med knekkingsberegninger. Dermed vil de ha en vesentlig større kapasitet for knekking i forhold til den opptredende kraften.

Ved beregning av dybelkapasiteten er det blitt benyttet limtreindustriens metode som er oppdatert av Harald Fallsen ved høgskolen i Gjøvik. Denne beregningsmetoden gir en noe høyere dybelkapasitet enn metoden som er beskrevet i Eurokode 5. Beregningsmåten i Eurokode 5 går ut på at man beregner dybelkapasiteten til en dybel som går gjennom en slisseplate. Dette innebærer at ved dimensjonering av en forbindelse med flere slisseplater så antas det at dybelen kappes per plate i tverrsnittet. Ved å kappe dybelen vil man få en redusert dybelkapasitet på grunn av at man mister flyteleddet midt i dybelen, dette er vist på Figur 8.



Figur 8 - Skisse av momentforløpet i ukappet og kappet dybel (Fallsen, 2011b)

Her er $q_1 = 2q_2$, dette viser at ved å kappe dybelen mister den noe av sin kapasitet. Bildet til høyre er en dybel uten kapping, bildet til venstre er en kappet dybel. Ut i fra dette får man en reduksjon i antall dybler ved å benytte limtreindustriens metode. Etter samtaler med konstruktører ved Moelven Limtre ansees dette som en forsvarlig metode å benytte ved beregningene.

5.1.3 Dimensjonering av fagverk i stål

Valg av dimensjon på over/under gurt og diagonalstaver baseres på de utregninger gjort i henhold til NS-EN 1993-1-1, NS-EN 1993-1-8 og bestemmelser i Håndbok 185. Ved bestemmelse av tykkelsen til veggene i hullprofilene er det tatt hensyn til hva som er anbefalt i Håndbok 185. Der er det anbefalt at på profiler som skal sveises sammen burde tykkelsen på profilene være omtrent lik. Dette fordi det vil være et høyere varmetap gjennom et tykt profil ved sveising kontra et tynt. Det er også tatt hensyn til det momentet som skapes i stavene ut i fra egenvekten til stavene.

Ved dimensjonering av knutepunktene i fagverket kunne det blitt benyttet enten boltkasse eller sveiser. Boltkassen er en sammensveist kasse som plasseres på utsiden av knutepunktene og boltes fast til gurter og diagonaler slik at det blir en forbindelse. Dette ville blitt en komplisert løsning i dette fagverket på grunn av at gurterne og diagonalstavene er av forskjellige dimensjoner. Dette er fordi at når dimensjonen på gurter og diagonalstaver ikke er like vil det være vanskelig å få boltkassen til å passe godt rundt knutepunktet. I forhold til utforming av fagverket og størrelsesforskjellen på gurter og diagonaler er det derfor valgt å benytte en løsning med en kombinasjon av buttsveis og kilsveis. Grunnen til at

det velges en kombinasjon av sveiser, er at vinklene til diagonalstavene ligger utenfor det anbefalte området for å benytte kilsveis og dermed vil to av sidene i tverrsnittet ligge utenfor det anbefalte området. Kapasiteten til knutepunktene er beregnet i henhold til NS-EN 1993-1-8.

5.1.4 Dimensjonering av avstagningsramme og innfestning av denne

Ved dimensjonering av innfestningsdetaljene for tverrbærende RHS-profil til undergurt er det regnet med de største lastene som kan virke på et og et knutepunkt. I dette tilfelle var dette ved ugunstig plassering av servicekjøretøy. Samt utknekking og vindlast virker i samme retning. Detaljen er utført med 4 bolter og påsveisede festeplater. Disse platene er dimensjonert ut i fra teori om bruddlinjer og i henhold til elastisk dimensjonering. Man kan se på denne dimensjoneringsmetoden for konservativ da man regner med den minste bruddlengden som kan oppstå. I praksis vil bruddlinjene være lenger enn det det dimensjoneres for på, grunnlag av dette vil platene ha et større motstandsmoment. Innfestning for tverrbærende RHS-profil er beregnet ut i fra at all last kommer inn i to bolter. Dette vil også være tilfellet slik som denne detaljen er løst. Bruk av 2 M12 8.8 bolter kan regnes som konservativt fordi kapasitetsformelen viser at boltene fulle kapasitet ikke utnyttes. Men for å få en innfestningsdetalj som er lettere å få utført i praksis så benyttes det 4 bolter i hver ende på RHS-profilen inn til undergurt.

Ved dimensjonering av tverrbærende RHS-profil samt resten av avstagningsrammen for overgurt er det benyttet samme løsning for stål og trefagverket. Snø og utknekkingslast er den samme og det er dimensjonert for den høyeste vindlasten som skråstaket skal ta. Det er beregnet at utknekking og vindlast kan virke i begge retninger og har valgt det som er mest ugunstig for de forskjellige konstruksjonsdelene ved dimensjonering. Innfestning i overgurt samt undergurt er løst på noe forskjellige måter. De platene som er benyttet i innfestningsdetaljene er rundet opp til nærmeste 5mm. Det er gjort slik for å få standard tykkelse.

Ved innfestning til overgurt i stål benyttes to M12 8.8 bolter. Men for at det skal kunne benyttes to gjennomgående bolter i RHS-profilen i overgurt må denne tilpasses. Det bores hull og sveises inn en sylinder i profilen før behandling av fagverket for å hindre korrosjon. Indre diameter på denne sylindere bør være bolt diameter pluss ca 4 mm. Sylindere settes

inn i forborrede hull og sveises fast slik at veggene i RHS-profilen ikke knekker innover i tverrsnittet ved oppspenning av bolt. Det benyttes også skive på begge sider for å fordele anleggstrykket mot gurtveggene. Ved innfestning til overgurt i tre brukes franske treskruer som forbindelsesmidler. Platen som forbinder skråstaget og bolter/treskruer er beregnet slik at man benytter samme tykkelse ved bruk av bolter og franske treskruer. Sveisen som forbinder skråstaget og festeplate er en kombinasjon av butt og kilsveis.

Innfestningen mellom skråstaget og tverrbærende RHS-profil er løst på lignende måte som for innfestning i toppgurt-stål. Det er en gjennomgående bolt i tverrbærende RHS-profil, og det er også her sveiset inn en sylinder for å hindre knekking av sidene i profilen ved oppspenning av bolten. Det benyttes også skive for å fordele anleggstrykket ut over en større flate i tverrbærerne. I tverrenden på skråstaget er det sveist på plate med en påsveiset M16 8.8 bolt.

Kilsveisen som forbinder festeplate med den tverrbærende RHS-profilen er beregnet til $a = 4\text{ mm}$. Denne sveisen legges fra ytterkant av undergurt til ytterkant på andre siden symmetrisk om tverrbærende RHS-profil. Det benyttes en plate med $t = 10\text{ mm}$ som legges fra ytterkant undergurt til ytterkant undergurt på andre siden da beregningene viste henholdsvis 8 og 9 mm for stål og tre.

Ved å kontrollere at hullkantkapasiteten er tilstrekkelig der de største avskjæringskrefter på bolt opptrer, i kombinasjon med minste bolt diameter og tynneste plate, er det rimelig å si at de resterende platene også har tilstrekkelig hullkantkapasitet. Ut i fra beregningene er hullkantkapasiteten betydelig større enn den opptredene kraften.

5.2 Tekniske løsninger og bæreevne

For fagverket i limtre benyttes det dybelforbindelser i knutepunktene og for stål benyttes det sveis i knutepunktene. Begge løsningene vil gi lite synlige forbindelser som går i ett med resten av konstruksjonen. Begge løsningene er dimensjonert for å tåle de kreftene de er påkjent og dermed vil det ikke være noe grunnlag for å anta at den ene er sterkere enn den andre.

Ved dimensjonering av tverrbærende RHS-profil samt resten av avstagningsrammen for overgurt er det benyttet samme løsning for stål og trefagverket. Innfestning i overgurt og undergurt er løst på noe forskjellige måter. Ved innfestning til overgurt i stål benyttes det bolter som går igjennom overgurten i innsveiste sylindre, dette gjør at det blir en lite synlig forbindelse i forhold til mange andre valg, for eksempel påsveist hullprofil med samme vinkel som skråstaget, som skråstaget tres innpå og boltes fast i. På overgurten i limtre benyttes det franske treskruer som skrues igjennom hull i fastsveist plate til avstivningsstag og inn i overgurt. Dette er to forskjellige detaljer, der detaljen i stål er en del mer komplisert i utførelse enn detaljen i limtre. Der man forborer og skrur skruer rett inn i trevirket for limtre må man for stål bestille profiler med ferdig borede hul og innsveist sylinder. Monteringen av innfestningen til overgurt vil være enkel for både stål og tre.

Det er også en forskjell i innfestningen til undergurt for de to ulike materialene. Ved innfestningen til undergurt i limtre blir det sveist på en plate til underkant av slisseplatene som skal føres inn i undergurt og diagonaler. Dette er noe som må gjøres før slisseplaten føres inn i trevirket, dette er fordi at man skal få plass til å sveise og at trevirket ikke skal ødelegges under sveising. På byggeplassen festes avstagningsrammen enkelt med bolt gjennom de påsveisete platene på tverrbærer og slisseplater. I stålfagverket sveises det på en plate til undergurt som boltes fast til platen som er sveist på tverrbæreren. Så her blir utførelsen på byggeplass omtrent lik og på fabrikk blir det sveist på plater i begge forbindeleser så dette vil også bli likt, men med en litt mer krevende utførelse på innfestningen ved limtre.

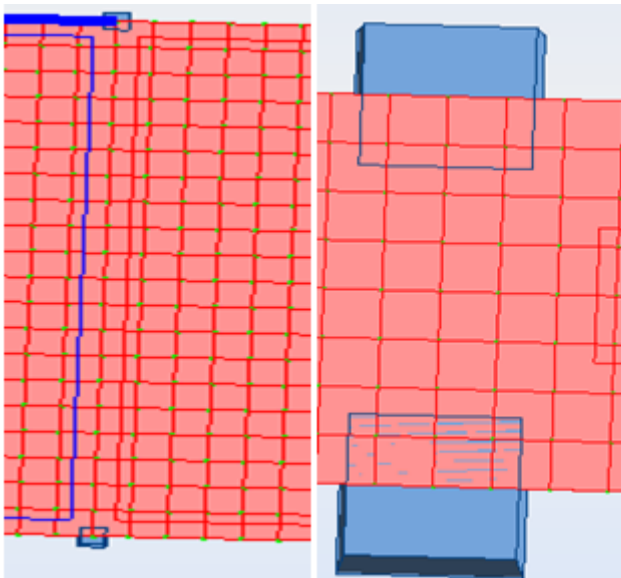
5.3 Dimensjonering av tverrspent dekke

5.3.1 Modellering av dekket i Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Ved modelleringen av dekket i Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 ble det benyttet rette dekkeelementer mellom oppleggene som vist på Figur 7. Dette er gjort på grunn av at det ikke gikk å modellere buede dekker i programmet, det er heller ikke oppdaget noen måte å gjøre dette på gjennom det arbeidet som er gjort. Det er gjort forsøk på å modellere dekket som et helt rett dekke og som delvis buet med rette dekker mellom opplegg, der det er ulike offset på oppleggen, se Figur 6. Dette ga noe forskjell i størrelsen på

krefter og momenter. Det ble valgt å benytte modellen som var mest mulig lik det opprinnelige dekket. Dette ble gjort på grunn av at momentene på de to dekkene var omtrent lik, men skjærkraften lå 10 kN høyere på dekket som var delvis buet.

Det har også blitt prøvd forskjellige meshinger på modellen. Dette vil si hvor mange og hvor store elementer modellen deles opp i. Dette er gjort på grunn av at det skal være mulig å jobbe med modellen og bruke modellen under beregningene. Det har blitt prøvd meshinger med oppdeling av sidekanter på 0,5m til 0,1m. Ved sidekanter på 0,1 m brukte programmet opptil 1 time på å få gjort beregningene, men samtidig så økte momentene og skjærkraftene. Momentene økte med ca 10% fra sidekanter på 0,5 til 0,1 m og skjærkraftene omtrent doblet seg. Grunnen til dette er at de største skjærkraftene opptrer helt i ytterkant ved oppleggene, og dermed vil man med et finere mesh kunne få inn flere firkanter i dette området og dermed vil man også få frem krefter nærmere opplegget. Som vist på Figur 9 så vil man med et finere mesh få bedre frem skjærkraften som opptrer akkurat rundt opplegg, dette er fordi at man i resultatet får opp skjærkraftene i hvert element(firkant).



Figur 9 - Meshing av dekket med elementer med sidekanter på 0,1 m og 0,25 m

5.3.2 Dimensjonering av dekket

Dimensjoneringen av dekket ble gjennomført ut i fra de toleransekravene som er beskrevet i Håndbok 185 og NS-EN 1995-2. Det er laget et regneark i excel som tar for seg de formlene som er beskrevet i kapittel 4.6. Det er prøvd ut flere løsninger der man varierer flere variable på dekket.

Ved å kunne variere tykkelsen på dekket, avstanden mellom spennstag, diameteren på spennstag og bredde på ankerplate har man mange muligheter under dimensjoneringen. Det ble tidlig i prosessen bestemt at det skulle benyttes limtre i dekket. Dette kommer av at ved bruk av limtre har man et mindre spenntap enn ved bruk av konstruksjonsvirke. Ved limtre har Håndbok 185 punkt 5.5.4.2.1 satt et spenntap på 50% som tilsvarer $k_{tap} = 2,0$, ved bruk av konstruksjonsvirke er det satt et spenntap på 60%, dette tilsvarer $k_{tap} = 2,5$. dermed trengs det en større oppspenningskraft og et tykkere dekke for å dekke spenntapet for konstruksjonsvirke i forhold til Limtre.

Den nødvendige oppspenningskraften bestemmes i hovedsak av den nødvendige spenningen etter alle tap, tykkelsen på dekket og avstanden mellom spennstengene. Derfor vil det være et forhold mellom tykkelsen på dekket og avstanden mellom spennstengene, med liten tykkelse må det være liten avstand mellom spennstengene med stor tykkelse kan det være stor avstand mellom spennstenger. Det ble prøvd flere tykkelser på dekket, men for å få en liten tykkelse på dekket måtte avstanden mellom spennstengene reduseres. Det ble prøvd med avstander fra 350 mm til 750 mm mellom spennstengene. Med en avstand på 350 mm kunne tykkelsen på dekket senkes til 225 mm og ved en avstand på 750 måtte tykkelsen økes til 405 mm. Samtidig må man ta hensyn til diameteren til ankerplaten. Ved en større diameter på ankerplaten får man et større anlegg mot trevirket og dermed er det en større flate av trevirket som opptar spenningen som blir påført på grunn av oppspenningen. Dermed vil også anleggstrykket mot trevirket synke.

5.3.3 Avstivning av brua ved hjelp av dekket

Dekket fungerer som en ortotrop plate, altså en plate med forskjellige egenskaper ettersom hvilken retning man ser i på plata. Det at et tverrspent dekke fungerer som en plate betyr at det bærer krefter i sitt plan fra opplegg til opplegg. Det betyr at et tverrspent dekke i teorien skal kunne overføre krefter i sitt plan altså horisontalkrefter til de sideveis oppleggene. Ved at man ser på et tverrspent dekke som en plate vil det kunne fungere som en høy bjelke som er utsatt for en kraft som skaper trykk på oversiden av bjelken og strekk på undersiden. Hvis man ser på hvordan et tverrspent dekke er oppbygd, består det av strekkstag som spenner opp lamellen i dekke. Hvis man ser på hvordan et fagverk fungerer så er det trykkstaver og strekkstaver som opptar kreftene og fører dem til opplegg. Hvis man ser på dette i forhold til et tverrspent dekke så vil spennstengene og trevirket måtte fordele strekkraften som

oppstår på grunn av den ytre lasten over til trykksiden av dekket før den vil gå skrått ned mot opplegg. Strekket fra den ytre kraften vil fordele seg på trevirket og spennstålet i forhold til deres stivheter, og så lenge det er trykk mellom lamellen i dekket vil trevirket opptre som et strekkfast materiale.

5.3 Miljø

Det er under produksjon av de ulike materialene at det største CO₂ utslipp forekommer. For stål kommer det største bidraget fra produksjon av stål fra malm og for trevirke kommer det største bidraget fra hogsten og uttransporteringen. Utslipet fra selve trevirket skjer i realiteten først da trevirket blir oksidert. Ut i fra de tallene det er kommet frem til i kapittel 4.8.4 ligger utslippet til atmosfæren forholdsvis likt, med en forskjell i favør trevirke på 0,04 tonn CO₂ per tonn.

Stål kan multiresirkuleres med samme kvalitet og dermed gjenbrukes opptil flere ganger. Ved produksjon av stål fra stålskrap, altså brukt stål som blir smeltet om igjen, er CO₂ utslippet redusert til 0,05 tonn/ tonn stål. Dette ligger langt under CO₂ utslippet til trevirke, men da forutsetter det at man må produsere nytt stål fra gammelt stål, altså gjenvinne det. Her har allerede utslippet fra produksjon av stål fra malm skjedd i en tidligere fase så det totale utslippet er der, men ved å smelte om igjen gammelt stål som ikke kan benyttes til sitt formål lenger vil man kunne redusere det totale utslippet fremover.

Trevirke kan ikke multisirkuleres og når det ikke er egnet brukt til sitt formål lengre må det byttes ut med nytt trevirke. Men trevirke kan gjenvinnes ved at energien som er lagret i det blir benyttet til oppvarming, ved at det brennes på et deponeringsanlegg. Dermed vil også gjenvinning av trevirke være positivt. Trevirke er en fornybar ressurs der CO₂ utslipp ved forbrenning er det samme som om treet dør naturlig og oksiderer på den måten. Så CO₂ utslippet fra selve trevirket vil være der uansett og det er det ikke mulig å få gjort noe med. Samtidig plantes det nye trær som binder til seg CO₂, og i Norge er den årlige tilveksten større enn hogsten. Dermed er det kun foredlingsprosessen som skaper overskudd av CO₂.

Det vil være positivt at mest mulig av det materialet som benyttes i prosjektet gjenvinnes når det ikke er egnet brukt lengre. Slik at CO₂ utslippet fra både stål og trevirke blir minst

mulig. Samtidig vil det være gunstig at stålet som benyttes i brua er resirkulert stål, men dette er det ikke funnet noe info på, dermed antas det at stålet som benyttes i brua er produsert fra malm.

5.4 Økonomi

Ser man på de forskjellige budsjettalternativene, stål og tre, er det mange poster som er like. Rigg og driftkostnader er en nødvendig post for å sikre driften og sikkerheten under hele prosjektet. Her er det ikke noe som tilsier at stålalternativet skal bruke mer ressurser enn trealternativet, og visa versa. Rigg og driftkostnadene inneholder heller ikke materialer som kan utgjøre en forskjell, men inneholder elementer som må til for å drifte byggeplass.

Avstivede rammer i stål er benyttet i begge alternativene for å bevare stivheten i brua. Kostnadmessig vil rammene bli like i pris, på grunn av at materialbruken og monteringskostnadene er like. Tverrspent dekke blir også benyttet i begge alternativene. Tverrspent tredekke blir sett på som et meget godt alternativ til denne brua og kostnadene blir sett på som like, for materialbruken og monteringen til avstivningsrammen foregår på samme måte.

Man forhåndsmonterer fagverket på fabrikk og setter det sammen fullstendig på byggeplass. Prisivurderingen fra Moelven Limtre AS på limtrefagverket er et overslag, og inneholder montering, transport og kran til å heise på plass fagverket. Stålfagverket er beregnet ut i fra en fast kilospris som inkluderer montering, men ikke leie av kran. Det er postene "stålarbeider" og "trearbeider" i budsjettet som utgjør den største forskjellen mellom alternativene. Det skiller 208 855kr mellom stålarbeider og trearbeider posten, i favør stål. Den mest utslagsgivende faktoren for dette, er at det er vanskelig og prissette spesielle detaljer og at prisen som er innhentet er antatte priser fra Syljuåsen Oppland AS og Moelven Limtre AS.

En annen grunn til at trealternativet er dyrere, er at trefagverket må dekkes med kobberbeslag og at posten "Diverse", som ligger på 7%, blir større. Det var forventet at budsjettene skulle bli nokså like, men usikkert hvem av de som ble dyrest. Den totale forskjellen på budsjettene ble på 312 426,28kr, der stålalternativet er billigst.

6. Konklusjon

I dette prosjektet er det snølasten som blir dimensjonerende for fagverket. Dette er den største lasten som virker på brua, og virker i hele dekkets lengde og bredde. Det er gått ut i fra at kreftene som er hentet fra Focus Konstruksjon 2010 er riktige. Fagverkene i stål og limtre er dimensjonert etter krav fra norsk standard og Håndbok 185. Dermed konkluderes det med at disse konstruksjonene tåler de kreftene de er utsatt for.

Det tverrspente dekket er dimensjonert ut i fra toleranser og krav satt i norsk standard og Håndbok 185. Det er ikke undervist i temaet på HIG og mye av teorien rundt temaet har gruppen selv satt seg inn i. Det antas at analysen gjennomført i Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 er riktig. Dekket er også dimensjonert med bruddfaktorer, der Håndbok 185 oppgir at de kan settes til 1,0. Dermed konkluderes det med at dekket tåler de kreftene som det utsettes for.

6.1 Dimensjonering av fagverkene

Dimensjonen på fagverket i stål ble, kvadratisk RHS 140x140x8 mm av kvalitet s 355 for gurtene og kvadratisk RHS 90x90x6,3 mm av kvalitet s 355 for diagonalstavene.

Dimensjonen på fagverket i limtre ble GL32c 190x233 for gurtene og GL32c 165x165 for diagonalstavene.

6.2 Tekniske løsninger og bæreevne

Innfestningen av avstagningsramme til overgurt og undergurt er detaljer som skiller alternativene. Innfestningen til overgurt i stål vil være en mer krevende detalj å få utført ved fabrikk, men enkelt å montere på byggeplass. Innfestningen av tverrbærer til undergurt i tre vil være en noe mer krevende på fabrikk enn stål, men enkelt å montere på byggeplass.

Dermed er det lagt til grunn at det skal være en enkel utførelse av montering på byggeplass for begge alternativ, men en mer krevende utførelse fra fabrikk på enkelte detaljer. Ut i fra dette er det ikke noen klar forskjell som gjør det ene alternativet bedre enn det andre. Begge er også dimensjonert for å tåle de lastene de er påkjent og dermed kan det ikke antas noe forskjell i bæreevne.

6.3 Dimensjonering av tverrspent dekke

Dekket fikk en tykkelse på 270 mm med lameller på 42x270 mm av GL32c. Avstanden mellom spennstengene ble 500 mm, spennstengene har en diameter på 26,5 mm og er av høyfast stål. Ankerplaten fikk en tykkelse på 20 mm og en diameter på 250 mm og er av kvalitet s 355.

Med tanke på materialvalg er limtre det optimale på grunn av mindre reduksjonsfaktor enn konstruksjonsvirke. En diameter på 26,5 mm på spennstengene er å foretrekke foran 18 mm på grunn av styrkeforholdet. Den optimale tykkelsen på dekket i forhold til brua ville vært omtrent samme eller en litt mindre tykkelse enn høyden til undergurtene, slik at dekket ville gått omtrent likt med undergurtene. Optimal avstand mellom spennstenger vil variere med tykkelsen på dekket, men burde ikke være for liten med tanke på anleggstrykk fra ankerplater.

Det tverrspente dekket fungerer som en plate og bærer krefter i sin retning til de sideveis oppleggene. Alle horisontale krefter som virker på brua blir ført inn i dekket ved hjelp av tverrbærerne i avstagningsrammen, dermed vil dekket kunne ta avstivningen av brua.

6.5 Miljø

Levetiden til konstruksjonene anses å være lik på grunn av at det er satt krav til at de skal være dimensjonert for en levetid på 100 år. Det vil være forskjeller i krav og mengde av vedlikehold på de to forskjellige materialene, men dette er det ikke gått nærmere inn på i denne oppgaven.

Med de miljøfaktorene som er lagt til grunn vil hovedforskjellen mellom materialvalgene være at trevirke er en fornybar resurs. Ved produksjon av stål trengs det jernmalm samt koks som blir produsert fra steinkull. Slik sett har trevirke mindre miljøbelastning kontra stål med dagens metoder for produksjon. I og med at trevirke er en fornybarressurs og kan gjenvinnes ved å utnytte energien som er lagret til oppvarming konkluderes det med at trevirke er et mer miljøvennlig valg i dette tilfellet.

6.6 Økonomi

Ut i fra de prisene som er hentet inn fra Syljuåsen Oppland AS og Moelven Limtre AS er stål det billigste alternativ. Prisene som er innhentet er generelle tall som er basert på erfaringer

fra andre byggeprosjekter og ikke dette spesifikke prosjektet. Utførelsen av spesielle detaljer er vanskelig å prissette og det er ikke funnet noen eksakt pris på disse detaljene. Dette er derfor å anse som en veiledende pris og ikke en eksakt pris.

7. Kilder

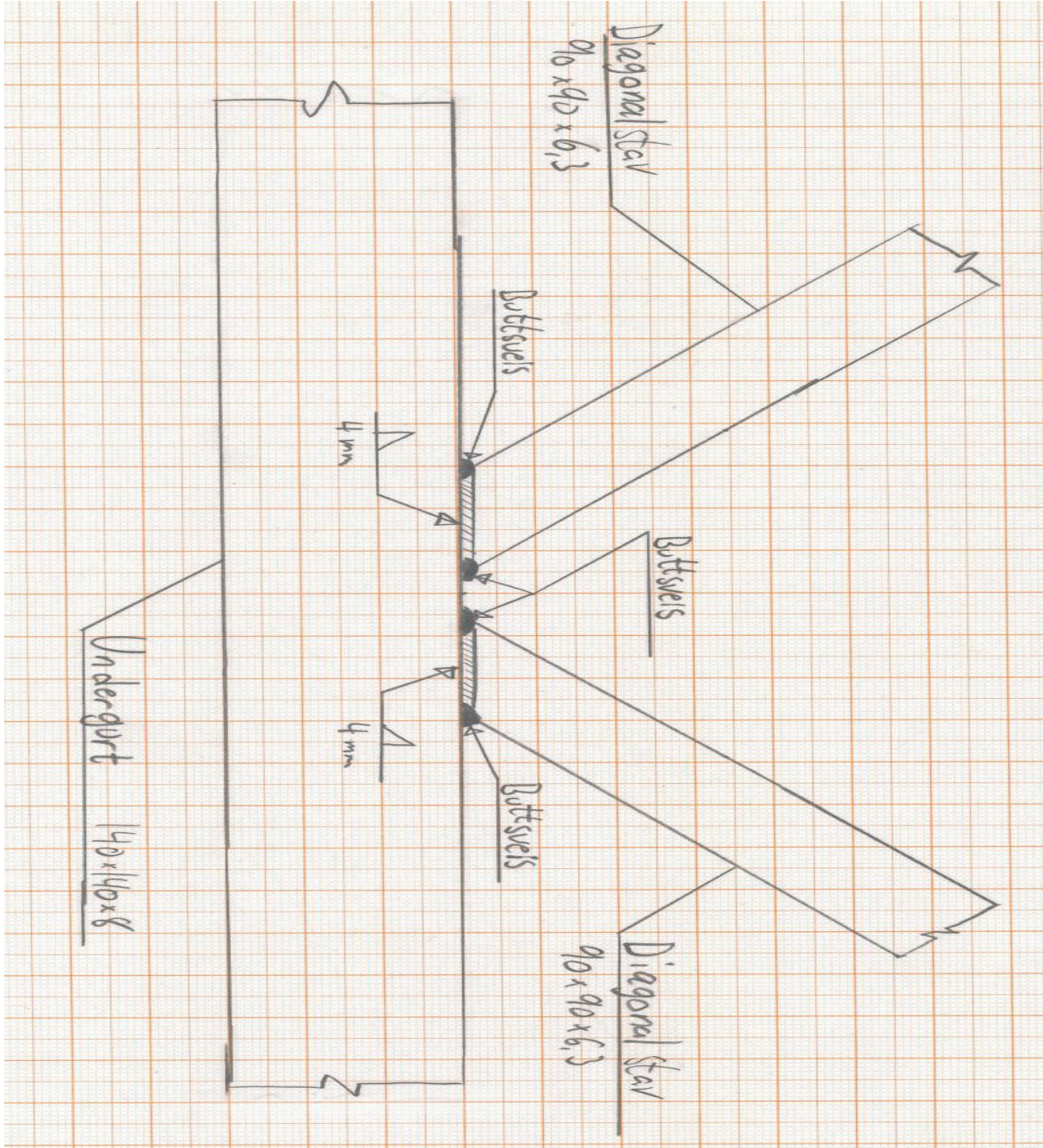
7.1 Referanser

2010. *Focus software*, FOCUS software.
- B. MONSEN, A. P. R., E. SKYBAKMOEN, T.STRØM, H.KOLDERUP, L.KOLBEINSEN, T.LINDSTAD, B. ØYE, H. JUSTNES 2009. Tiltak og virkkemidler for reduksjon av klimagasser i norsk prosessindustri.: Sintef.
- BOVIM, N. I. 2007. *Mekaniske treforbindelser: dimensjonering*, Oslo, Norsk treteknisk institutt.
- CARLING, O., HOLMESTAD, Å. & GROSS, H. 2002. *Limtreboka*, Stockholm, Svenskt limträ AB.
- EVANS, F. G. 2012. Metoder for destruksjon/deponering av avfall fra impregneringsindustrien (Rapport 21).
- FALLSEN, H. B. 2011a. *Kompendium i dimensjonering av stålkonstruksjoner etter NS-EN 1993-1-1 og NS-EN 1993-1-8*, Gjøvik, Høgskolen i Gjøvik.
- FALLSEN, H. B. 2011b. *Kompendium i dimensjonering av trekonstruksjoner etter Europeisk/Norsk standard, NS-EN 1995-1-1+NA og NS-EN 1995-1-2*, Gjøvik, Høgskolen i Gjøvik.
- FISKVATN, A. 1984. *Elementmetoden*, [Trondheim], Tapir.
- GRY ALFREDSEN, B. R. A., PER OTTO FLÆTE OG ERIK LARNØY 2008. MILJØEFFEKTER VED BRUK AV TRE.
- GUSTAVSEN, S. V. M. J. H. 2011. Håndbok 185.
- HOEM, B. 2009. Hvordan skal utslipp og opptak av CO₂ i treprodukter regnskapsføres?
- J. A. PACKER, J. W., Y. KUROBANE, D. DUTTA, N. YEOMANS 1992. *Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading*, Verlag TUV Rheinland.
- JACK ØDEGÅRD, L. K. 2009. la gassen møte malmen.
- LARSEN, P. K. 2008. *Konstruksjonsteknikk: laster og bæresystemer*, Trondheim, Tapir akademisk forl.
- LESIKON, S. N. 2012. Available: <http://snl.no/st%C3%A5l> [Accessed 30.04.12 2012].
- MOGENS H FODER, D., VAGN JENSEN, D., EINAR HAFLIDASON, I., BERIT TORA SAND, N., KNUT A. GREFSTAD, N. & YNGVE THORÈN, S. 2008. Korrosjonsbeskyttelse, stål.
- RITTER, M. A. 1992. *Timber bridges: design, construction, inspection, and maintenance*, Washington DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service.
- SILJE WÆRP, P. O. F. O. J. S. 2008. MIKADO – Miljøegenskaper for tre- og trebaserte produkter over livsløpet.
- STANDARD, N. 2008a. *Eurocode 3: prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*, Oslo, Norsk standard.

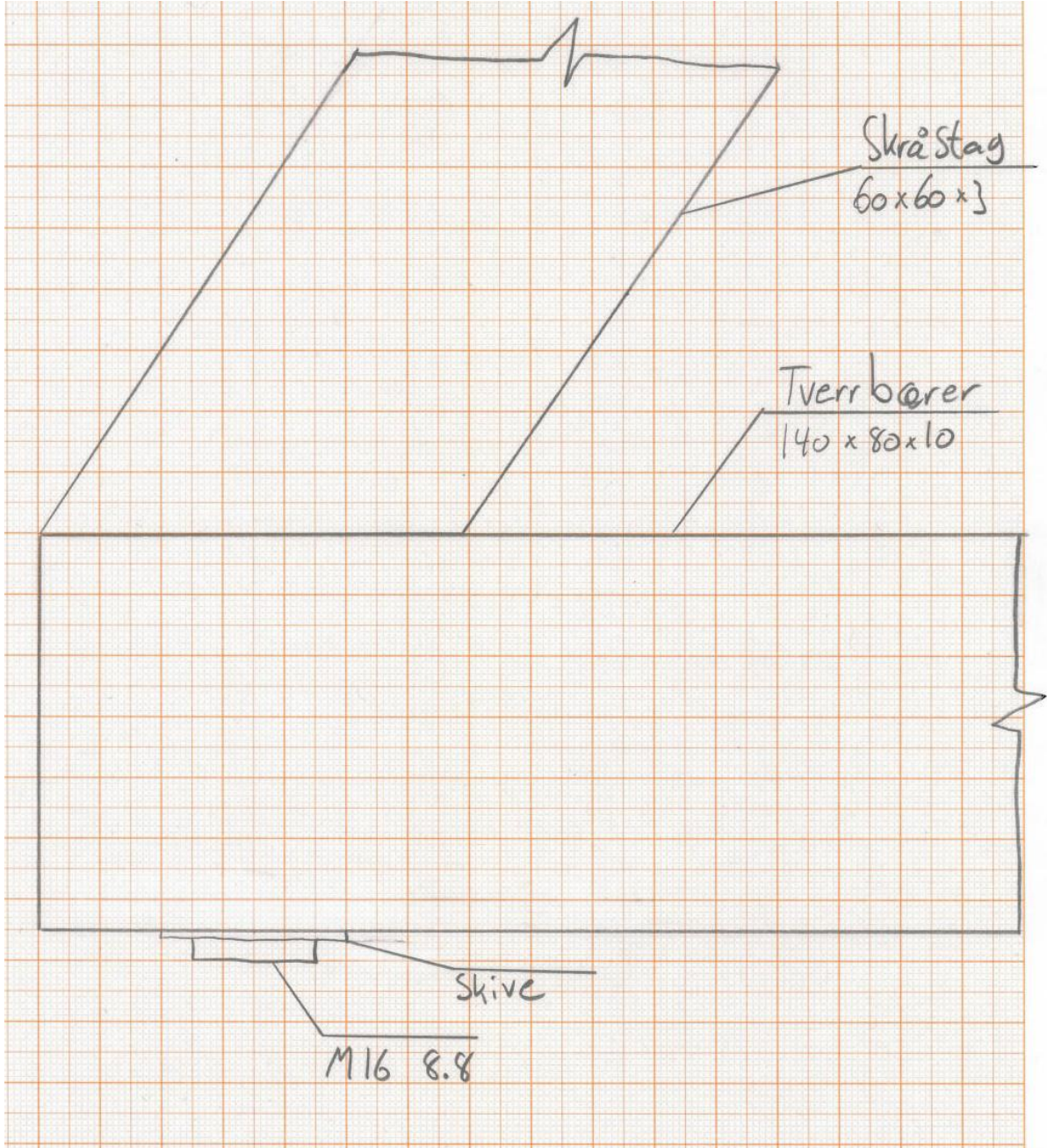
- STANDARD, N. 2008b. *Eurokode 1:: Laster på konstruksjoner. Del 1-3. Allmenne laster. Snølaster*, Oslo, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2009a. *Eurokode 1: laster på konstruksjoner, Del 1-4, Allmenne laster. Vindlaster*, Lysaker, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2009b. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-8, Knutepunkter og forbindelser*, Lysaker, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2010a. *Eurokode 1: laster på konstruksjoner, Del 2, trafikklast på bruer*, Oslo, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2010b. *Eurokode 5: prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*, Oslo, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2010c. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 2, Bruer*, Lysaker, Standard Norge.
- STÅLFORBUND, N. Available:
http://www.stalforbund.com/20_gode_miljogrunner.htm [Accessed].
- TUNMO, T. 2008. Stålproduksjon blir klimavennlig.
- VEGVESEN, S. 2011. *Håndbok 185, Bruerprosjektering*.

VEDLEGG

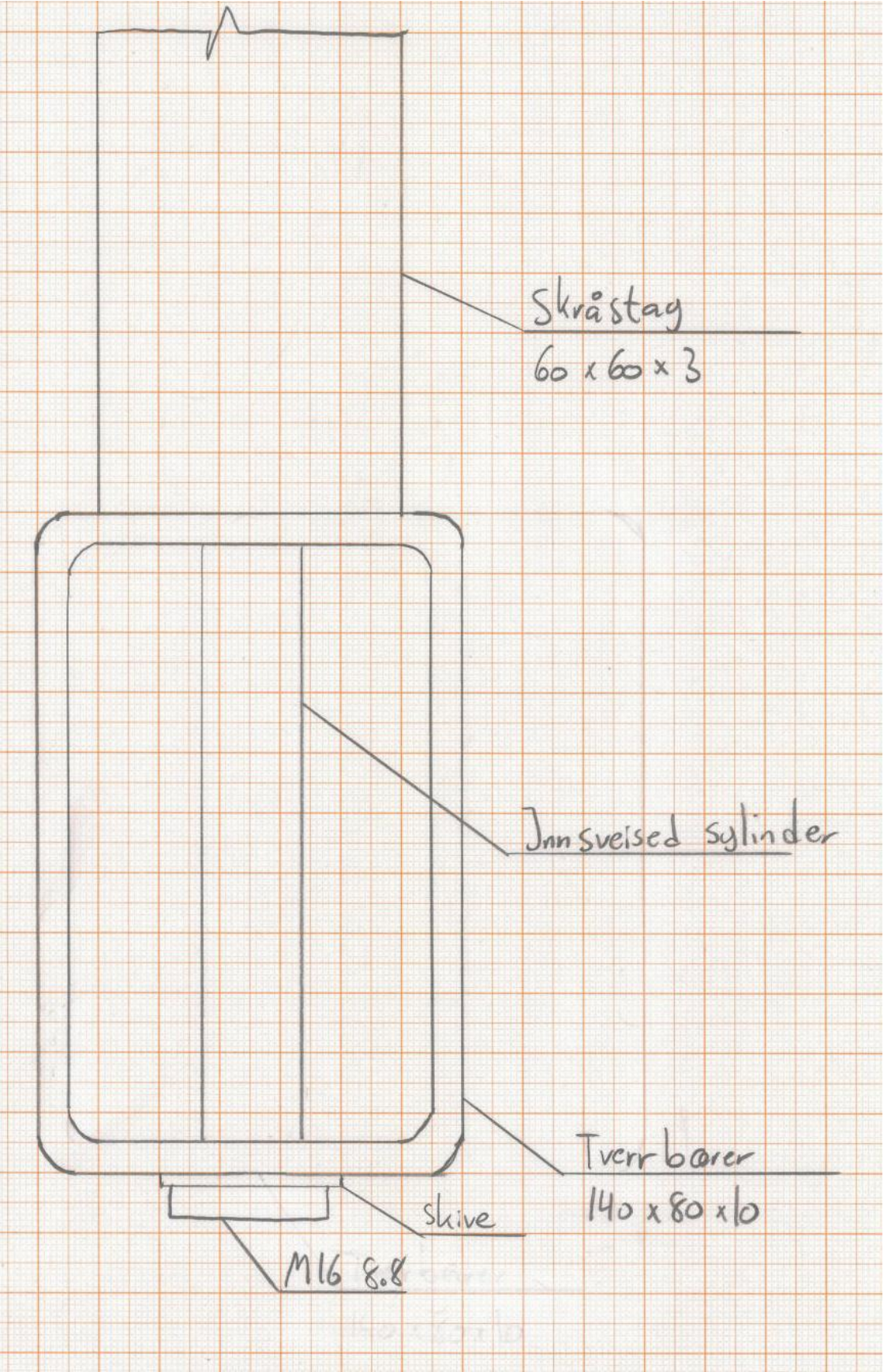
Vedlegg A: Detaljsskisser



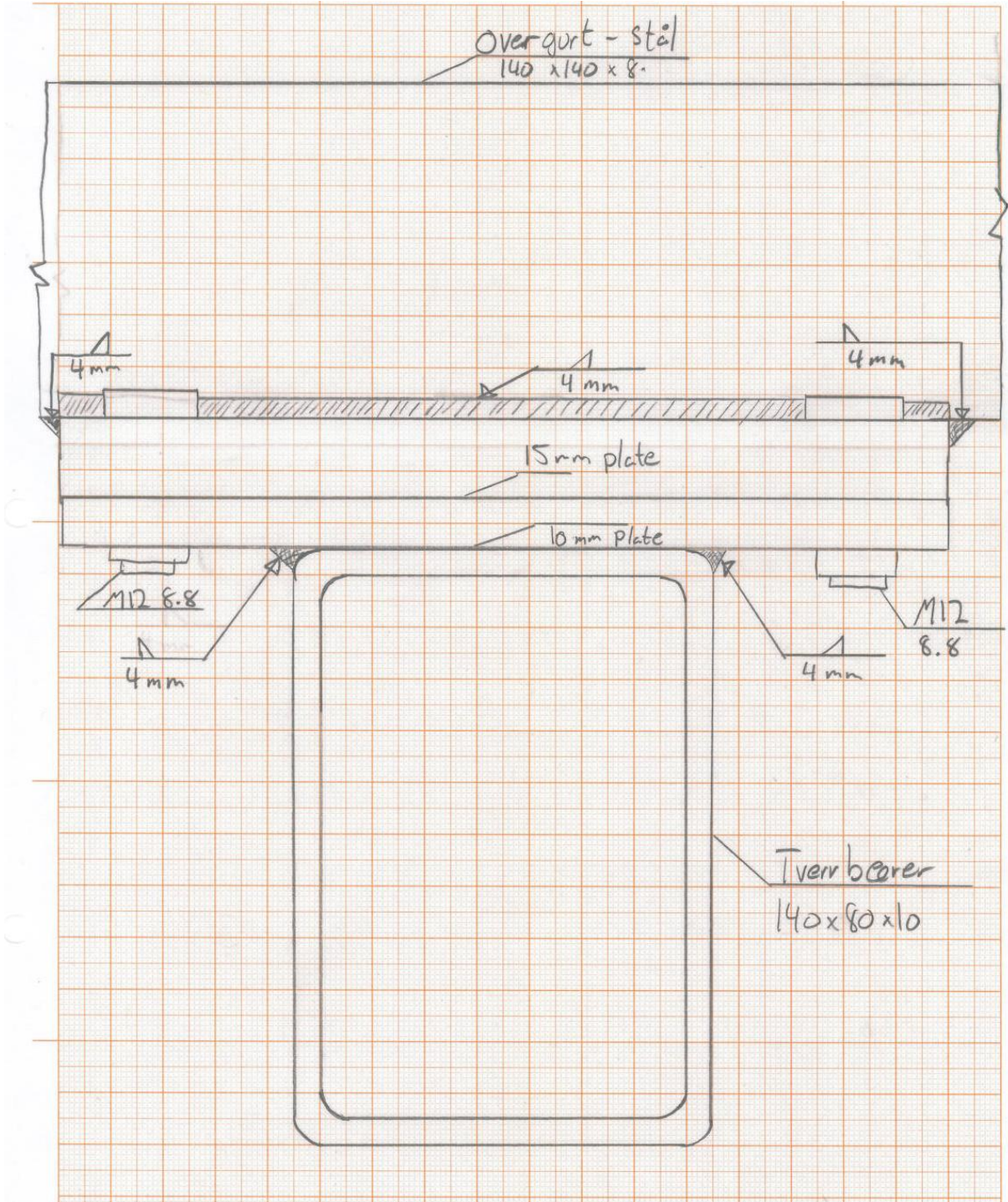
Figur 10 - Knutepunkt stålfagverk



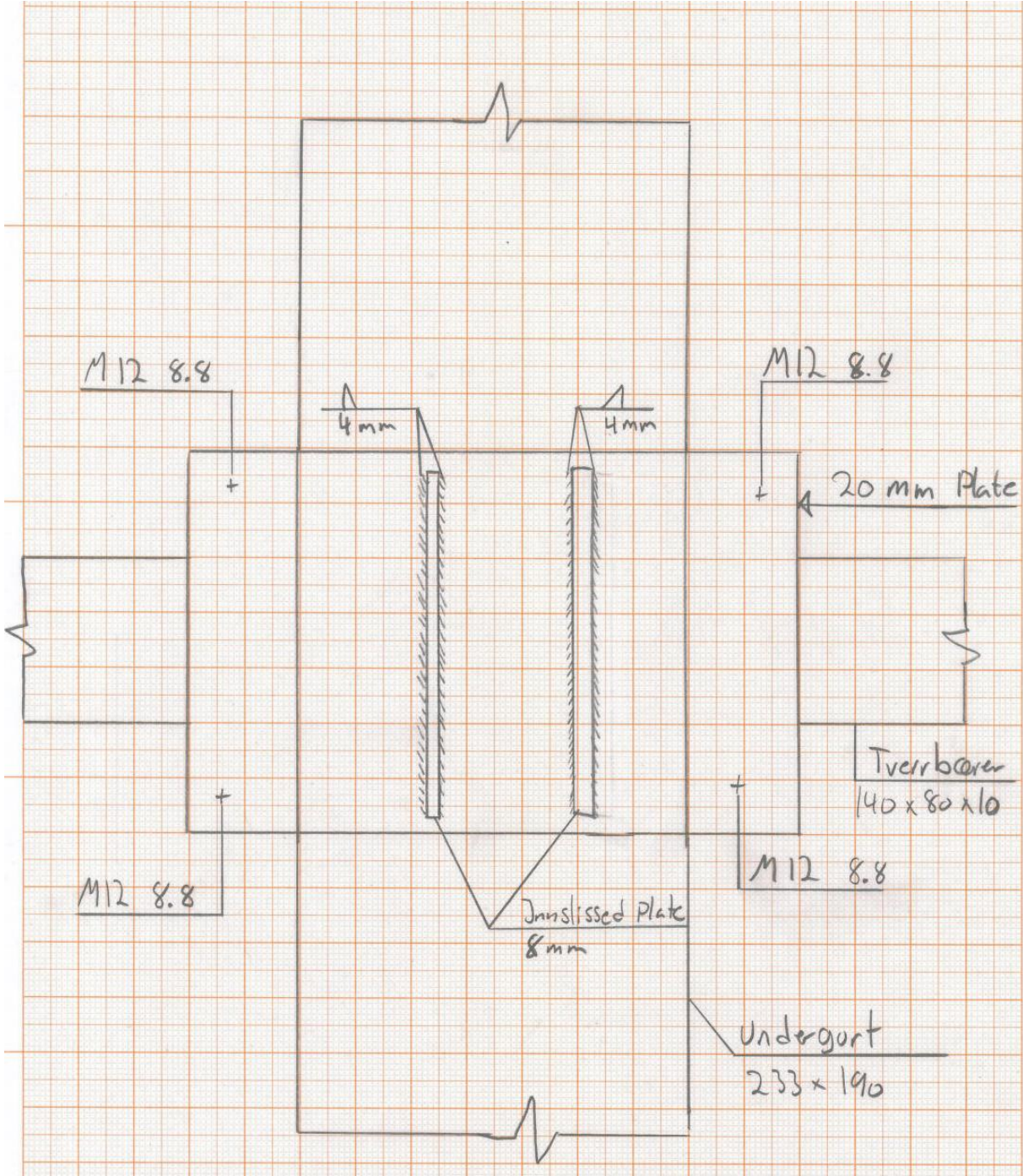
Figur 11 - Innfestning mellom tverrbærer og skråstag



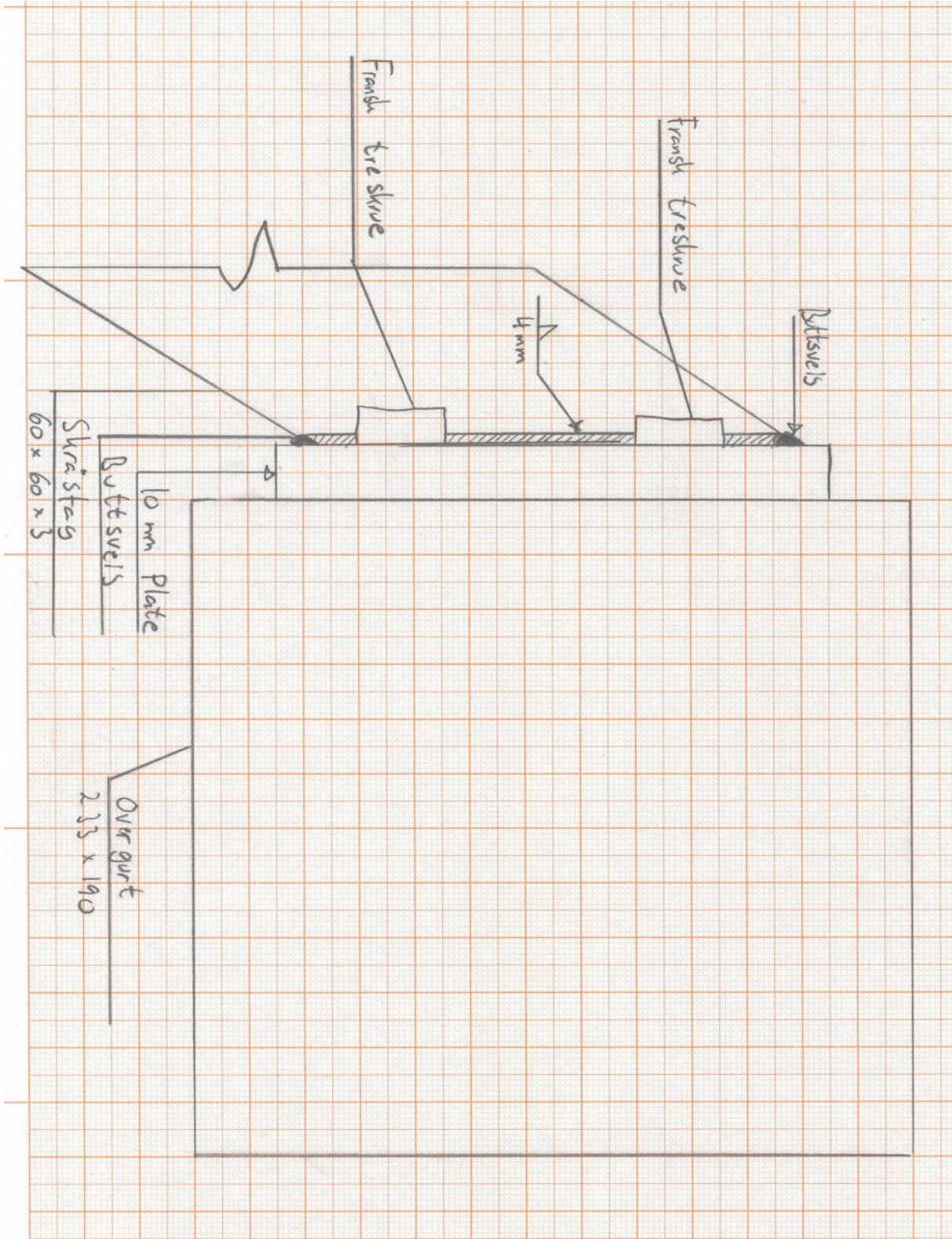
Figur 12 - Innfesting mellom skråstag og tverrbærer



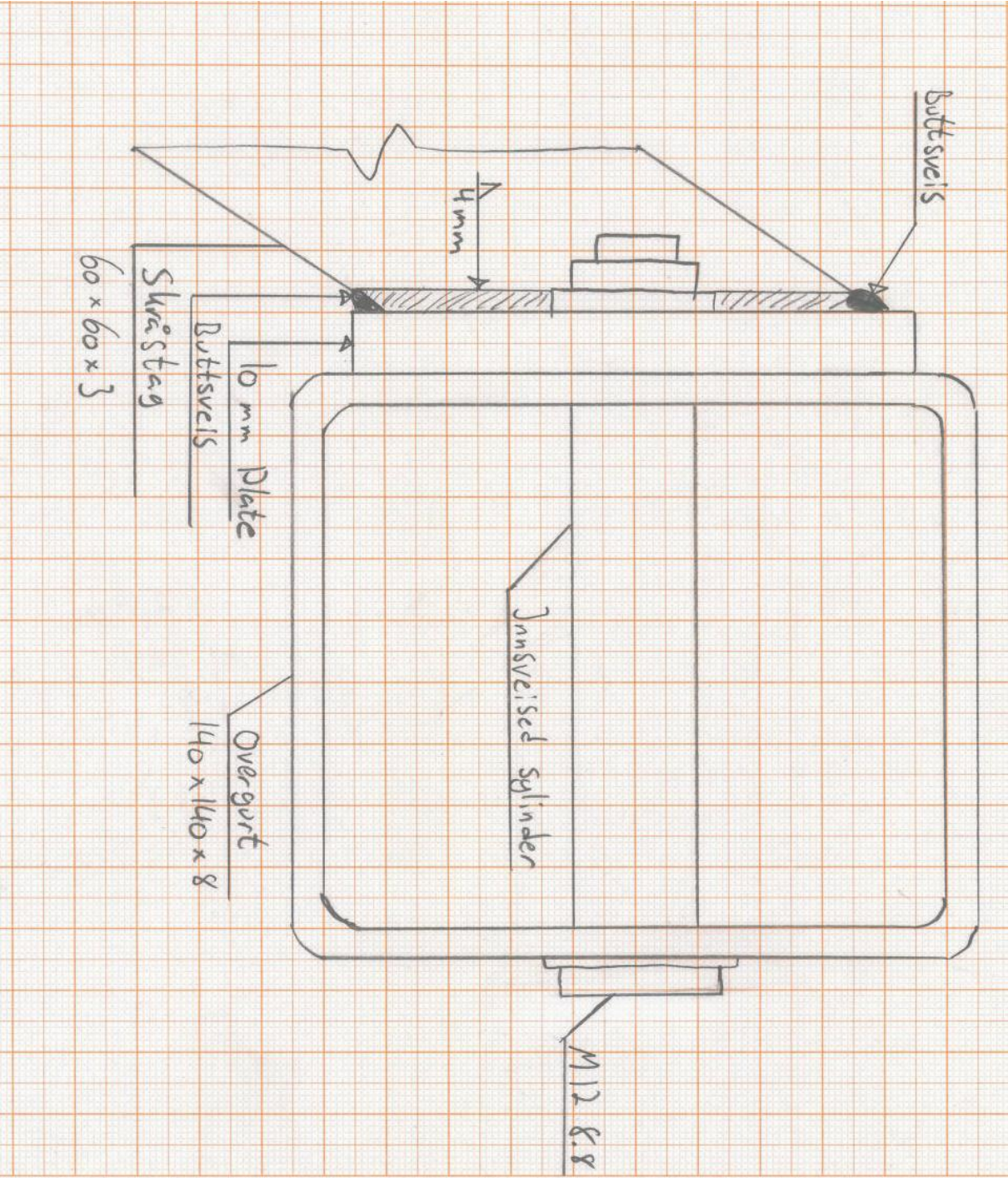
Figur 13 - Innfestning tverrbærer til undergurt i stål



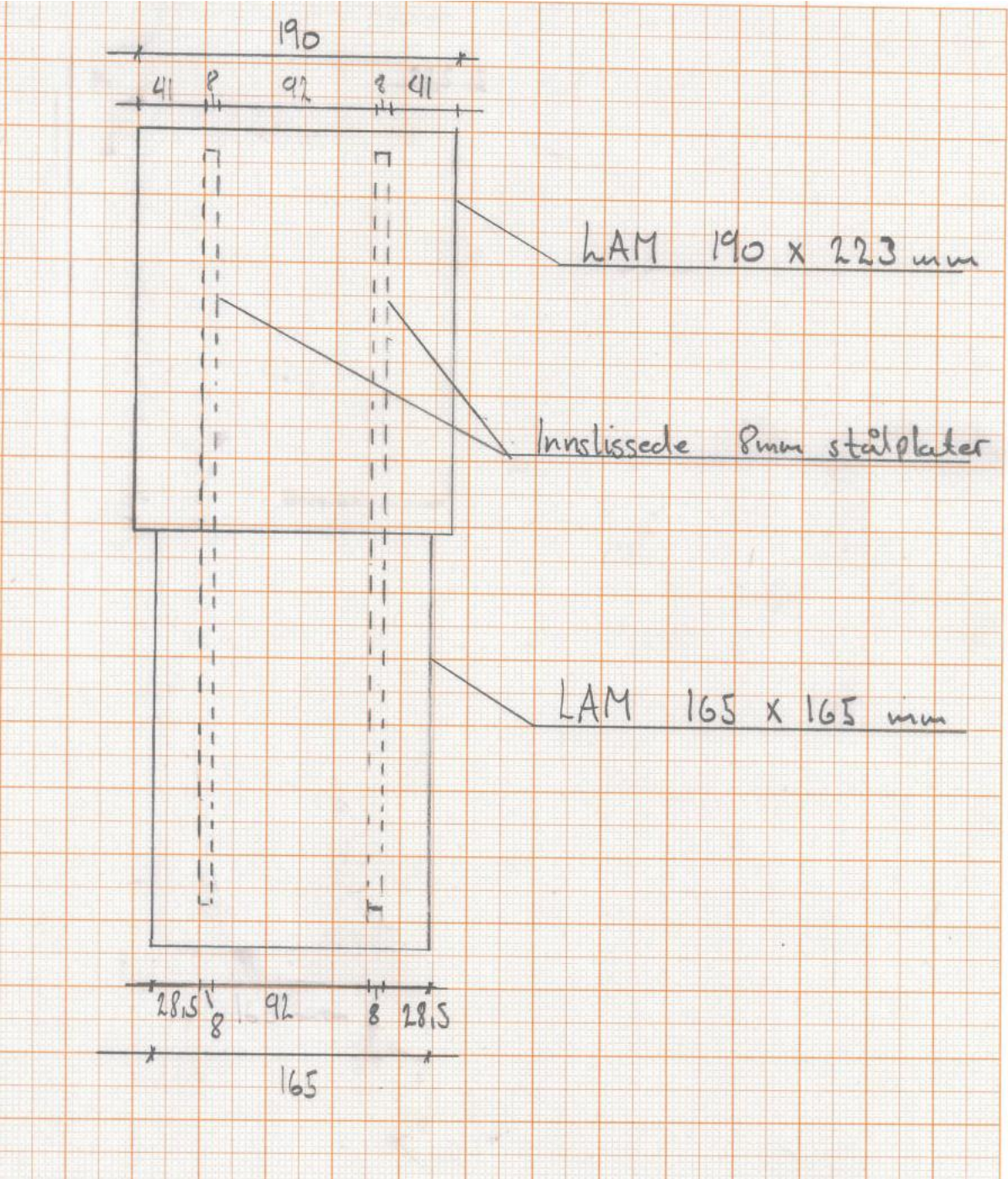
Figur 14 - Innfestning tverrbærer til undergurt tre



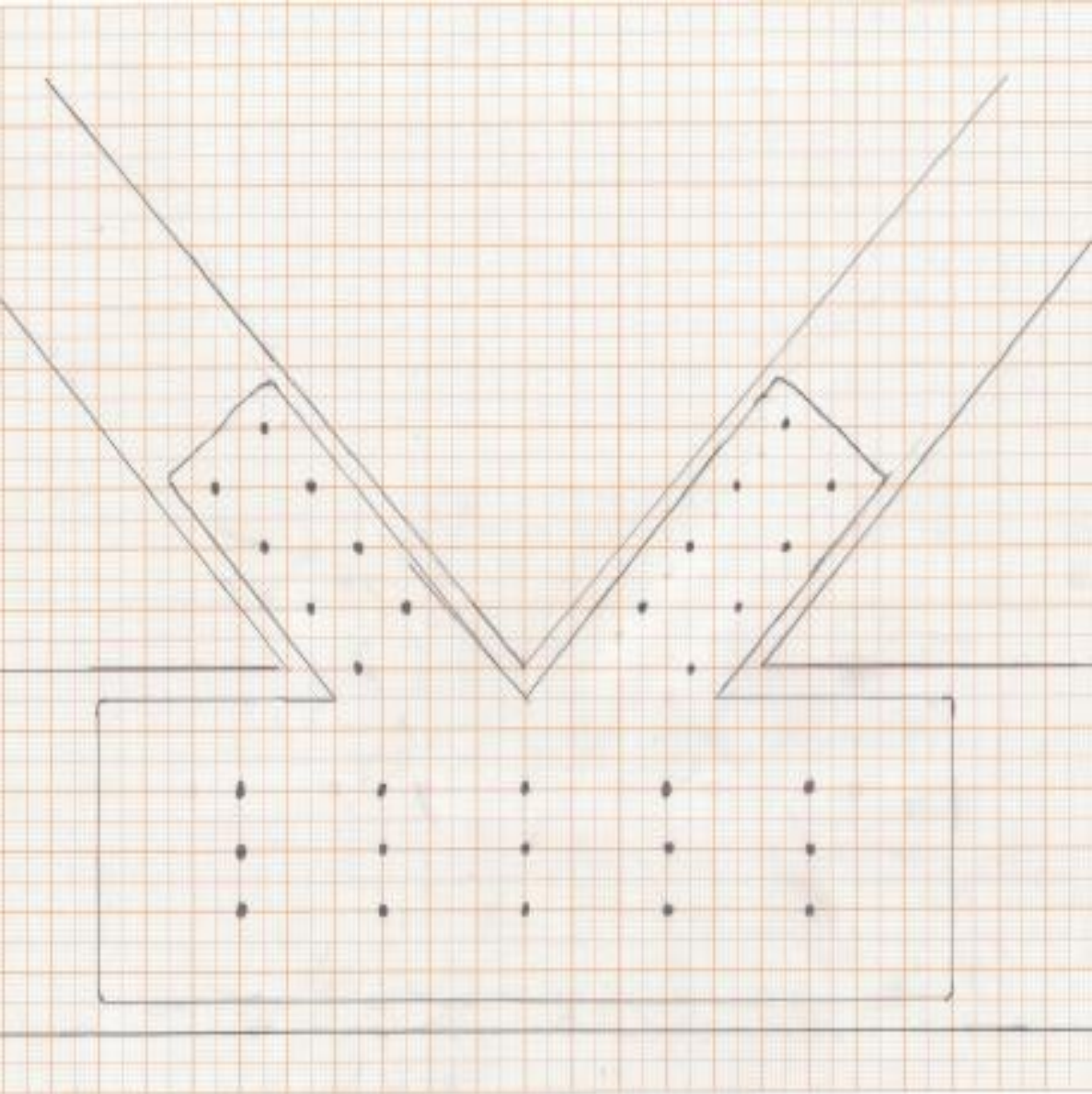
Figur 15 - Innfestning skråsteg og overgurt i tre



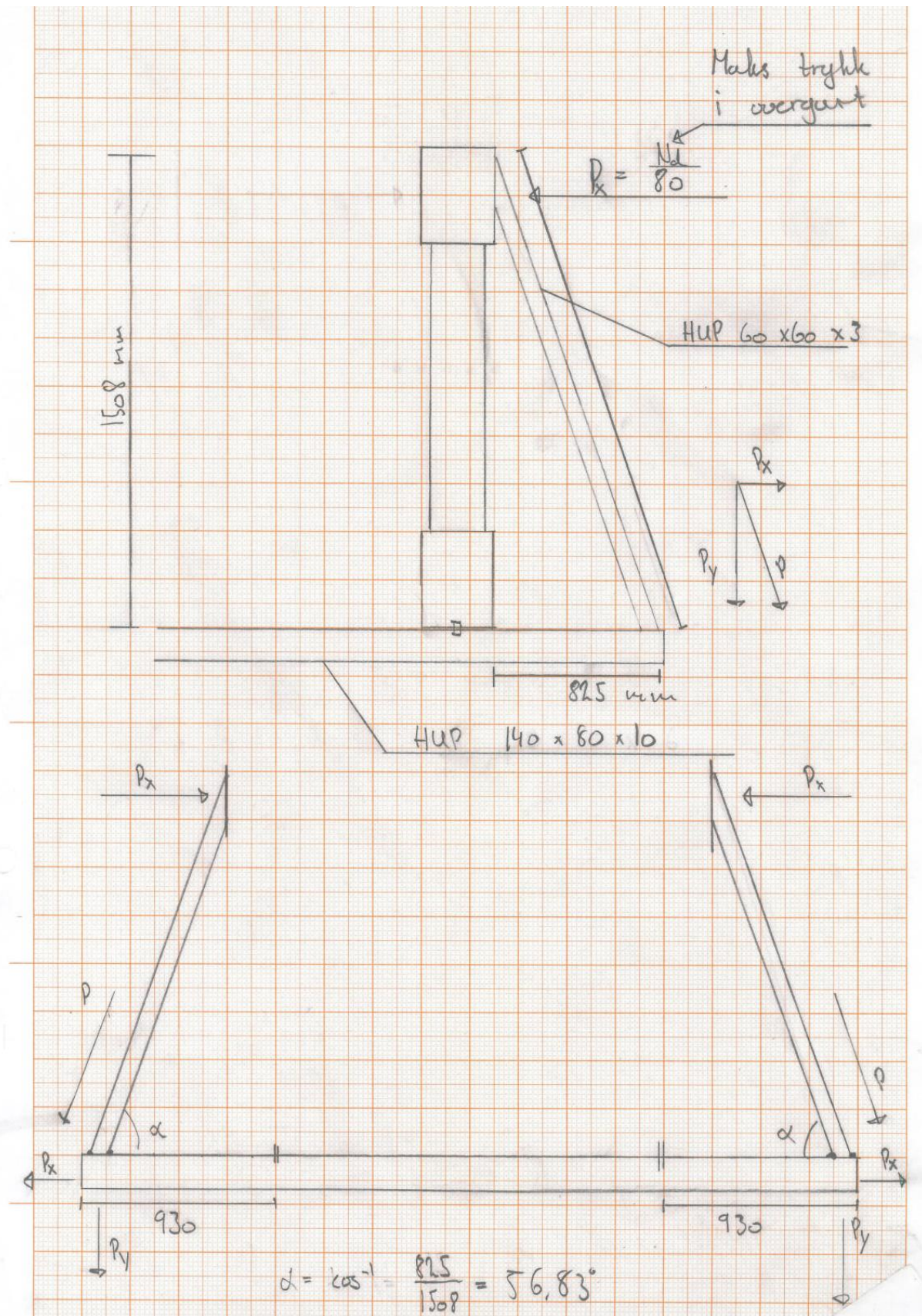
Figur 16 - Innfestning skråsteg til overgurt i stål



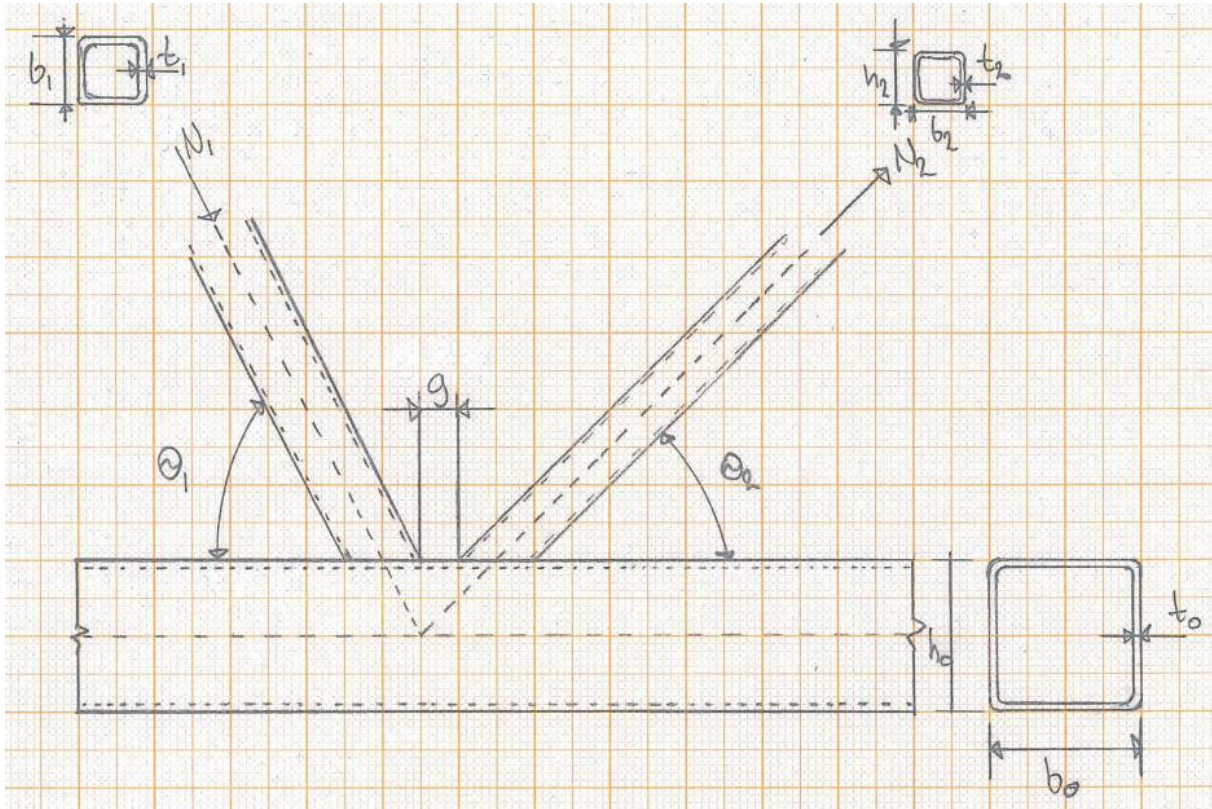
Figur 17 - Typisk slisseplate i forbindelse



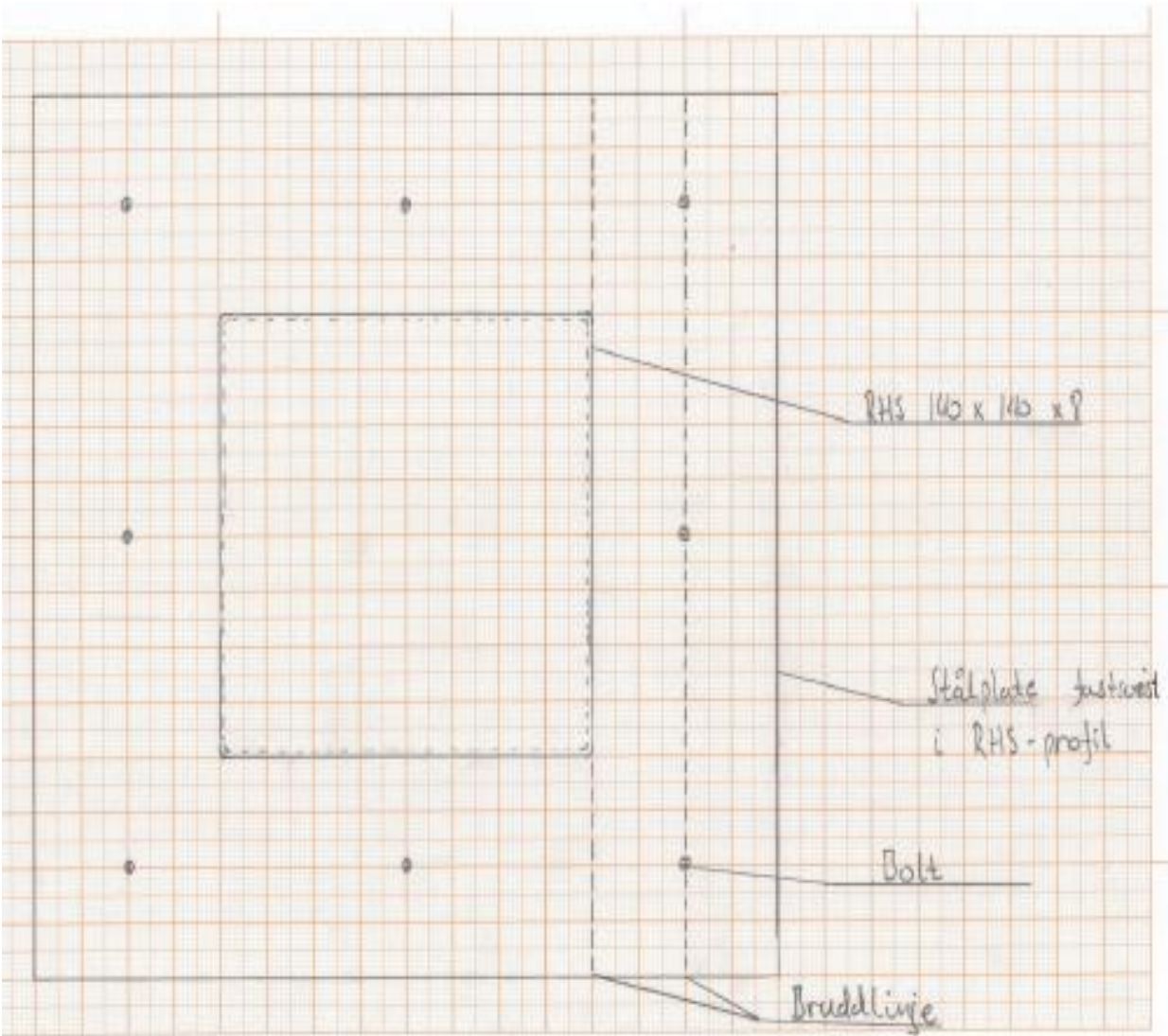
Figur 18 - Typisk dybelforbindelse



Figur 19 - Avstagningsramme



Figur 20 - Parametre i knutepunkt



Figur 21 - Innfestningsdetalj av skjõt i gurter

Vedlegg B: beregninger av koordinatene til knutepunktene i fagverket

$$P_{1,x} = 3366 \text{ mm}$$

$$P_{2,x} = 23592 \text{ mm}$$

$$R = 60000 \text{ mm}$$

$$x_0 = \frac{23592 - 3366}{2} = 10113 \text{ mm}$$

$$y_0 = \sqrt{60000^2 - 10113^2} = 59141,58631 \text{ mm}$$

$$y = \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2} - y_0$$

Formel 1

Beregningene av koordinatene til buen er gjort i Excel og er vist i tabell under.

UNDERGURT				
	Y(x)		Y- koordinat	X- koordinat
knutepunkt 1			0	0
knutepunkt 3			525,215	3145
Knutepunkt 5	2935	3548476316	989,624285	6301
knutepunkt 7	6115	3584015996	1287,18748	9481
knutepunkt 9	9306	3599348751	1415,10837	12672
knutepunkt 11	12498	3594311775	1373,11508	15864
knutepunkt 13	15683	3568975100	1161,43542	19049
knutepunkt 15	18851	3523647356	780,853715	22217
knutepunkt 17		1765	253,246998	25357
knutepunkt 19		3143	-296,778002	28500
knutepunkt 21		3096	-838,578002	31596
knutepunkt 23		3096	-1380,378	34692
knutepunkt 25		3096	-1922,178	37788
knutepunkt 27		3096	-2463,978	40884
knutepunkt 29		3096	-3005,778	43980
knutepunkt 31		3096	-3547,578	47076
knutepunkt 33		3096	-4089,378	50172

Tabell 16 - Punktkoordinater undergurt

OVERGURT			Y- koordinat	X- koordinat
	Y(x)			
knutepunkt 2			1804,605	1315
knutepunkt 4	1129	3519287744	2329,12075	4495
Knutepunkt 6	4382	3567155639	2731,20554	7748
Knutepunkt 8	7652	3593943479	2955,04344	11018
Knutepunkt 10	10929	3599334144	2999,98663	14295
Knutepunkt 12	14203	3583271900	2865,97254	17569
Knutepunkt 14	17464	3545962799	2553,52305	20830
knutepunkt 16		464	2065,922	24056
knutepunkt 18		3143	1515,897	27199
knutepunkt 20		3120	969,896998	30319
knutepunkt 22		3096	428,096998	33415
			-	
knutepunkt 24		3096	113,703002	36511
			-	
knutepunkt 26		3096	655,503002	39607
knutepunkt 28		3096	-1197,303	42703
knutepunkt 30		3096	-1739,103	45799
knutepunkt 32		3096	-2280,903	48895

Tabell 17 - Punktkoordinater overgurt

Vedlegg C: Vindberegninger, trafikklast og snølast

Vind beregninger

$V_{b,0}=26 \text{ m/s}$
$C_{dir}=1,0$
$C_{seson}=1,0$
$P=1,25 \text{ kg/m}^3$

Tabell 18 - oversikt vindfaktorer

$$V_b = 26 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 26 \frac{m}{s}$$

Formel 3

Fra tabell 8.2 NS-EN 1991-1-4. Kraftfaktoren C er gitt i denne tabellen.

d/d_{tot}	$Z_e \leq 20m$
$\leq 0,5$	6,7
$\geq 4,0$	3,6

Tabell 19 - kraftfaktor C (Standard, 2009a)

Interpolerer mellom disse verdiene.

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{2380}{1585} = 1,502$$

$$f(1,502) = 6,7 - \frac{1,502 - 0,5}{0,5 - 4} (3,6 - 6,7) = 5,813$$

Utrekning av $A_{ref,x}$

Tverrspent dekke vil ligge bak undergurt. Og i henhold til NS-EN 1991-1-4 tabell 8.1 regner vi ut referanse arealet som åpent parapet og åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider av brua.

$$l = \frac{3189}{2} + 2 \cdot 3194 + 2 \cdot 3192 + 3191 + 3184 + 3191 + 6 \cdot 3143 + \frac{3143}{2} = 47\,552 \text{ mm}$$

$$A_{ref,x} = (0,27 + 0,27 + 1,2) \cdot l = 82,74 \text{ m}^2$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 26^2 \cdot 5,813 \cdot 82,74 = 203,21 \text{ KN}$$

Formel 2

$$\frac{F_w}{m} = \frac{203,21 \text{ KN}}{47,552 \text{ m}} = 4,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Beregninger av snølast

$$n = \frac{783-150}{100} \approx 7,0$$

Formel 5

$$s_k = 3,0 + 7 \cdot 1,0 = 10,0 \text{ kN/m}^2$$

Formel 4

Beregninger av trafikklast

$$q_{fk} = 2 + \frac{120}{21,673+30} = 4,32 \text{ kN/m}^2$$

Formel 6

Velger den korteste lengden vi har, dette er å anse som konservativt.

Vedlegg D: Beregninger for limtre i Focus Konstruksjon 2010

Prosjekttittel: Maursæth bru 11

Beregning utført: 21.05.2012 10:03:12

Focus Konstruksjon 2011

21.05.2012

Side: 1

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

**1.1. KNUTEPUNKTSDATA**

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
3	3145	525
5	6301	990
7	9481	1287
9	12672	1415
11	15864	1373
13	19049	1161
15	22217	781
17	25357	253
19	28500	-297
21	31598	-839
23	34692	-1380
25	37788	-1922
27	40884	-2464
29	43980	-3006
31	47076	-3548
33	50172	-4089

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 2

Nr.	X [mm]	Z [mm]
2	1315	1805
4	4495	2329
6	7748	2731
8	11018	2955
10	14295	3000
12	17569	2866
14	20830	2554
16	24056	2066
18	27199	1516
20	30319	970
22	33415	428
24	36511	-114
26	39607	-656
28	42703	-1197
30	45799	-1739
32	48895	-2281

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	Limtre 165 x 165	A [mm ²]	27225
		Ix [mm ⁴]	9.1415e+007
		Iy [mm ⁴]	6.1767e+007
		Iz [mm ⁴]	6.1767e+007
		Total vekt [kN]	8,21
2	Limtre 215 x 333	A [mm ²]	71595
		Ix [mm ⁴]	6.5444e+008
		Iy [mm ⁴]	6.6159e+008
		Iz [mm ⁴]	2.7572e+008
		Total vekt [kN]	29,84

1.3. RANDBETINGELSER

Seg	X	Z	Frih.gr.		
Nr.	[mm]	[mm]	X	Z	RotY
32	0	0	F	F	
49	28500	-297		F	
63	50172	-4089		F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.4. LASTTILFELLER

1 snølast

Lastvarighet: Halvårslast
Lasttype: Snølast: Norge,
Island, Finland, Sverige

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 3

1 Punktlast	P = 9,44 kN X = 0 mm Retning = [0; -1]	Z = 0 mm
2 Fordelt last	Virker på segment: 1 P1 = 6,00 kN/m X1 = 43980 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 47076 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -3006 mm Z2 = -3006 mm
3 Fordelt last	Virker på segment: 15 P1 = 6,00 kN/m X1 = 40884 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 43980 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -2464 mm Z2 = -2464 mm
4 Fordelt last	Virker på segment: 14 P1 = 6,00 kN/m X1 = 37788 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 40884 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -1922 mm Z2 = -1922 mm
5 Fordelt last	Virker på segment: 13 P1 = 6,00 kN/m X1 = 34692 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 37788 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -1380 mm Z2 = -1380 mm
6 Fordelt last	Virker på segment: 12 P1 = 6,00 kN/m X1 = 31596 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 34692 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -839 mm Z2 = -839 mm
7 Fordelt last	Virker på segment: 11 P1 = 6,00 kN/m X1 = 28500 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 31596 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -297 mm Z2 = -297 mm
8 Fordelt last	Virker på segment: 10 P1 = 6,00 kN/m X1 = 25357 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 28500 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 253 mm Z2 = 253 mm
9 Fordelt last	Virker på segment: 9 P1 = 6,00 kN/m X1 = 22217 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 25357 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 781 mm Z2 = 781 mm
10 Fordelt last	Virker på segment: 8 P1 = 6,00 kN/m X1 = 19049 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 22217 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 7	Z1 = 1161 mm Z2 = 1161 mm

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 4

11 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 15864 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 19049 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 1373 mm Z2 = 1373 mm
12 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 12872 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 15864 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 1415 mm Z2 = 1415 mm
13 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 12872 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 9481 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 1415 mm Z2 = 1415 mm
14 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 9481 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 6301 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 1287 mm Z2 = 1287 mm
15 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 6301 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 990 mm Z2 = 990 mm
16 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 3145 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 0 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 525 mm Z2 = 525 mm
17 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 16	Z1 = -3548 mm Z2 = -3548 mm
3 Egenlast	Lastvarighet: Permanent Lasttype: Annen variabel	
1 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 0 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 525 mm
2 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 6301 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 990 mm Z2 = 525 mm

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 5

3 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 9481 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 6301 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 1287 mm Z2 = 990 mm
4 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 12872 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 9481 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 1415 mm Z2 = 1287 mm
5 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 15864 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 12872 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 1373 mm Z2 = 1415 mm
6 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 19049 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 15864 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 1161 mm Z2 = 1373 mm
7 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 22217 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 19049 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 7	Z1 = 781 mm Z2 = 1161 mm
8 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 25357 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 22217 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 8	Z1 = 253 mm Z2 = 781 mm
9 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 28500 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 25357 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 9	Z1 = 253 mm Z2 = -297 mm
10 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 31596 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 28500 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 10	Z1 = -297 mm Z2 = -839 mm
11 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 34692 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 31596 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 11	Z1 = -839 mm Z2 = -1380 mm

21.05.2012

Side: 6

12 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 34892 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 37788 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 12	Z1 = -1380 mm Z2 = -1922 mm
13 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 37788 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 40884 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 13	Z1 = -1922 mm Z2 = -2464 mm
14 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 40884 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 43980 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 14	Z1 = -2464 mm Z2 = -3006 mm
15 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 43980 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 47076 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 15	Z1 = -3006 mm Z2 = -3548 mm
16 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 16	Z1 = -3548 mm Z2 = -4089 mm

1.5. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(6) Snølast*1,5 + EV *1,2

Grensetilstand: Brudd

1,20 * <Konstruksjonens tyngde>
1,50 * snølast (Dominerende)
1,20 * Egenlast

2. STATISKE BEREGNINGER**2.1. OPPLEGGSKREFTER**

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
32	0	0	86,90	119,43	0,00
49	28500	-297	-133,27	185,83	0,00
63	50172	-4089	-49,01	69,86	0,00
Sum			-95,38	375,12	

2.2. SEGMENTRESULTATER

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 7

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
32	0	0,00	-147,68	-0,09	0,0	0,0
	1116	-0,05	-147,56	0,00	5,7	-4,8
	2233	0,00	-147,44	0,09	11,3	-9,5
33	0	0,00	146,99	-0,12	11,3	-9,5
	1116	-0,07	146,90	0,00	7,6	-15,7
	2233	0,00	146,82	0,12	4,0	-21,8
1	0	0,00	83,08	-15,18	0,0	0,0
	1594	-12,34	85,46	0,00	2,3	-12,8
	3189	0,00	87,83	15,18	4,0	-21,8
34	0	0,00	-96,21	-0,09	4,0	-21,8
	1127	-0,05	-96,09	0,00	9,0	-25,9
	2253	0,00	-95,97	0,09	13,9	-30,0
35	0	0,00	110,73	-0,12	13,9	-30,0
	1124	-0,07	110,64	0,00	10,7	-34,9
	2249	0,00	110,55	0,12	7,6	-39,7
36	0	0,00	-40,00	-0,10	7,6	-39,7
	1132	-0,06	-39,88	0,00	11,1	-42,8
	2264	0,00	-39,77	0,10	14,4	-45,7
37	0	0,00	67,86	-0,12	14,4	-45,7
	1128	-0,07	67,76	0,00	12,2	-48,7
	2256	0,00	67,67	0,11	10,2	-51,6
38	0	0,00	9,36	-0,10	10,2	-51,6
	1134	-0,06	9,47	0,00	11,8	-53,0
	2268	0,00	9,58	0,10	13,3	-54,4
39	0	0,00	22,13	-0,11	13,3	-54,4
	1130	-0,06	22,03	0,00	12,6	-55,3
	2260	0,00	21,93	0,11	11,9	-56,1
40	0	0,00	56,04	-0,11	11,9	-56,1
	1134	-0,06	56,14	0,00	11,8	-55,7
	2268	0,00	56,25	0,11	11,6	-55,2
41	0	0,00	-26,32	-0,10	11,6	-55,2
	1130	-0,06	-26,43	0,00	12,5	-54,2
	2260	0,00	-26,53	0,10	13,5	-53,1

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 8

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
42	0	0,00	100,18	-0,11	13,5	-53,1
	1133	-0,07	100,28	0,00	12,0	-50,9
	2268	0,00	100,38	0,11	10,4	-48,5
43	0	0,00	-77,60	-0,10	10,4	-48,5
	1129	-0,06	-77,71	0,00	12,8	-46,1
	2257	0,00	-77,83	0,10	15,3	-43,5
44	0	0,00	141,85	-0,12	15,3	-43,5
	1130	-0,07	141,95	0,00	13,0	-39,8
	2260	0,00	142,04	0,12	10,6	-35,9
45	0	0,00	-131,85	-0,09	10,6	-35,9
	1125	-0,05	-131,97	0,00	14,0	-32,7
	2251	0,00	-132,09	0,09	17,5	-29,3
46	0	0,00	181,22	-0,12	17,5	-29,3
	1122	-0,07	181,31	0,00	15,2	-24,8
	2243	0,00	181,39	0,12	12,7	-20,2
47	0	0,00	-182,65	-0,09	12,7	-20,2
	1116	-0,05	-182,77	0,00	16,2	-16,9
	2231	0,00	-182,89	0,09	19,8	-13,5
48	0	0,00	226,62	-0,12	19,8	-13,5
	1117	-0,07	226,70	0,00	18,0	-9,5
	2233	0,00	226,78	0,12	16,1	-5,3
49	0	0,00	-228,43	-0,09	16,1	-5,3
	1116	-0,05	-228,55	0,09	18,3	-2,7
	2231	0,00	-228,67	0,09	20,7	0,0
9	0	0,00	-385,03	-15,15	19,8	-13,5
	1595	-12,33	-397,50	0,00	19,9	-8,7
	3191	0,00	-389,99	15,15	20,7	0,0
25	0	0,00	520,42	-0,55	16,1	-5,3
	1584	-0,45	520,32	0,00	17,5	-2,7
	3167	0,00	520,22	0,55	19,0	0,1
50	0	0,00	-190,35	-0,12	20,7	0,0
	1108	-0,07	-190,27	0,00	19,9	0,0

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 9

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	2217	0,00	-190,18	0,12	19,0	0,1
10	0	0,00	-361,50	-14,92	20,7	0,0
	1572	-11,97	-363,95	0,00	19,6	-2,5
	3143	0,00	-366,40	14,92	19,1	-1,4
51	0	0,00	188,13	-0,09	19,0	0,1
	1107	-0,05	188,01	0,00	19,0	-0,7
	2214	0,00	187,89	0,08	19,1	-1,4
26	0	0,00	251,81	-0,55	19,0	0,1
	1572	-0,44	251,71	0,00	19,1	-1,8
	3143	0,00	251,62	0,55	19,3	-3,6
52	0	0,00	-144,66	-0,12	19,1	-1,4
	1108	-0,07	-144,58	0,00	19,2	-2,6
	2217	0,00	-144,49	0,12	19,3	-3,6
11	0	0,00	-130,63	-14,92	19,1	-1,4
	1572	-11,97	-133,08	0,00	18,1	-5,4
	3143	0,00	-135,53	14,92	17,8	-5,8
53	0	0,00	142,50	-0,09	19,3	-3,6
	1107	-0,05	142,38	0,00	18,5	-4,7
	2214	0,00	142,26	0,08	17,8	-5,8
27	0	0,00	47,99	-0,55	19,3	-3,6
	1572	-0,44	47,89	0,00	19,0	-6,0
	3143	0,00	47,80	0,55	18,7	-8,3
54	0	0,00	-98,97	-0,12	17,8	-5,8
	1108	-0,07	-98,89	0,00	18,3	-7,1
	2217	0,00	-98,81	0,12	18,7	-8,3
55	0	0,00	96,87	-0,09	18,7	-8,3
	1107	-0,05	96,75	0,00	17,9	-9,3
	2214	0,00	96,63	0,08	17,2	-10,2
12	0	0,00	35,46	-14,92	17,8	-5,8
	1572	-11,97	33,01	0,00	17,2	-9,8
	3143	0,00	30,56	14,92	17,2	-10,2

21.05.2012

Side: 10

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
28	0	0,00	-91,05	-0,55	18,7	-8,3
	1572	-0,44	-91,15	0,00	18,2	-10,0
	3143	0,00	-91,25	0,55	17,7	-11,6
56	0	0,00	-53,29	-0,12	17,2	-10,2
	1108	-0,07	-53,21	0,00	17,5	-11,0
	2217	0,00	-53,12	0,12	17,7	-11,6
13	0	0,00	136,77	-14,92	17,2	-10,2
	1572	-11,97	134,32	0,00	16,9	-13,1
	3143	0,00	131,87	14,92	17,3	-12,4
57	0	0,00	51,25	-0,09	17,7	-11,6
	1107	-0,05	51,13	0,00	17,5	-12,0
	2214	0,00	51,00	0,08	17,3	-12,4
29	0	0,00	-165,32	-0,55	17,7	-11,6
	1572	-0,44	-165,41	0,00	17,4	-11,9
	3143	0,00	-165,51	0,55	17,0	-12,1
58	0	0,00	-7,61	-0,12	17,3	-12,4
	1108	-0,07	-7,52	0,00	17,2	-12,3
	2217	0,00	-7,44	0,12	17,0	-12,1
14	0	0,00	173,31	-14,92	17,3	-12,4
	1572	-11,97	170,86	0,00	17,4	-13,7
	3143	0,00	168,41	14,92	18,1	-11,3
59	0	0,00	5,62	-0,09	17,0	-12,1
	1107	-0,05	5,50	0,00	17,5	-11,7
	2214	0,00	5,38	0,08	18,1	-11,3
30	0	0,00	-174,80	-0,55	17,0	-12,1
	1572	-0,44	-174,90	0,00	16,9	-10,7
	3143	0,00	-175,00	0,55	16,9	-9,1
60	0	0,00	38,08	-0,12	18,1	-11,3
	1108	-0,07	38,16	0,00	17,5	-10,3
	2217	0,00	38,25	0,12	18,9	-9,1
15	0	0,00	145,06	-14,92	18,1	-11,3
	1572	-11,97	142,61	0,00	18,5	-10,9
	3143	0,00	140,16	14,92	19,4	-8,9

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 11

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
61	0	0,00	-40,01	-0,09	16,9	-9,1
	1107	-0,05	-40,13	0,00	18,1	-8,0
	2214	0,00	-40,25	0,08	19,4	-8,9
31	0	0,00	-119,51	-0,55	16,9	-9,1
	1572	-0,44	-119,61	0,00	17,2	-6,2
	3143	0,00	-119,70	0,55	17,5	-3,1
62	0	0,00	83,76	-0,12	19,4	-6,9
	1108	-0,07	83,84	0,00	18,5	-5,1
	2217	0,00	83,93	0,12	17,5	-3,1
23	0	0,00	-63,71	-0,57	12,7	-20,2
	1631	-0,48	-63,63	0,00	11,6	-28,2
	3263	0,00	-63,54	0,57	10,6	-35,9
8	0	0,00	-92,10	-15,15	19,8	-13,5
	1592	-12,31	-89,71	0,00	18,3	-23,3
	3184	0,00	-87,32	15,15	17,5	-29,3
7	0	0,00	140,48	-15,37	17,5	-29,3
	1595	-12,51	142,22	0,00	16,2	-38,4
	3191	0,00	143,95	15,37	15,3	-43,5
22	0	0,00	-257,30	-0,58	10,6	-35,9
	1638	-0,48	-257,25	0,00	10,5	-42,3
	3276	0,00	-257,19	0,58	10,4	-48,5
6	0	0,00	303,51	-15,52	15,3	-43,5
	1596	-12,64	304,48	0,00	14,2	-50,3
	3192	0,00	305,45	15,52	13,5	-53,1
21	0	0,00	-382,62	-0,58	10,4	-48,5
	1638	-0,49	-382,80	0,00	11,0	-51,9
	3277	0,00	-382,77	0,58	11,6	-55,2
5	0	0,00	397,37	-15,58	13,5	-53,1
	1596	-12,69	397,57	0,00	12,7	-56,6
	3192	0,00	397,76	15,58	11,9	-56,1
20	0	0,00	-441,02	-0,58	11,6	-55,2
	1639	-0,49	-441,03	0,00	12,5	-54,9

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 12

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	3277	0,00	-441,04	0,58	13,3	-54,4
4	0	0,00	422,53	-15,57	11,9	-56,1
	1597	-12,68	421,94	0,00	11,1	-55,8
	3194	0,00	421,35	15,57	10,2	-51,6
19	0	0,00	-432,25	-0,58	13,3	-54,4
	1639	-0,49	-432,29	0,00	13,9	-50,2
	3278	0,00	-432,33	0,58	14,4	-45,7
3	0	0,00	379,09	-15,47	10,2	-51,6
	1597	-12,60	377,73	0,00	9,1	-47,6
	3194	0,00	376,37	15,47	7,6	-39,7
18	0	0,00	-356,36	-0,58	14,4	-45,7
	1639	-0,48	-356,43	0,00	14,1	-38,0
	3278	0,00	-356,50	0,58	13,9	-30,0
2	0	0,00	266,89	-15,27	7,6	-39,7
	1595	-12,42	264,78	0,00	6,1	-32,7
	3190	0,00	262,67	15,27	4,0	-21,8
17	0	0,10	-210,00	-0,56	13,9	-30,0
	1611	-0,36	-210,09	0,00	12,6	-19,8
	3223	0,11	-210,19	0,56	11,3	-9,5
24	0	0,00	195,30	-0,56	12,7	-20,2
	1595	-0,45	195,20	0,00	14,4	-12,8
	3191	0,00	195,10	0,56	16,1	-5,3
63	0	0,00	-84,84	-0,09	17,5	-3,1
	1107	-0,05	-84,96	0,00	19,1	-1,6
	2214	0,00	-85,09	0,09	20,8	0,0
16	0	0,00	72,04	-14,92	19,4	-6,9
	1572	-11,97	49,59	0,00	19,8	-5,3
	3143	0,00	47,14	14,92	20,8	0,0

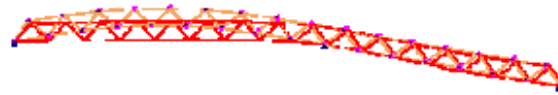
2.3. STATISKE RESULTATER GRAFISK

2.3.1. Forskyvning

21.05.2012

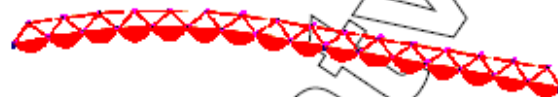
Side: 13

2.3.2. Moment



Største forskyvning: 58,2 mm

2.3.3 Aksialkraft

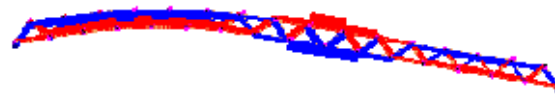


Største moment: 12,69 kN-m

21.05.2012

Side: 14

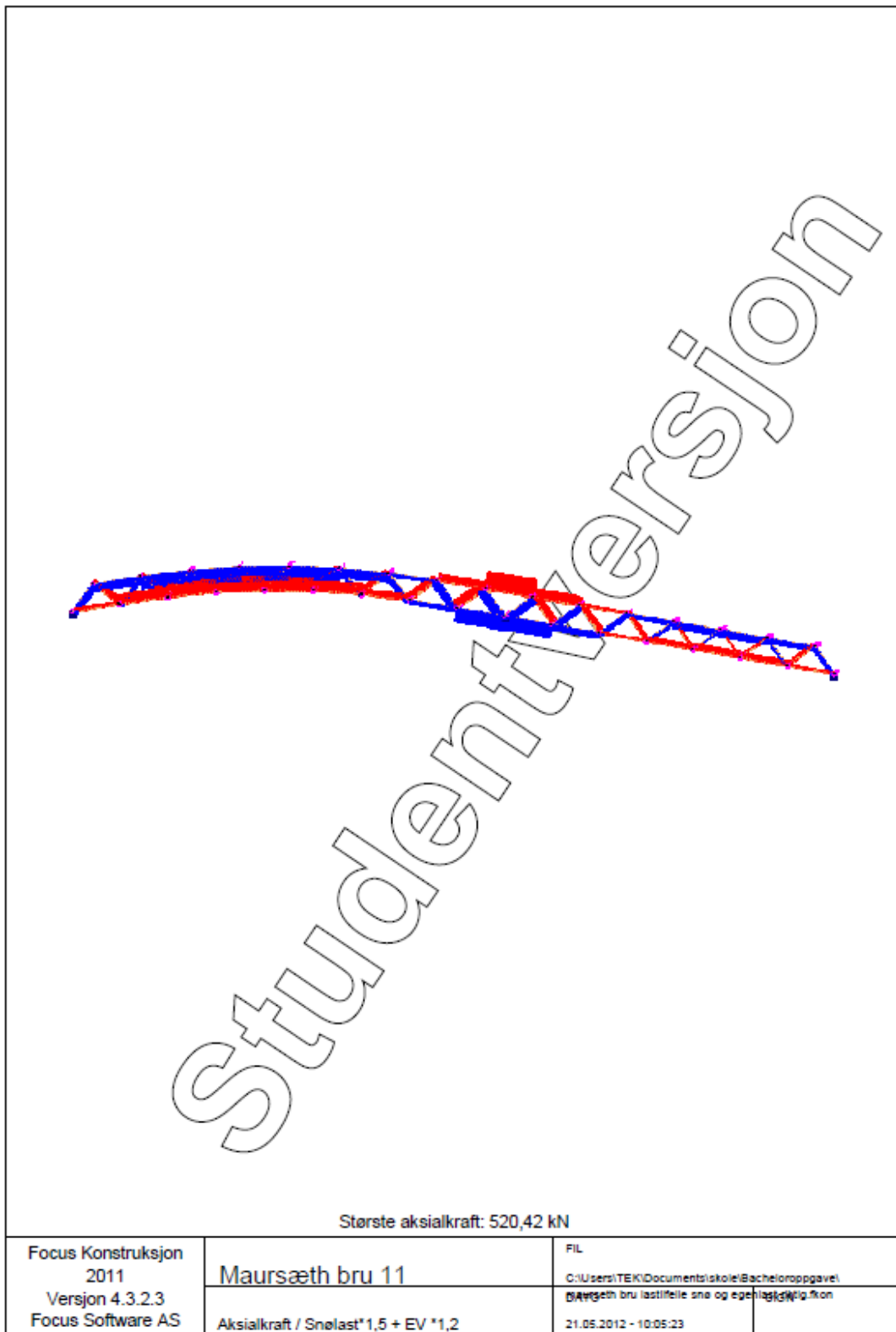
2.3.4. Skjærkraft



Største aksialkraft: 520,42 kN



Største skjærkraft: 15,58 kN



INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	SIDE: 1
1.1. KNOTEPUNKTSDATA	SIDE: 1
1.2. TVERRSNITTSDATA	SIDE: 2
1.3. RANDBETINGELSER	SIDE: 2
1.4. LASTTILFELLER	SIDE: 2
1.5. LASTKOMBINASJON	SIDE: 6
2. STATISKE BEREGNINGER	SIDE: 6
2.1. OPPLEGGSKREFTER	SIDE: 6
2.2. SEGMENTRESULTATER	SIDE: 6
2.3. STATISKE RESULTATER GRAFISK	SIDE: 12
2.3.1. Forskyvning	SIDE: 12
2.3.2. Moment	SIDE: 13
2.3.3 Aksialkraft	SIDE: 13
2.3.4. Skjærkraft	SIDE: 14
4. SEPARATE PLOTT	SIDE: 15
4.4 Aksialkraft	SIDE: 16

Studentversjon

Nedbøyningsberegninger fra Focus Konstruksjon i bruksgrensetilstand

Prosjekttittel: Maursæth bru nedbøyning limtre

Beregning utført: 22.05.2012 18:47:17

Focus Konstruksjon 2011

22.05.2012

Side: 1

1. KONSTRUKSJONSMODELLOG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
3	3145	535
5	6301	990
7	9481	1287
9	12672	1415
11	15864	1373
13	19049	1161
15	22217	781
17	25357	253
19	28500	-297
21	31598	-839
23	34692	-1380
25	37788	-1922
27	40884	-2464
29	43980	-3006
31	47076	-3548
33	50172	-4089

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 2

Nr.	X [mm]	Z [mm]
2	1315	1805
4	4495	2329
6	7748	2731
8	11018	2955
10	14295	3000
12	17569	2868
14	20830	2554
16	24056	2086
18	27199	1516
20	30319	970
22	33415	428
24	36511	-114
26	39607	-656
28	42703	-1197
30	45799	-1739
32	48895	-2281

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	limtre 190x233	A [mm ²]	44270
		I _x [mm ⁴]	2,5804e+008
		I _y [mm ⁴]	2,0028e+008
		I _z [mm ⁴]	1,3918e+008
		Total vekt [kN]	18,45
2	Limtre 165 x 165	A [mm ²]	27225
		I _x [mm ⁴]	9,1415e+007
		I _y [mm ⁴]	6,1767e+007
		I _z [mm ⁴]	6,1767e+007
		Total vekt [kN]	8,21

1.3. MATERIALDATA

1 GL36c(L40), limtre	Materiell: Limtre
Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C ⁻¹	Tyngdetetthet: 4,22 kN/m ³
Fasthetsklasse: L40	Lamellykkelse: 33,3 mm
Total vekt: 26,66 kN	

Karakteristiske fasthetsparametre:

f _{mk} = 36,00 N/mm ²	f _{vk} = 3,00 N/mm ²
f _{t0k} = 22,50 N/mm ²	f _{c0k} = 29,00 N/mm ²
f _{t90k} = 0,50 N/mm ²	f _{c90k} = 6,30 N/mm ²

1.4. LASTTILFELLER

1 snølast

Lastvarighet: Halvårslast

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 3

Lasttype:	Snølast: Norge, Island, Finland, Sverige	
1 Punktlast	P = 9,44 kN X = 0 mm	Z = 0 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	
2 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 43980 mm	Z1 = -3008 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 47076 mm	Z2 = -3008 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 15	
3 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 40884 mm	Z1 = -2484 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 43980 mm	Z2 = -2484 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 14	
4 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 37788 mm	Z1 = -1922 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 40884 mm	Z2 = -1922 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 13	
5 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 34692 mm	Z1 = -1380 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 37788 mm	Z2 = -1380 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 12	
6 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 31596 mm	Z1 = -839 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 34692 mm	Z2 = -839 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 11	
7 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 28500 mm	Z1 = -297 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 31596 mm	Z2 = -297 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 10	
8 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 25357 mm	Z1 = 253 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 28500 mm	Z2 = 253 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 9	
9 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 22217 mm	Z1 = 781 mm
	P2 = 6,00 kN/m X2 = 25357 mm	Z2 = 781 mm
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 8	

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 4

10 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 19049 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 22217 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 7	Z1 = 1161 mm Z2 = 1161 mm
11 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 15864 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 19049 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 1373 mm Z2 = 1373 mm
12 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 12672 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 15864 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 1415 mm Z2 = 1415 mm
13 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 12672 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 9481 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 1415 mm Z2 = 1415 mm
14 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 9481 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 6301 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 1287 mm Z2 = 1287 mm
15 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 6301 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 990 mm Z2 = 990 mm
16 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 3145 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 0 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 525 mm Z2 = 525 mm
17 Fordelt last	P1 = 8,00 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 8,00 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 16	Z1 = -3548 mm Z2 = -3548 mm
3 Egenlast	Lastvarighet: Permanent Lasttype: Annen variabel 1 Fordelt last P1 = 0,50 kN/m X1 = 0 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 525 mm

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 5

2 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 6301 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 990 mm Z2 = 525 mm
3 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 9481 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 6301 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 1287 mm Z2 = 990 mm
4 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 12872 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 9481 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 1415 mm Z2 = 1287 mm
5 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 15864 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 12872 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 1373 mm Z2 = 1415 mm
6 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 19049 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 15864 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 1161 mm Z2 = 1373 mm
7 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 22217 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 19049 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 7	Z1 = 781 mm Z2 = 1161 mm
8 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 25357 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 22217 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 8	Z1 = 253 mm 781 mm Z2 = 781 mm
9 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 28500 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 25357 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 9	Z1 = 253 mm Z2 = -297 mm
10 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 31596 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 28500 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 10	Z1 = -297 mm Z2 = -839 mm

22.05.2012

Side: 6

11 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 31596 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 34692 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -839 mm Z2 = -1380 mm
12 Fordelt last	Virker på segment: 11 P1 = 0,50 kN/m X1 = 34692 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 37788 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -1380 mm Z2 = -1922 mm
13 Fordelt last	Virker på segment: 12 P1 = 0,50 kN/m X1 = 37788 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 40884 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -1922 mm Z2 = -2464 mm
14 Fordelt last	Virker på segment: 13 P1 = 0,50 kN/m X1 = 40884 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 43980 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -2464 mm Z2 = -3006 mm
15 Fordelt last	Virker på segment: 14 P1 = 0,50 kN/m X1 = 43980 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 47076 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -3006 mm Z2 = -3548 mm
16 Fordelt last	Virker på segment: 15 P1 = 0,50 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -3548 mm Z2 = -4089 mm
	Virker på segment: 16	

1.5. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(10) 1,00 <kt> + 1,00 Egenlast
+ 1,00 snølast

Grensetilstand: Bruks

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
1,00 * Egenlast
1,00 * snølast (Dominerende)

2. STATISKE BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
-----	-----------	-----------	-------------

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 7

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0,0	0,0	0,6
1	0,0	0,0	0,4
3	4,0	-21,8	0,2
3	4,0	-21,8	0,4
3	4,0	-21,8	0,3
3	4,0	-21,8	0,5
5	7,7	-39,8	0,1
5	7,7	-39,8	0,3
5	7,7	-39,8	0,2
5	7,7	-39,8	0,4
7	10,4	-51,6	0,0
7	10,4	-51,6	0,2
7	10,4	-51,6	0,1
7	10,4	-51,6	0,3
9	12,2	-56,0	-0,1
9	12,2	-56,0	0,0
9	12,2	-56,0	0,0
9	12,2	-56,0	0,2
11	13,9	-52,7	-0,3
11	13,9	-52,7	-0,1
11	13,9	-52,7	-0,1
11	13,9	-52,7	0,0
13	15,8	-42,8	-0,4
13	15,8	-42,8	-0,2
13	15,8	-42,8	-0,2
13	15,8	-42,8	0,0
15	18,1	-28,4	-0,5
15	18,1	-28,4	-0,3
15	18,1	-28,4	-0,3
15	18,1	-28,4	-0,1
17	20,3	-12,8	-0,5
17	20,3	-12,8	-0,3
17	20,3	-12,8	-0,2
17	20,3	-12,8	0,0
19	20,9	0,0	-0,4
19	20,9	0,0	-0,2
19	20,9	0,0	0,0
19	20,9	0,0	0,2
21	19,3	-0,2	-0,2
21	19,3	-0,2	0,0
21	19,3	-0,2	0,1
21	19,3	-0,2	0,3
23	18,0	-4,1	-0,1
23	18,0	-4,1	0,1
23	18,0	-4,1	0,1

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 8

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
23	18,0	-4,1	0,3
25	17,4	-8,4	-0,1
25	17,4	-8,4	0,1
25	17,4	-8,4	0,1
25	17,4	-8,4	0,2
27	17,5	-10,9	-0,2
27	17,5	-10,9	0,0
27	17,5	-10,9	0,0
27	17,5	-10,9	0,2
29	18,3	-10,2	-0,2
29	18,3	-10,2	0,0
29	18,3	-10,2	-0,1
29	18,3	-10,2	0,1
31	19,6	-6,3	-0,3
31	19,6	-6,3	-0,1
31	19,6	-6,3	-0,1
31	19,6	-6,3	0,1
33	20,9	0,0	-0,3
33	20,9	0,0	-0,1
2	11,8	-9,4	0,4
2	11,8	-9,4	0,4
2	11,8	-9,4	0,4
2	11,8	-9,4	0,4
4	14,3	-30,1	0,4
4	14,3	-30,1	0,4
4	14,3	-30,1	0,3
4	14,3	-30,1	0,3
4	14,3	-30,1	0,3
6	14,7	-45,9	0,3
6	14,7	-45,9	0,2
6	14,7	-45,9	0,2
6	14,7	-45,9	0,2
8	13,5	-54,5	0,1
8	13,5	-54,5	0,1
8	13,5	-54,5	0,1
8	13,5	-54,5	0,0
10	11,7	-55,1	0,0
10	11,7	-55,1	0,0
10	11,7	-55,1	-0,1
10	11,7	-55,1	-0,1
12	10,4	-48,0	-0,1
12	10,4	-48,0	-0,2
12	10,4	-48,0	-0,2
12	10,4	-48,0	-0,2
14	10,6	-35,1	-0,2

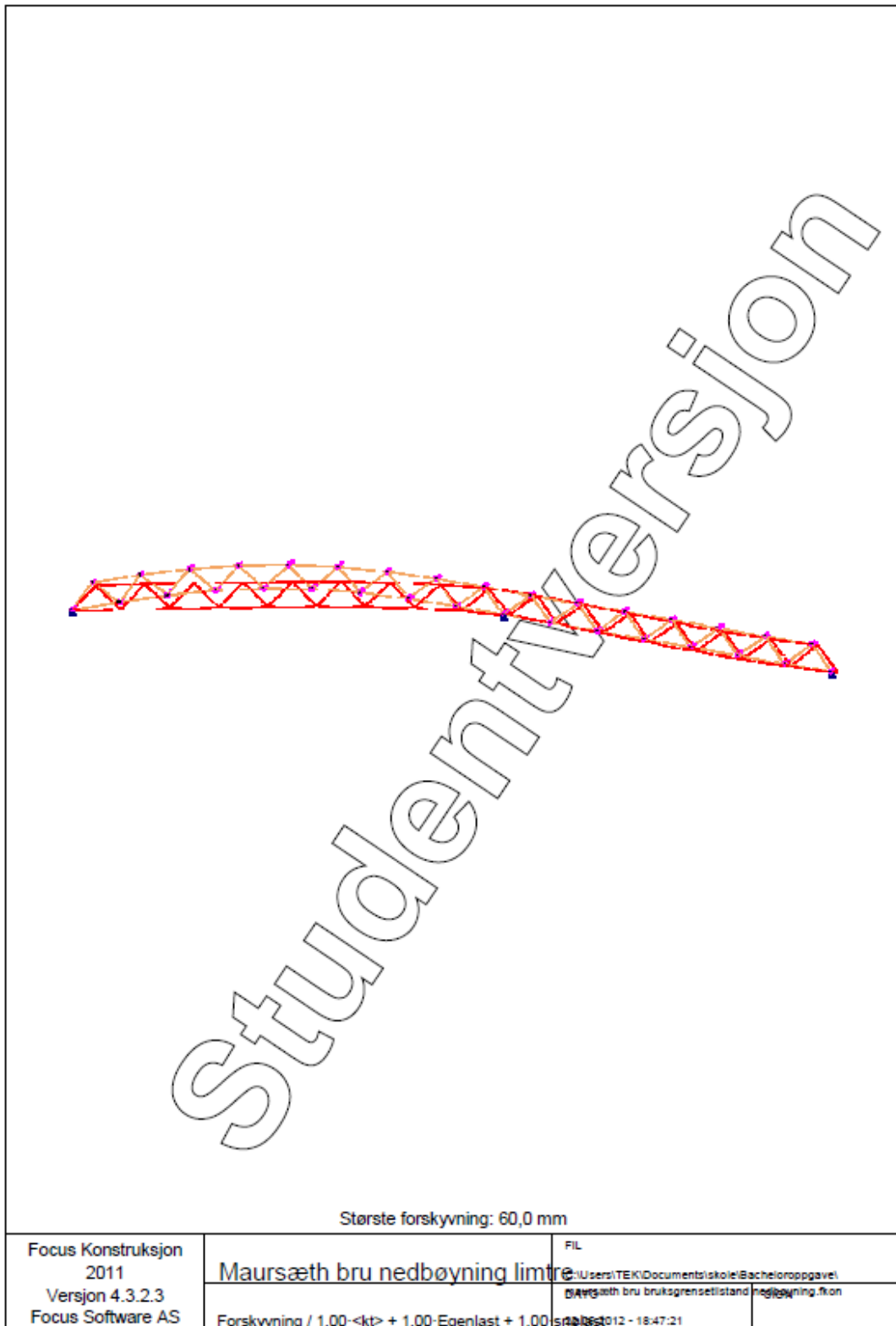
Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 9

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
14	10,6	-35,1	-0,2
14	10,6	-35,1	-0,3
14	10,6	-35,1	-0,3
16	12,7	-19,3	-0,3
16	12,7	-19,3	-0,3
16	12,7	-19,3	-0,3
16	12,7	-19,3	-0,3
18	16,1	-4,8	-0,3
18	16,1	-4,8	-0,2
18	16,1	-4,8	-0,2
18	16,1	-4,8	-0,1
20	19,2	0,8	-0,1
20	19,2	0,8	0,0
20	19,2	0,8	0,0
20	19,2	0,8	0,1
22	19,8	-2,1	0,0
22	19,8	-2,1	0,0
22	19,8	-2,1	0,1
22	19,8	-2,1	0,1
24	19,2	-6,6	0,1
24	19,2	-6,6	0,1
24	19,2	-6,6	0,1
24	19,2	-6,6	0,1
26	18,2	-10,1	0,1
26	18,2	-10,1	0,0
26	18,2	-10,1	0,0
26	18,2	-10,1	0,0
28	17,4	-10,8	0,0
28	17,4	-10,8	0,0
28	17,4	-10,8	0,0
28	17,4	-10,8	0,0
30	17,2	-8,2	-0,1
30	17,2	-8,2	-0,1
30	17,2	-8,2	-0,1
30	17,2	-8,2	-0,1
32	17,6	-2,8	-0,1
32	17,6	-2,8	-0,1
32	17,6	-2,8	-0,1

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	SIDE: 1
1.1. KNUTEPUNKTSDATA	SIDE: 1
1.2. TVERRSNITTSDATA	SIDE: 2
1.3. MATERIALDATA	SIDE: 2
1.4. LASTTILFELLER	SIDE: 2
1.5. LASTKOMBINASJON	SIDE: 6
2. STATISKE BEREGNINGER	SIDE: 6
2.1. KNUTEPUNKTSRESULTATER	SIDE: 6
2.1.1. Forskyvninger	SIDE: 6
4. SEPARATE PLOTT	SIDE: 10
4.5 Forskyvning	SIDE: 11

Studentversjon

Vedlegg E: Beregninger for stål i Focus Konstruksjon 2010

Prosjekttittel: Maursæth bru stål

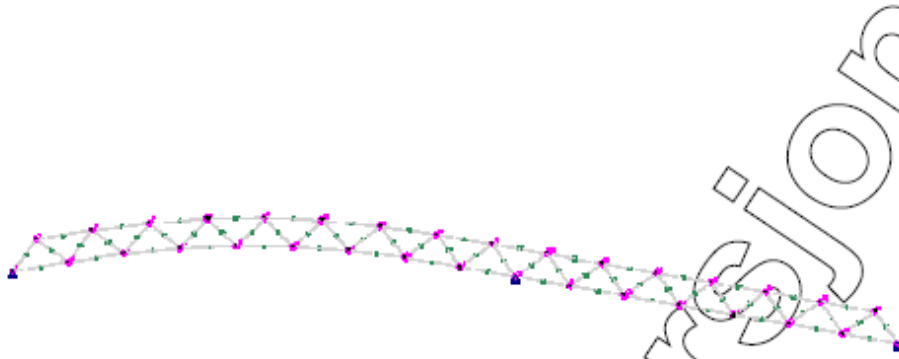
Beregning utført: 21.05.2012 12:03:57

Focus Konstruksjon 2011

21.05.2012

Side: 1

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

**1.1. KNUTEPUNKTSDATA**

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
3	3145	525
5	6301	990
7	9481	1287
9	12672	1415
11	15864	1373
13	19049	1161
15	22217	781
17	25357	253
19	28500	-297
21	31598	-839
23	34692	-1380
25	37789	-1922
27	40884	-2464
29	43980	-3006
31	47076	-3548
33	50172	-4089

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 2

Nr.	X [mm]	Z [mm]
2	1315	1805
4	4495	2329
6	7748	2731
8	11018	2955
10	14295	3000
12	17569	2888
14	20830	2554
16	24056	2066
18	27199	1516
20	30319	970
22	33415	428
24	36511	-114
26	39607	-656
28	42703	-1197
30	45799	-1739
32	48895	-2281

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HUP 80x80x4.0	A [mm ²]	1210
		I _x [mm ⁴]	1,8000e+006
		I _y [mm ⁴]	1,1880e+006
		I _z [mm ⁴]	1,1900e+006
		Total vekt [kN]	6,67
2	HUP 140x140x6.3	A [mm ²]	3310
		I _x [mm ⁴]	1,5500e+007
		I _y [mm ⁴]	9,7400e+006
		I _z [mm ⁴]	9,7400e+006
		Total vekt [kN]	20,30
3	HUP 140x80x6.3	A [mm ²]	2590
		I _x [mm ⁴]	6,0600e+006
		I _y [mm ⁴]	6,5600e+006
		I _z [mm ⁴]	2,6800e+006
		Total vekt [kN]	3,82

1.3. MATERIALDATA

1 Stål	Material: Stål
Fasthetsklasse: S355	
Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C ⁻¹	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m ³
E-modul: 1,4700e+005 N/mm ²	G-modul: 5,6700e+004 N/mm ²
Karakteristiske fasthetsparametre:	
f _y = 355,00 N/mm ² for godstykkelse ≤ 40,0 mm	
f _y = 335,00 N/mm ² for godstykkelse ≤ 80,0 mm	
f _y = 335,00 N/mm ² for godstykkelse > 80,0 mm	

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

1.4. LASTTILFELLER

1 snølast

Lastvarighet:	Halvårslast
Lasttype:	Snølast: Norge, Island, Finland, Sverige
1 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 6301 mm Z1 = 990 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 3145 mm Z2 = 990 mm Retning = [0; -1]
2 Fordelt last	Virker på segment: 2 P1 = 6,00 kN/m X1 = 9481 mm Z1 = 1287 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 6301 mm Z2 = 1287 mm Retning = [0; -1]
3 Fordelt last	Virker på segment: 3 P1 = 6,00 kN/m X1 = 12672 mm Z1 = 1415 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 9481 mm Z2 = 1415 mm Retning = [0; -1]
4 Fordelt last	Virker på segment: 4 P1 = 6,00 kN/m X1 = 15864 mm Z1 = 1373 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 12672 mm Z2 = 1373 mm Retning = [0; -1]
5 Fordelt last	Virker på segment: 5 P1 = 6,00 kN/m X1 = 25367 mm Z1 = 253 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 28500 mm Z2 = 253 mm Retning = [0; -1]
6 Fordelt last	Virker på segment: 9 P1 = 6,00 kN/m X1 = 28500 mm Z1 = -297 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 31596 mm Z2 = -297 mm Retning = [0; -1]
7 Fordelt last	Virker på segment: 10 P1 = 6,00 kN/m X1 = 31596 mm Z1 = -839 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 34692 mm Z2 = -839 mm Retning = [0; -1]
	Virker på segment: 11

21.05.2012

Side: 4

8 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 34892 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 37788 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 12	Z1 = -1380 mm Z2 = -1380 mm
9 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 37788 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 40884 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 13	Z1 = -1922 mm Z2 = -1922 mm
10 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 40884 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 43980 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 14	Z1 = -2464 mm Z2 = -2464 mm
11 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 43980 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 47076 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 15	Z1 = -3006 mm Z2 = -3006 mm
12 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 16	Z1 = -3548 mm Z2 = -3548 mm
13 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 22217 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 25357 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 8	Z1 = 781 mm Z2 = 781 mm
14 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 19049 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 22217 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 7	Z1 = 1161 mm Z2 = 1161 mm
15 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 15864 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 19049 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 1373 mm Z2 = 1373 mm
16 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 3145 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 0 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 525 mm Z2 = 525 mm

3 Egenlast

Lastvarighet:	Permanent		
Lasttype:	Annen variabel		
1 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 0 mm	Z1 = 0 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm	Z2 = 525 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 1		
2 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 6301 mm	Z1 = 990 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm	Z2 = 525 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 2		
3 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 9481 mm	Z1 = 1287 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 6301 mm	Z2 = 990 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 3		
4 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 12672 mm	Z1 = 1415 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 9481 mm	Z2 = 1287 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 4		
5 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 15864 mm	Z1 = 1373 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 12672 mm	Z2 = 1415 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 5		
6 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 19049 mm	Z1 = 1161 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 15864 mm	Z2 = 1373 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 6		
7 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 22217 mm	Z1 = 781 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 19049 mm	Z2 = 1161 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 7		
8 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 25357 mm	Z1 = 253 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 22217 mm	Z2 = 781 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 8		
9 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 25357 mm	Z1 = 253 mm	
	P2 = 0,50 kN/m X2 = 28500 mm	Z2 = -297 mm	
	Retning = [0; -1] Virker på segment: 9		

10 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 28500 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 31596 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -297 mm Z2 = -839 mm
11 Fordelt last	Virker på segment: 10 P1 = 0,50 kN/m X1 = 31596 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 34692 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -839 mm Z2 = -1380 mm
12 Fordelt last	Virker på segment: 11 P1 = 0,50 kN/m X1 = 34692 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 37788 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -1380 mm Z2 = -1922 mm
13 Fordelt last	Virker på segment: 12 P1 = 0,50 kN/m X1 = 37788 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 40884 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -1922 mm Z2 = -2464 mm
14 Fordelt last	Virker på segment: 13 P1 = 0,50 kN/m X1 = 40884 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 43980 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -2464 mm Z2 = -3006 mm
15 Fordelt last	Virker på segment: 14 P1 = 0,50 kN/m X1 = 43980 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 47076 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -3006 mm Z2 = -3548 mm
16 Fordelt last	Virker på segment: 15 P1 = 0,50 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 16	Z1 = -3548 mm Z2 = -4089 mm

1.5. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(8) $EL \cdot 1,2 + SNØ \cdot 1,5 + <kt>$

Grensetilstand: Brudd

1,50 * snølast

1,20 * <Konstruksjonens tyngde>

1,20 * Egenlast

2. STATISKE BEREGNINGER

21.05.2012

Side: 7

2.1. OPPLÉGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN-m]
32	0	0	84,31	115,85	0,00
49	28500	-297	-131,50	183,34	0,00
16	50172	-4089	0,00	74,26	0,00
	Sum		-47,19	373,45	

2.2. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
32	0	0,00	-143,26	-0,07	0,0	0,0
	1116	-0,04	-143,16	0,00	7,4	-6,2
	2233	0,00	-143,06	0,07	14,7	-12,3
33	0	0,00	142,77	-0,10	14,7	-12,3
	1116	-0,06	142,70	0,00	9,8	-20,4
	2233	0,00	142,63	0,10	5,1	-28,2
1	0	0,00	80,47	-15,09	0,0	0,0
	1594	-12,27	82,83	0,00	3,6	-20,5
	3189	0,00	85,19	15,09	5,1	-28,2
34	0	0,00	-92,65	-0,07	5,1	-28,2
	1127	-0,04	-92,56	0,00	11,7	-33,7
	2253	0,00	-92,46	0,07	18,2	-39,0
35	0	0,00	107,01	-0,10	18,2	-39,0
	1124	-0,06	106,94	0,00	14,0	-45,4
	2249	0,00	106,87	0,10	10,1	-51,6
36	0	0,00	-37,72	-0,08	10,1	-51,6
	1132	-0,05	-37,63	0,00	14,6	-55,6
	2264	0,00	-37,54	0,08	19,1	-59,5
37	0	0,00	64,95	-0,09	19,1	-59,5
	1128	-0,05	64,87	0,00	16,3	-63,3
	2256	0,00	64,79	0,09	13,6	-66,9
38	0	0,08	10,53	-0,08	13,6	-66,9
	1134	-0,05	10,62	0,00	15,8	-68,8
	2268	0,00	10,71	0,08	17,9	-70,6
39	0	0,00	20,08	-0,09	17,9	-70,6

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 8

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	1130	-0,05	20,00	0,00	17,0	-71,7
	2260	0,00	19,92	0,09	16,3	-72,6
40	0	0,00	56,18	-0,09	16,3	-72,6
	1134	-0,05	56,26	0,00	16,1	-72,1
	2268	0,00	56,35	0,09	15,9	-71,5
41	0	0,00	-27,46	-0,09	15,9	-71,5
	1130	-0,05	-27,54	0,00	17,1	-70,1
	2260	0,00	-27,63	0,08	18,5	-68,6
42	0	0,00	99,34	-0,09	18,5	-68,6
	1133	-0,05	99,42	0,00	16,6	-65,7
	2266	0,00	99,50	0,09	14,5	-62,6
43	0	0,00	-77,78	-0,08	14,5	-62,6
	1129	-0,05	-77,87	0,00	17,7	-59,4
	2257	0,00	-77,96	0,08	21,1	-56,0
44	0	0,00	140,08	-0,10	21,1	-56,0
	1130	-0,06	140,15	0,00	18,1	-51,2
	2260	0,00	140,23	0,10	14,9	-46,1
45	0	0,00	-131,01	-0,08	14,9	-46,1
	1125	-0,04	-131,11	0,00	19,4	-41,9
	2251	0,00	-131,20	0,07	24,0	-37,6
46	0	0,00	178,85	-0,10	24,0	-37,6
	1122	-0,06	178,92	0,00	21,0	-31,8
	2243	0,00	178,99	0,10	17,8	-25,9
47	0	0,00	-180,44	-0,07	17,8	-25,9
	1116	-0,04	-180,54	0,00	22,3	-21,6
	2231	0,00	-180,64	0,07	26,9	-17,3
48	0	0,00	223,93	-0,10	26,9	-17,3
	1117	-0,06	224,00	0,00	24,6	-12,2
	2233	0,00	224,07	0,10	22,1	-6,8
49	0	0,00	-225,42	-0,07	22,1	-6,8
	1116	-0,04	-225,52	0,00	25,0	-3,4
	2231	0,00	-225,62	0,07	28,1	0,0

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 9

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
9	0	0,00	-395,12	-15,06	26,9	-17,3
	1595	-12,26	-397,59	0,00	26,4	-15,0
	3191	0,00	-400,07	15,06	28,1	0,0
25	0	0,00	528,69	-0,47	22,1	-6,8
	1584	-0,38	528,61	0,00	23,9	-3,3
	3167	0,00	528,53	0,47	25,8	0,5
50	0	0,00	-189,07	-0,10	28,1	0,0
	1108	-0,06	-189,00	0,00	27,0	0,1
	2217	0,00	-188,93	0,10	25,8	0,5
10	0	0,00	-370,87	-14,84	28,1	0,0
	1572	-11,90	-373,30	0,00	26,1	-6,6
	3143	0,00	-375,74	14,84	26,2	-1,3
51	0	0,00	187,17	-0,07	25,8	0,5
	1107	-0,04	187,08	0,00	25,9	-0,5
	2214	0,00	186,98	0,07	26,2	-1,3
26	0	0,00	261,69	-0,46	25,8	0,5
	1572	-0,37	261,61	0,00	26,0	-1,8
	3143	0,00	261,53	0,46	26,3	-3,6
52	0	0,00	-144,03	-0,10	26,2	-1,3
	1108	-0,06	-143,97	0,00	26,3	-2,5
	2217	0,00	-143,90	0,10	26,8	-3,6
11	0	0,00	-141,05	-14,84	26,2	-1,3
	1572	-11,90	-143,49	0,00	24,7	-9,8
	3143	0,00	-145,92	14,84	24,7	-6,3
53	0	0,00	142,20	-0,07	26,3	-3,6
	1107	-0,04	142,10	0,00	25,4	-5,0
	2214	0,00	142,01	0,07	24,7	-6,3
27	0	0,00	58,54	-0,46	26,3	-3,6
	1572	-0,37	58,46	0,00	25,9	-6,6
	3143	0,00	58,38	0,46	25,6	-9,1
54	0	0,00	-99,01	-0,10	24,7	-6,3
	1108	-0,06	-98,94	0,00	25,2	-7,8
	2217	0,00	-98,87	0,10	25,6	-9,1

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 10

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
55	0	0,00	97,23	-0,07	25,8	-9,1
	1107	-0,04	97,13	0,00	24,7	-10,3
	2214	0,00	97,03	0,07	23,9	-11,4
12	0	0,00	24,92	-14,84	24,7	-6,3
	1572	-11,90	22,48	0,00	23,2	-14,8
	3143	0,00	20,05	14,84	23,9	-11,4
28	0	0,00	-80,76	-0,46	25,8	-9,1
	1572	-0,37	-80,85	0,00	25,0	-11,3
	3143	0,00	-80,93	0,46	24,5	-13,2
56	0	0,00	-53,98	-0,10	23,9	-11,4
	1108	-0,06	-53,91	0,00	24,3	-12,4
	2217	0,00	-53,85	0,10	24,5	-13,2
13	0	0,00	127,04	-14,84	23,9	-11,4
	1572	-11,90	124,61	0,00	22,9	-18,7
	3143	0,00	122,17	14,84	24,0	-14,1
57	0	0,00	52,26	-0,07	24,5	-13,2
	1107	-0,04	52,16	0,00	24,2	-13,7
	2214	0,00	52,06	0,07	24,0	-14,1
29	0	0,00	-156,22	-0,46	24,5	-13,2
	1572	-0,37	-156,30	0,00	24,1	-13,7
	3143	0,00	-156,39	0,46	23,7	-13,8
58	0	0,00	-8,96	-0,10	24,9	-14,1
	1108	-0,06	-8,89	0,00	26,9	-14,1
	2217	0,00	-8,82	0,10	23,7	-13,8
14	0	0,00	165,23	-14,84	24,0	-14,1
	1572	-11,90	162,88	0,00	23,4	-19,6
	3143	0,00	160,45	14,84	24,9	-13,1
59	0	0,00	7,29	-0,07	23,7	-13,8
	1107	-0,04	7,19	0,00	24,2	-13,5
	2214	0,00	7,09	0,07	24,9	-13,1
30	0	0,00	-167,84	-0,46	23,7	-13,8
	1572	-0,37	-167,92	0,00	23,6	-12,3

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 11

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	3143	0,00	-168,00	0,46	23,5	-10,5
60	0	0,00	36,07	-0,10	24,9	-13,1
	1108	-0,06	36,14	0,00	24,3	-11,9
	2217	0,00	36,21	0,10	23,5	-10,5
15	0	0,00	139,75	-14,84	24,9	-13,1
	1572	-11,90	137,32	0,00	24,6	-16,5
	3143	0,00	134,88	14,84	26,4	-8,0
61	0	0,00	-37,69	-0,07	23,5	-10,5
	1107	-0,04	-37,78	0,00	24,9	-9,3
	2214	0,00	-37,88	0,07	26,4	-8,0
31	0	0,00	-115,60	-0,46	23,5	-10,5
	1572	-0,37	-115,69	0,00	23,8	-7,2
	3143	0,00	-115,77	0,46	24,2	-3,6
62	0	0,00	81,10	-0,10	26,4	-8,0
	1108	-0,06	81,16	0,00	25,4	-5,8
	2217	0,00	81,23	0,10	24,2	-3,6
16	0	0,00	50,34	-14,84	26,4	-8,0
	1572	-11,90	47,90	0,00	26,2	-10,0
	3143	0,00	45,47	14,84	28,0	0,0
63	0	0,00	-81,99	-0,07	24,2	-3,6
	1107	-0,04	-82,08	0,00	26,0	-1,8
	2214	0,00	-82,18	0,07	28,0	0,0
23	0	0,00	-48,10	-0,48	17,8	-25,9
	1631	-0,40	-48,03	0,00	16,3	-36,2
	3263	0,00	-47,95	0,48	14,9	-46,1
8	0	0,00	-105,74	-15,06	26,9	-17,3
	1592	-12,36	-103,36	0,00	24,4	-33,8
	3184	0,00	-100,99	15,06	24,0	-37,6
7	0	0,00	124,43	-15,18	24,0	-37,6
	1595	-12,36	126,15	0,00	21,4	-56,3
	3191	0,00	127,86	15,18	21,1	-56,0

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 12

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
22	0	0,00	-239,85	-0,49	14,9	-46,1
	1638	-0,41	-239,80	0,00	14,7	-54,6
	3276	0,00	-239,75	0,49	14,5	-62,6
6	0	0,00	286,22	-15,33	21,1	-56,0
	1596	-12,48	287,18	0,00	19,2	-72,0
	3192	0,00	288,13	15,33	18,5	-68,6
21	0	0,00	-364,89	-0,49	14,5	-62,6
	1638	-0,41	-364,87	0,00	15,2	-67,3
	3277	0,00	-364,85	0,49	15,9	-71,5
5	0	0,00	380,23	-15,39	18,5	-68,6
	1596	-12,53	380,42	0,00	17,3	-80,3
	3192	0,00	380,61	15,39	16,3	-72,6
20	0	0,00	-423,97	-0,49	15,9	-71,5
	1639	-0,41	-423,97	0,00	16,9	-71,3
	3277	0,00	-423,98	0,49	17,9	-70,6
4	0	0,00	406,94	-15,37	16,3	-72,6
	1597	-12,53	406,36	0,00	15,3	-79,5
	3194	0,00	405,78	15,37	13,6	-66,9
19	0	0,00	-417,44	-0,49	17,9	-70,6
	1639	-0,41	-417,47	0,00	18,5	-65,3
	3278	0,00	-417,50	0,49	19,1	-59,5
3	0	0,00	366,45	-15,27	13,6	-66,9
	1597	-12,45	365,11	0,00	12,7	-68,9
	3194	0,00	363,77	15,27	10,1	-51,6
18	0	0,00	-345,16	-0,49	19,1	-59,5
	1639	-0,41	-345,23	0,00	18,6	-49,5
	3278	0,00	-345,28	0,49	18,2	-39,0
2	0	0,00	258,62	-15,08	10,1	-51,6
	1595	-12,27	256,54	0,00	9,0	-49,3
	3190	0,00	254,46	15,08	5,1	-28,2
17	0	0,00	-203,90	-0,48	18,2	-39,0
	1611	-0,39	-203,98	0,00	16,5	-25,9
	3223	0,00	-204,06	0,48	14,7	-12,3

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

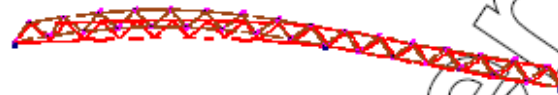
21.05.2012

Side: 13

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
24	0	0,00	207,63	-0,47	17,8	-25,9
	1595	-0,38	207,55	0,00	19,9	-16,5
	3191	0,00	207,47	0,47	22,1	-6,8

2.3. STATISKE RESULTATER GRAFISK

2.3.1. Forskyvning



2.3.2. Moment



2.3.3 Aksialkraft

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

21.05.2012

Side: 14

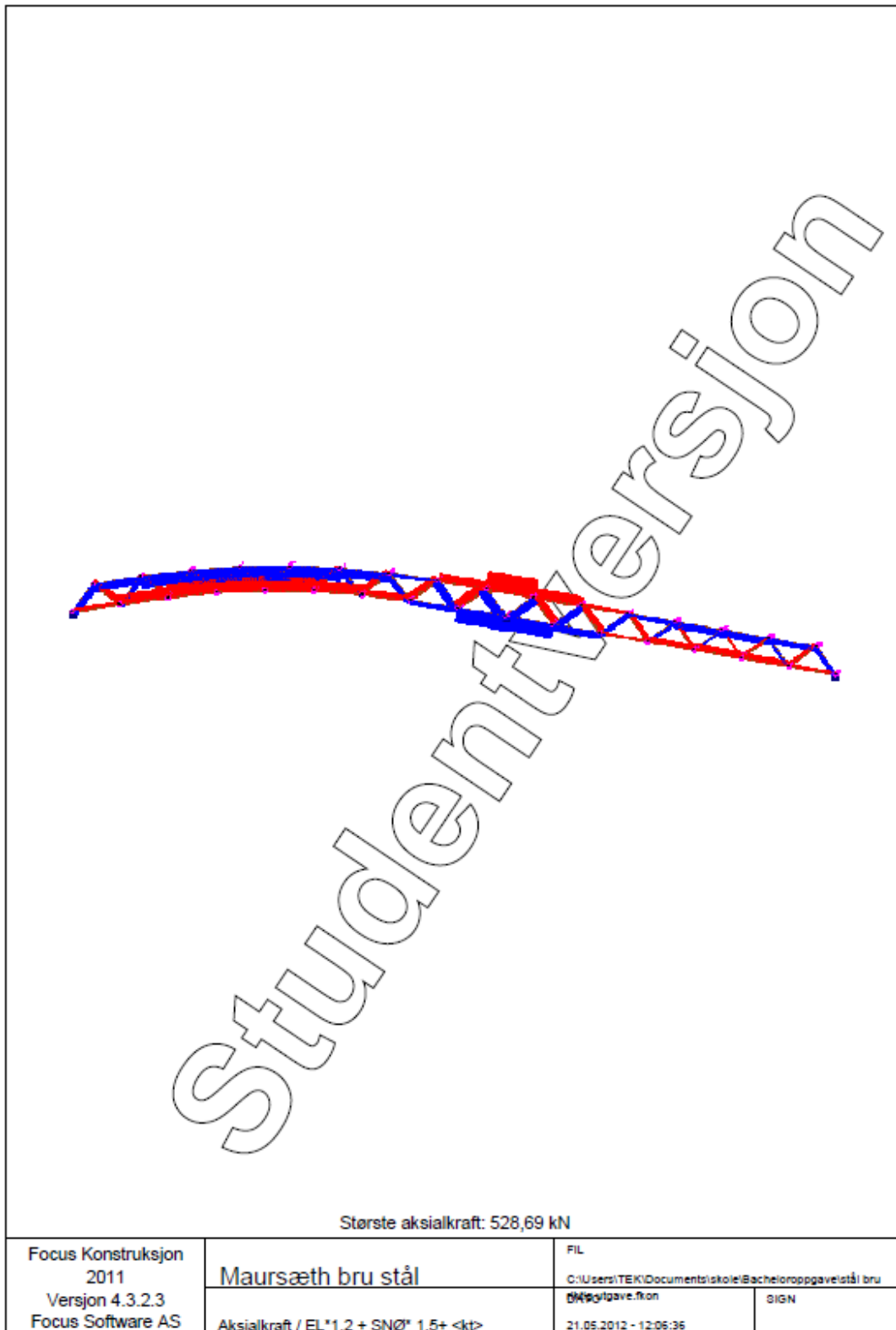
2.3.4. Skjærkraft



Største aksialkraft: 528,69 kN



Største skjærkraft: 15,39 kN



INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	SIDE: 1
1.1. KNOTEPUNKTSDATA	SIDE: 1
1.2. TVERRSNITTSDATA	SIDE: 2
1.3. MATERIALDATA	SIDE: 2
1.4. LASTTILFELLER	SIDE: 3
1.5. LASTKOMBINASJON	SIDE: 6
2. STATISKE BEREGNINGER	SIDE: 6
2.1. OPPLEGGSKREFTER	SIDE: 7
2.2. SEGMENTRESULTATER	SIDE: 7
2.3. STATISKE RESULTATER GRAFISK	SIDE: 13
2.3.1. Forskyvning	SIDE: 13
2.3.2. Moment	SIDE: 13
2.3.3. Aksialkraft	SIDE: 13
2.3.4. Skjærkraft	SIDE: 14
4. SEPARATE PLOTT	SIDE: 15
4.4 Aksialkraft	SIDE: 16

Studentversjon

Nedbøyningsberegninger fra Focus Konstruksjon i bruksgrensetilstand

Prosjekttittel: Maursæth bru nedbøyning stål

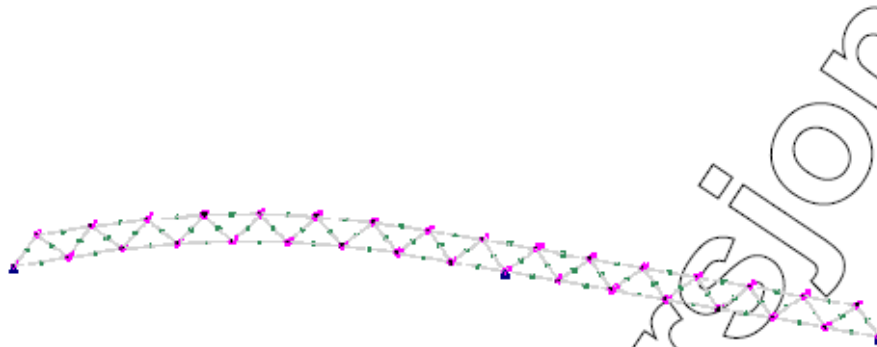
Beregning utført: 22.05.2012 18:51:53

Focus Konstruksjon 2011

22.05.2012

Side: 1

1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER

**1.1. KNUTEPUNKTSDATA**

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
3	3145	535
5	6301	990
7	9481	1287
9	12672	1415
11	15864	1373
13	19049	1161
15	22217	781
17	25357	253
19	28500	-297
21	31598	-839
23	34692	-1380
25	37788	-1922
27	40884	-2464
29	43980	-3006
31	47076	-3548
33	50172	-4089

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 2

Nr.	X [mm]	Z [mm]
2	1315	1805
4	4495	2329
6	7748	2731
8	11018	2955
10	14295	3000
12	17569	2868
14	20830	2554
16	24056	2066
18	27199	1516
20	30319	970
22	33415	428
24	36511	-114
26	39607	-656
28	42703	-1197
30	45799	-1739
32	48895	-2281

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HUP 90x90x6.3	A [mm ²]	2090
		I _x [mm ⁴]	3,8100e+006
		I _y [mm ⁴]	2,4260e+006
		I _z [mm ⁴]	2,4200e+006
		Total vekt [kN]	8,25
2	HUP 140x140x8.0	A [mm ²]	4130
		I _x [mm ⁴]	1,9000e+007
		I _y [mm ⁴]	1,1800e+007
		I _z [mm ⁴]	1,1800e+007
		Total vekt [kN]	37,88

1.3. MATERIALDATA

1	Stål	Material: Stål
Fasthetsklasse: S355		
Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C ⁻¹		Tyngdetetthet: 77,01 kN/m ³
E-modul: 2,1000e+005 N/mm ²		G-modul: 8,1000e+004 N/mm ²
Karakteristiske fasthetsparametre:		
f _y = 355,00 N/mm ² for godstykkelse ≤ 40,0 mm		
f _y = 335,00 N/mm ² for godstykkelse ≤ 80,0 mm		
f _y = 335,00 N/mm ² for godstykkelse > 80,0 mm		

1.4. LASTTILFELLER

1 snølast

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

Lastvarighet:	Halvårslast
Lasttype:	Snølast: Norge, Island, Finland, Sverige
1 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 6301 mm Z1 = 990 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 3145 mm Z2 = 990 mm Retning = [0; -1]
2 Fordelt last	Virker på segment: 2 P1 = 6,00 kN/m Z1 = 1287 mm X1 = 9481 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 6301 mm Z2 = 1287 mm Retning = [0; -1]
3 Fordelt last	Virker på segment: 3 P1 = 6,00 kN/m Z1 = 1415 mm X1 = 12672 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 9481 mm Z2 = 1415 mm Retning = [0; -1]
4 Fordelt last	Virker på segment: 4 P1 = 6,00 kN/m Z1 = 1373 mm X1 = 15864 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 12672 mm Z2 = 1373 mm Retning = [0; -1]
5 Fordelt last	Virker på segment: 5 P1 = 6,00 kN/m Z1 = 253 mm X1 = 25357 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 28500 mm Z2 = 253 mm Retning = [0; -1]
6 Fordelt last	Virker på segment: 9 P1 = 6,00 kN/m Z1 = -297 mm X1 = 28500 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 31596 mm Z2 = -297 mm Retning = [0; -1]
7 Fordelt last	Virker på segment: 10 P1 = 6,00 kN/m Z1 = -839 mm X1 = 34896 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 34892 mm Z2 = -839 mm Retning = [0; -1]
8 Fordelt last	Virker på segment: 11 P1 = 6,00 kN/m Z1 = -1380 mm X1 = 34892 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 37788 mm Z2 = -1380 mm Retning = [0; -1]
9 Fordelt last	Virker på segment: 12 P1 = 6,00 kN/m Z1 = -1922 mm X1 = 37788 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 40884 mm Z2 = -1922 mm Retning = [0; -1]
	Virker på segment: 13

22.05.2012

Side: 4

10 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 40884 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 43980 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 14	Z1 = -2464 mm Z2 = -2464 mm
11 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 43980 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 47076 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 15	Z1 = -3008 mm Z2 = -3008 mm
12 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 16	Z1 = -3548 mm Z2 = -3548 mm
13 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 22217 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 25357 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 8	Z1 = 781 mm Z2 = 781 mm
14 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 19049 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 22217 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 7	Z1 = 1161 mm Z2 = 1161 mm
15 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 15884 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 19049 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 1373 mm Z2 = 1373 mm
16 Fordelt last	P1 = 6,00 kN/m X1 = 3145 mm P2 = 6,00 kN/m X2 = 0 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 525 mm Z2 = 525 mm
3 Egenlast	Lastvarighet: Permanent Lasttype: Annen variabel	
1 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 0 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 525 mm
2 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 6301 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 3145 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 990 mm Z2 = 525 mm

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 5

3 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 9481 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 6301 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 1287 mm Z2 = 990 mm
4 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 12672 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 9481 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 1415 mm Z2 = 1287 mm
5 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 15864 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 12672 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 1373 mm Z2 = 1415 mm
6 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 19049 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 15864 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 1161 mm Z2 = 1373 mm
7 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 22217 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 19049 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 7	Z1 = 781 mm Z2 = 1161 mm
8 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 25357 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 22217 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 8	Z1 = 253 mm Z2 = 781 mm
9 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 25357 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 28500 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 9	Z1 = 253 mm Z2 = -297 mm
10 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 28500 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 31596 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 10	Z1 = -297 mm Z2 = -839 mm
11 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 31596 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 34692 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 11	Z1 = -839 mm Z2 = -1380 mm

12 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 34892 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 37788 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 12	Z1 = -1380 mm Z2 = -1922 mm
13 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 37788 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 40884 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 13	Z1 = -1922 mm Z2 = -2464 mm
14 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 40884 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 43980 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 14	Z1 = -2464 mm Z2 = -3006 mm
15 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 43980 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 47076 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 15	Z1 = -3006 mm Z2 = -3548 mm
16 Fordelt last	P1 = 0,50 kN/m X1 = 47076 mm P2 = 0,50 kN/m X2 = 50172 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 16	Z1 = -3548 mm Z2 = -4089 mm

1.5. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(10) 1,00 \cdot $\langle k \rangle$ + 1,00 Egenlast

+ 1,00 snølast

Grensetilstand: Bruks

1,00 * \langleKonstruksjonens tyngde>

1,00 * Egenlast

1,00 * snølast (Dominerende)

2. STATISKE BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0,0	0,0	0,5
1	0,0	0,0	0,3
3	2,6	-14,0	0,0
3	2,6	-14,0	0,2
3	2,6	-14,0	0,2

22.05.2012

Side: 7

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
3	2,6	-14,0	0,4
5	5,0	-25,6	0,0
5	5,0	-25,6	0,2
5	5,0	-25,6	0,2
5	5,0	-25,6	0,3
7	6,7	-33,1	-0,1
7	6,7	-33,1	0,1
7	6,7	-33,1	0,1
7	6,7	-33,1	0,3
9	7,9	-35,8	-0,2
9	7,9	-35,8	0,0
9	7,9	-35,8	0,0
9	7,9	-35,8	0,2
11	8,9	-33,7	-0,3
11	8,9	-33,7	-0,1
11	8,9	-33,7	-0,1
11	8,9	-33,7	0,1
13	10,1	-27,5	-0,3
13	10,1	-27,5	-0,1
13	10,1	-27,5	-0,1
13	10,1	-27,5	0,0
15	11,6	-18,5	-0,4
15	11,6	-18,5	-0,2
15	11,6	-18,5	-0,2
15	11,6	-18,5	0,0
17	12,9	-8,8	-0,4
17	12,9	-8,8	-0,2
17	12,9	-8,8	-0,1
17	12,9	-8,8	0,0
19	13,4	0,0	-0,4
19	13,4	0,0	-0,1
19	13,4	0,0	0,0
19	13,4	0,0	0,2
21	12,4	-0,2	-0,2
21	12,4	-0,2	0,0
21	12,4	-0,2	0,0
21	12,4	-0,2	0,2
23	11,6	-2,7	-0,2
23	11,6	-2,7	0,0
23	11,6	-2,7	0,0
23	11,6	-2,7	0,2
25	11,2	-5,4	-0,1
25	11,2	-5,4	0,0
25	11,2	-5,4	0,0
25	11,2	-5,4	0,2

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 8

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
27	11,2	-7,0	-0,2
27	11,2	-7,0	0,0
27	11,2	-7,0	0,0
27	11,2	-7,0	0,2
29	11,7	-8,6	-0,2
29	11,7	-8,6	0,0
29	11,7	-8,6	0,0
29	11,7	-8,6	0,2
31	12,5	-4,1	-0,2
31	12,5	-4,1	-0,1
31	12,5	-4,1	-0,1
31	12,5	-4,1	0,1
33	13,4	0,0	-0,3
33	13,4	0,0	-0,1
2	7,5	-8,1	0,2
2	7,5	-8,1	0,2
2	7,5	-8,1	0,2
4	9,1	-19,3	0,2
4	9,1	-19,3	0,2
4	9,1	-19,3	0,2
4	9,1	-19,3	0,2
6	9,4	-29,5	0,2
6	9,4	-29,5	0,1
6	9,4	-29,5	0,1
6	9,4	-29,5	0,1
8	8,8	-34,9	0,1
8	8,8	-34,9	0,1
8	8,8	-34,9	0,0
8	8,8	-34,9	0,0
10	7,4	-35,2	0,0
10	7,4	-35,2	0,0
10	7,4	-35,2	-0,1
10	7,4	-35,2	-0,1
12	6,6	-30,7	-0,1
12	6,6	-30,7	-0,1
12	6,6	-30,7	-0,1
12	6,6	-30,7	-0,1
14	6,7	-22,6	-0,2
14	6,7	-22,6	-0,2
14	6,7	-22,6	-0,2
14	6,7	-22,6	-0,2
16	8,0	-12,8	-0,2
16	8,0	-12,8	-0,2
16	8,0	-12,8	-0,2
16	8,0	-12,8	-0,2

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

Side: 9

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
18	10,2	-3,4	-0,2
18	10,2	-3,4	-0,2
18	10,2	-3,4	-0,1
18	10,2	-3,4	-0,1
20	12,3	0,5	-0,1
20	12,3	0,5	0,0
20	12,3	0,5	0,0
20	12,3	0,5	0,0
22	12,6	-1,4	0,0
22	12,6	-1,4	0,0
22	12,6	-1,4	0,0
22	12,6	-1,4	0,1
24	12,3	-4,3	0,0
24	12,3	-4,3	0,0
24	12,3	-4,3	0,0
24	12,3	-4,3	0,1
26	11,7	-6,5	0,0
26	11,7	-6,5	0,0
26	11,7	-6,5	0,0
26	11,7	-6,5	0,0
28	11,2	-6,9	0,0
28	11,2	-6,9	0,0
28	11,2	-6,9	0,0
28	11,2	-6,9	0,0
30	11,0	-5,3	0,0
30	11,0	-5,3	0,0
30	11,0	-5,3	0,0
30	11,0	-5,3	-0,1
32	11,3	-1,8	-0,1
32	11,3	-1,8	-0,1
32	11,3	-1,8	-0,1

2.2. STATISKE RESULTATER GRAFISK

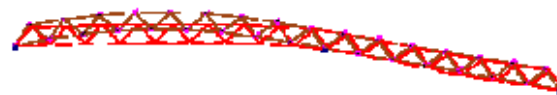
2.2.1. Forskyvning

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

22.05.2012

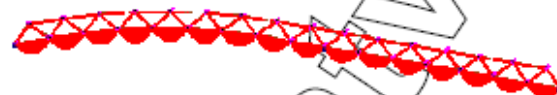
Side: 10

2.2.2. Moment



Største forskyvning: 39,4 mm

2.2.3 Aksialkraft



Største moment: 8,68 kN-m

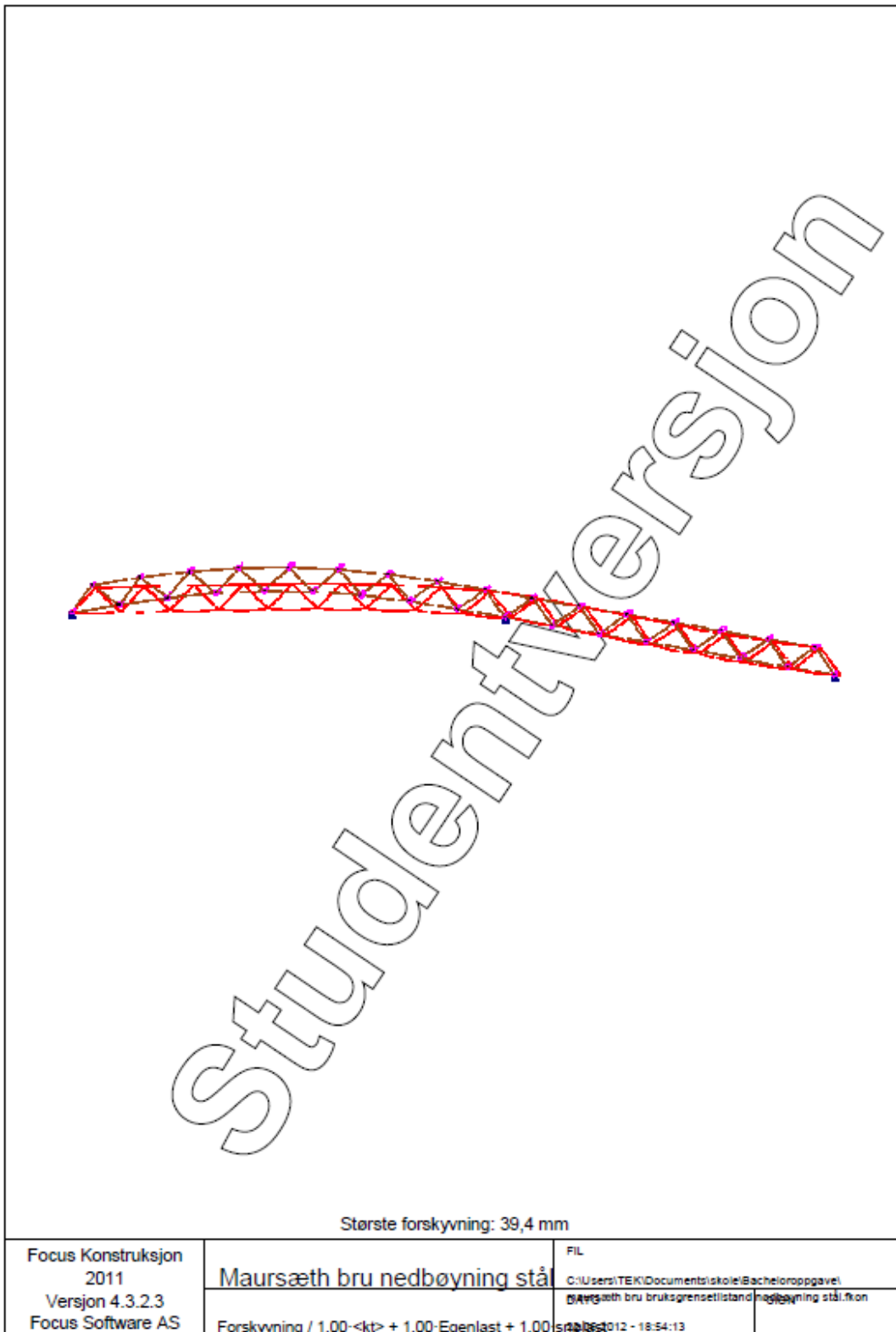
2.2.4. Skjærkraft



Største aksialkraft: 376,06 kN



Største skjærkraft: 10,66 kN



INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	SIDE: 1
1.1. KNUTEPUNKTSDATA	SIDE: 1
1.2. TVERRSNITTSDATA	SIDE: 2
1.3. MATERIALDATA	SIDE: 2
1.4. LASTTILFELLER	SIDE: 2
1.5. LASTKOMBINASJON	SIDE: 6
2. STATISKE BEREGNINGER	SIDE: 6
2.1. KNUTEPUNKTSRESULTATER	SIDE: 6
2.1.1. Forskyvninger	SIDE: 6
2.2. STATISKE RESULTATER GRAFISK	SIDE: 9
2.2.1. Forskyvning	SIDE: 9
2.2.2. Moment	SIDE: 10
2.2.3 Aksialkraft	SIDE: 10
2.2.4. Skjærkraft	SIDE: 11
4. SEPARATE PLOTT	SIDE: 12
4.5 Forskyvning	SIDE: 13

Studentversjon

Vedlegg F: Dimensjonering av overgurt, undergurt, diagonalstaver og knutepunkter i limtre

Dimensjonering av over- og undergurt

Limtre GL 32 c

$$l_{cr} = 3277 \text{ mm}$$

$$f_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{c,0,d} = 26,5 \cdot \frac{0,9}{1,15} = 20,74 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d = 441,04 \text{ kN}$$

$$E_{0,05} = 11100 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonering for knekning.

Prøv GL 32 c 190 x 233 mm:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{3277}{0,289 \cdot 190} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26,5}{11100}} = 0,9281 \quad \text{Formel 7}$$

$$k_z = 0,5 \cdot [0,97 + 0,1 \cdot 0,9281 + 0,9281^2] = 0,9621 \quad \text{Formel 8}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{0,9621 + \sqrt{0,9621^2 - 0,9281^2}} = 0,8862 \quad \text{Formel 9}$$

$$A_{min} = \frac{441,04 \cdot 10^3}{0,8226 \cdot 20,74} \cong 25851 \text{ mm}^2 \quad \text{Formel 10}$$

$$h_{min} = \frac{25851}{190} = 136,1 \text{ mm} < 233 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!} \quad \text{Formel 11}$$

Her er h_{min} forholdsvis liten i forhold til den høyden som er valgt. Høyden på 233mm er valgt på grunnlag av avstandene mellom rekkene.

$$h_{min,avstand \text{ rekker}} = 3d \cdot \text{ant. rekker} + 2 \cdot 4d \text{ (se tabell 5.2. kilde)}$$

Tabell 5.2. Minimumsavstander mellom dybler og til kant eller ende for tre mot tre og stål mot tre forbindelser

Avstand mellom dybler og avstand til kant/ende	Vinkel mellom kraft- og fiberretning α	Minimumsavstand og kant-/endeavstand
a_1 Parallelt med fiberretning	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha)d$
a_2 Vinkelrett på fiberretning	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$
$a_{3,t}$ Belastet ende	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	størst av $(7d; 80\text{mm})$
$a_{3,c}$ Ubelastet ende	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	størst av $[(a_{3,t} \cdot \sin \alpha)d; 3d]$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$3d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	størst av $[(a_{3,t} \cdot \sin \alpha)d; 3d]$
$a_{4,t}$ Belastet kant	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	størst av $[(2 + 2 \cdot \sin \alpha)d; 3d]$
$a_{4,c}$ Ubelastet kant	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

Tabell 20 - Minimumsavstander mellom dybler

Hentet fra mekaniske treforbindelser av 2007 (Bovim, 2007).

$$h_{\min, \text{avstand rekker}} = 3 \cdot 12 \cdot 3 + 2 \cdot 4 \cdot 12 = 204 \text{ mm}$$

Nærmeste standard størrelse som kan benyttes er GL 32 c 190x233mm

Bruk GL 32 c 190x233 mm.

Kontroll for kombinert belastning fra moment og trykk etter punkt 6.2 og kompendium i dimensjonering av trekonstruksjoner av Harald B. Fallsen:

kontrollerer segment nr 9 som får en momentbelastning på 12,33 kNm og trykkraft på 389,99 kN.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{389990}{190 \cdot 233} = 8,809 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 12,33 \cdot 10^6}{190 \cdot 233^2} = 7,172 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{c,0,d} = 26,5 \cdot \frac{0,9}{1,15} = 20,74 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,k} = 32,0 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{m,y,d} = 32,0 \cdot \frac{0,9}{1,15} = 25,04 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c,z} = 0,8862$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{3277}{0,289 \cdot 233} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26,5}{11100}} = 0,7569$$

Formel 7

$$k_y = 0,5 \cdot [0,97 + 0,1 \cdot 0,7569 + 0,7569^2] = 0,8093$$

Formel 8

$$k_{c,y} = \frac{1}{0,8093 + \sqrt{0,8093^2 - 0,7569^2}} = 0,9126$$

Formel 9

$$\frac{8,809}{0,9126 \cdot 20,74} + \frac{7,172}{25,04} = 0,752 < 1,0 \Rightarrow OK!$$

$$\frac{8,809}{0,8862 \cdot 20,74} + 0,7 \cdot \frac{7,172}{25,04} = 0,68 < 1,0 \Rightarrow OK!$$

Gurtene tåler den kombinerte belastningen med en dimensjon på GL32 c 190x233

Beregning av knutepunkt i overgurt

Utrekning av Dybelkapasitet

Formler er hentet fra trekompendium s. 7-48

Kvalitet stålplate: S355 Corten – stål, $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Kvalitet dybler: Syrefast M 8.8, $f_u = 800 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 640 \text{ N/mm}^2$

Benytter samme avstand som i strekk- og trykk stavene på $y=74\text{mm}$. Dette fordi at strekk- og trykkstavene er av mindre dimensjon og skal kobles med gurtene. Avstanden gjør også at x blir større og man får mer tremateriale på utsiden av stålplatene. Det er med på å beskytte knutepunktet ytterligere mot vær og vind.

$$y_{maks} = \sqrt{\frac{4,8 \cdot 800}{24,2 \cdot 1} \cdot 12^{1,6}} = 92 \text{ mm} \Rightarrow 74\text{mm} \quad \text{Formel 12}$$

x er trevirkets tykkelse på utsiden av stålplaten:

$$x = \frac{1}{2} \cdot (190 - 74 - 2 \cdot 8) = 50\text{mm} \quad \text{Formel 13}$$

$$a_1 = \sqrt{\frac{0,3 \cdot 800}{24,2 \cdot 1} \cdot 12^{1,6} + \frac{50^2}{2}} = 42,17 \text{ mm} \quad \text{Formel 14}$$

Dybelens karakteriske kapasitet:

$$F_{v,Rk} = 24,2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot (74 + 4 \cdot 42,17 - 2 \cdot 50) = 41434,3\text{N} \quad \text{Formel 15}$$

Dybelens dimensjonerende kapasitet:

$$F_{v,Rd} = 41434,3 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 28685,3\text{N} \quad \text{Formel 16}$$

I følge NS-EN 1995-1-1 og håndbok mekaniske treforbindere av 2007 kan vi forenklet sette stålplattens hullkantfasthet til:

$$f_{h,k} = 1,6 \cdot f_y = 1,6 \cdot 355 = 568 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,Rd} = \frac{568}{1,25} = 454,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Formel 18}$$

Det benyttes en avstand på 7d mellom dyblene på rekka i alle knutepunkt i overgurt. Med tanke på innfestning og stivhet i knutepunktene, benyttes ikke mindre enn 2 rekker med 3 dybler i rekka til knutepunktene. Og ikke mer enn 4 rekker med dybler for og ikke overgår høyden til gurten.

Utregning av knutepunkt 2:

$$\text{Diagonalstav nr. 32: } N_d = 147,68 \cdot \cos 45,22 = 104,02 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 33: } N_d = 146,99 \cdot \cos 45,22 = 103,54 \text{ KN}$$

$$N_d = 104,02 + 103,54 = 207,56 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{207,56}{28,6853} = 7,24 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Formel 17

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 12 = 523,47 \text{ kN} > N_d = 207,56 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!} \quad \text{Formel 19}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 12 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utregning av knutepunkt 4:

$$\text{Diagonalstav nr. 34: } N_d = 96,21 \cdot \cos 44,71 = 68,37 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 35: } N_d = 110,73 \cdot \cos 44,81 = 78,55 \text{ KN}$$

$$N_d = 68,37 + 78,55 = 146,92 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{146,92}{28,6853} = 5,12 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 8 \cdot 12 = 348,98 \text{ kN} > N_d = 146,92 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 8 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utregning av knutepunkt 6:

$$\text{Diagonalstav nr. 36: } N_d = 40 \cdot \cos 44,43 = 28,56 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 37: } N_d = 67,86 \cdot \cos 44,63 = 48,29 \text{ KN}$$

$$N_d = 28,56 + 48,29 = 76,85 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{76,85}{28,6853} = 2,68 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Tabell 5-1 s.7-12 (Bovim, 2007) viser at det kan benyttes 1 rekke med 4 dybler, men velger i stedet 2 rekker med 3 dybler i rekka. Det er ønskelig med 2 rekker fordi man sikrer seg mot utrivning på en bedre måte enn om man hadde kun 1 rekke. Man kommer også høyere i bjelken slik at senterlinjen i overgurt går mellom dyblene.

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 76,85 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 8:

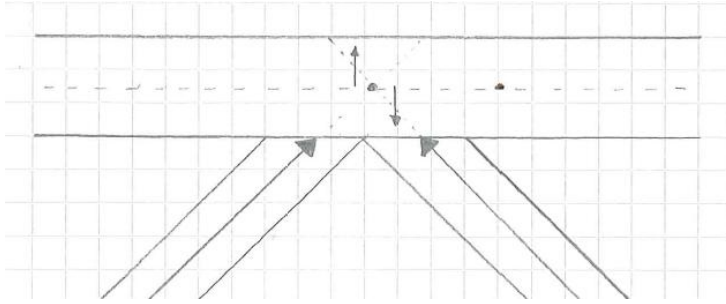
$$\text{Diagonalstav nr. 38: } N_d = 9,58 \cdot \cos 44,36 = 6,85 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 39: } N_d = 22,13 \cdot \cos 44,53 = 15,77 \text{ KN}$$

$$N_d = 6,85 + 15,77 = 22,62 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{22,62}{28,6853} = 0,79 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Tabell 5-1 s.7-12 i kompendiet tilsier at vi kan bruke 2 rekker med 2 dybler pr rekke, men velger og øke med 1 dybel pr rekk. Dette fordi at knutepunkt 8 er toppunktet i buen. Ved at kreftene på staven treffer senter av overgurten oppveier kreftene hverandre, illustrert med figur 10 I følge NS-EN 1995-1-1 Eurokode 5, pkt. 6.1.7.3 kan man se bort i fra skjærkraften. Se figur 6.6.



Figur 22 - situasjonsbeskrivelse av krefter i knutepunkt

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 22,62 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 10:

Diagonalstav nr. 40: $N_d = 56,25 \cdot \cos 44,36 = 40,22 \text{ KN}$

Diagonalstav nr. 41: $N_d = 26,53 \cdot \cos 44,53 = 18,91 \text{ KN}$

$$N_d = 40,22 + 18,91 = 59,13 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{59,13}{28,6853} = 2,06 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 59,13 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 12:

Diagonalstav nr. 42: $N_d = 100,38 \cdot \cos 44,38 = 71,74 \text{ KN}$

Diagonalstav nr. 43: $N_d = 77,83 \cdot \cos 44,60 = 55,42 \text{ KN}$

$$N_d = 71,74 + 55,42 = 127,16 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{127,16}{28,6853} = 4,43 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 8 \cdot 12 = 348,98 \text{ kN} > N_d = 127,16 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 8 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 14:

$$\text{Diagonalstav nr. 44: } N_d = 142,04 \cdot \cos 44,50 = 101,3 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 45: } N_d = 132,09 \cdot \cos 44,76 = 93,8 \text{KN}$$

$$N_d = 101,3 + 93,8 = 195,1 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{195,1}{28,6853} = 6,8 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 12 = 523,47 \text{ kN} > N_d = 195,1 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 12 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 16:

$$\text{Diagonalstav nr. 46: } N_d = 181,39 \cdot \cos 44,94 = 128,39 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 47: } N_d = 182,89 \cdot \cos 45,27 = 128,71 \text{KN}$$

$$N_d = 128,39 + 128,71 = 257,1 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{257,1}{28,6853} = 8,96 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 16 \cdot 8 \cdot 12 = 697,96 \text{ kN} > N_d = 257,1 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 16 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 18:

$$\text{Diagonalstav nr. 48: } N_d = 226,78 \cdot \cos 45,22 = 159,74 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 49: } N_d = 228,67 \cdot \cos 45,27 = 160,93 \text{KN}$$

$$N_d = 159,74 + 160,93 = 320,67 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{320,67}{28,6853} = 11,12 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 16 \cdot 8 \cdot 12 = 697,96 \text{ kN} > N_d = 320,67 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 16 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 20:

$$\text{Diagonalstav nr. 50: } N_d = 190,35 \cdot \cos 45,64 = 133,08 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 51: } N_d = 188,13 \cdot \cos 45,72 = 131,34 \text{KN}$$

$$N_d = 133,08 + 131,34 = 264,42 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{264,42}{28,6853} = 9,21 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 16 \cdot 8 \cdot 12 = 697,96 \text{ kN} > N_d = 264,42 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 16 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 22:

$$\text{Diagonalstav nr. 52: } N_d = 144,66 \cdot \cos 45,64 = 101,14 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 53: } N_d = 142,50 \cdot \cos 45,72 = 99,48 \text{KN}$$

$$N_d = 101,14 + 99,48 = 200,62 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{200,62}{28,6853} = 7 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 12 = 523,47 \text{ kN} > N_d = 200,62 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 12 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 24:

$$\text{Diagonalstav nr. 54: } N_d = 98,97 \cdot \cos 45,64 = 69,19 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 55: } N_d = 96,87 \cdot \cos 45,72 = 67,63 \text{KN}$$

$$N_d = 69,19 + 67,63 = 136,82 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{136,82}{28,6853} = 4,76 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 8 \cdot 12 = 348,98 \text{ kN} > N_d = 136,82 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 8 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 26:

$$\text{Diagonalstav nr. 56: } N_d = 53,29 \cdot \cos 45,64 = 37,28 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 57: } N_d = 51,25 \cdot \cos 45,72 = 35,78 \text{KN}$$

$$N_d = 37,28 + 35,78 = 73,06 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{73,06}{28,6853} = 2,54 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 73,06 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 28:

$$\text{Diagonalstav nr. 58: } N_d = 7,61 \cdot \cos 45,64 = 5,32 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 59: } N_d = 5,62 \cdot \cos 45,72 = 3,92 \text{KN}$$

$$N_d = 5,32 + 3,92 = 9,24 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{9,24}{28,6853} = 0,32 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 9,24 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 30:

$$\text{Diagonalstav nr. 60: } N_d = 38,25 \cdot \cos 45,64 = 26,74 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 61: } N_d = 40,25 \cdot \cos 45,72 = 28,1 \text{KN}$$

$$N_d = 26,74 + 28,1 = 54,84 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{54,84}{28,6853} = 1,91 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 54,84 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 32:

$$\text{Diagonalstav nr. 62: } N_d = 83,93 \cdot \cos 45,64 = 58,68 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 63: } N_d = 85,05 \cdot \cos 45,72 = 59,37 \text{KN}$$

$$N_d = 58,68 + 59,37 = 118,05 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{118,05}{28,6853} = 4,11 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 118,05 \text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Dimensjonering av knutepunkt i undergurt**Utrekning av knutepunkt 1:**

$$\text{Diagonalstav nr. 32: } N_d = 147,68 \cdot \cos 45,22 = 104,02 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{104,02}{28,6853} = 3,62 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 104,02 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 3:

$$\text{Diagonalstav nr. 33: } N_d = 146,99 \cdot \cos 45,22 = 103,54 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 34: } N_d = 96,21 \cdot \cos 44,71 = 68,37 \text{KN}$$

$$N_d = 103,54 + 68,37 = 171,91 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{171,91}{28,6853} = 5,99 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 9 \cdot 8 \cdot 12 = 392,6 \text{ kN} > N_d = 171,91 \text{kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

ØØØ

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 9 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 5:

$$\text{Diagonalstav nr. 35: } N_d = 110,73 \cdot \cos 44,81 = 78,55 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 36: } N_d = 40 \cdot \cos 44,43 = 28,56 \text{KN}$$

$$N_d = 78,55 + 28,56 = 107,1 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{107,1}{28,6853} = 3,73 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 107,1 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 7:

$$\text{Diagonalstav nr. 37: } N_d = 67,86 \cdot \cos 44,63 = 48,29 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 38: } N_d = 9,58 \cdot \cos 44,36 = 6,85 \text{KN}$$

$$N_d = 48,29 + 6,85 = 55,14 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{55,14}{28,6853} = 1,92 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 55,14 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 9:

$$\text{Diagonalstav nr. 39: } N_d = 22,13 \cdot \cos 44,53 = 15,77 \text{KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 40: } N_d = 56,25 \cdot \cos 44,36 = 40,22 \text{KN}$$

$$N_d = 15,77 + 40,22 = 55,99 \text{KN}$$

$$n_{ef} = \frac{55,99}{28,6853} = 1,95 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 55,99 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 11:

$$\text{Diagonalstav nr. 41: } N_d = 26,53 \cdot \cos 44,53 = 18,91 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 42: } N_d = 100,38 \cdot \cos 44,38 = 71,74 \text{ KN}$$

$$N_d = 18,91 + 71,74 = 90,65 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{90,65}{28,6853} = 3,16 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 90,65 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 13:

$$\text{Diagonalstav nr. 43: } N_d = 77,83 \cdot \cos 44,60 = 55,42 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 44: } N_d = 142,04 \cdot \cos 44,50 = 101,3 \text{ KN}$$

$$N_d = 55,42 + 101,3 = 156,72 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{156,72}{28,6853} = 5,46 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 8 \cdot 12 = 348,98 \text{ kN} > N_d = 156,72 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 8 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 15:

$$\text{Diagonalstav nr. 45: } N_d = 132,09 \cdot \cos 44,76 = 93,8 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 46: } N_d = 181,39 \cdot \cos 44,94 = 128,39 \text{ KN}$$

$$N_d = 93,8 + 128,39 = 222,19 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{222,19}{28,6853} = 7,74 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 12 = 523,47 \text{ kN} > N_d = 222,19 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 12 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 17:

$$\text{Diagonalstav nr. 47: } N_d = 182,89 \cdot \cos 45,27 = 128,71 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 48: } N_d = 226,78 \cdot \cos 45,22 = 159,74 \text{ KN}$$

$$N_d = 128,71 + 159,74 = 288,45 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{288,45}{28,6853} = 10,05 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 16 \cdot 8 \cdot 12 = 697,96 \text{ kN} > N_d = 288,45 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 16 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 19:

$$\text{Diagonalstav nr. 49: } N_d = 228,67 \cdot \cos 45,27 = 160,93 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 50: } N_d = 190,35 \cdot \cos 45,64 = 133,08 \text{ KN}$$

$$N_d = 160,93 + 133,08 = 294,01 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{294,01}{28,6853} = 10,25 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 16 \cdot 8 \cdot 12 = 697,96 \text{ kN} > N_d = 294,01 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 16 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 21:

$$\text{Diagonalstav nr. 51: } N_d = 188,13 \cdot \cos 45,72 = 131,34 \text{ KN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 52: } N_d = 144,66 \cdot \cos 45,64 = 101,14 \text{ KN}$$

$$N_d = 131,34 + 101,14 = 232,48 \text{ KN}$$

$$n_{ef} = \frac{232,48}{28,6853} = 8,1 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 12 = 523,47 \text{ kN} > N_d = 232,48 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 12 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 23:

$$\text{Diagonalstav nr. 53: } N_d = 142,50 \cdot \cos 45,72 = 99,48 \text{ kN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 54: } N_d = 98,97 \cdot \cos 45,64 = 69,19 \text{ kN}$$

$$N_d = 99,48 + 69,19 = 168,67 \text{ kN}$$

$$n_{ef} = \frac{168,67}{28,6853} = 5,88 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 9 \cdot 8 \cdot 12 = 392,6 \text{ kN} > N_d = 168,67 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 9 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 25:

$$\text{Diagonalstav nr. 55: } N_d = 96,87 \cdot \cos 45,72 = 67,63 \text{ kN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 56: } N_d = 53,29 \cdot \cos 45,64 = 37,28 \text{ kN}$$

$$N_d = 67,63 + 37,28 = 104,91 \text{ kN}$$

$$n_{ef} = \frac{104,91}{28,6853} = 3,65 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 104,91 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 27:

$$\text{Diagonalstav nr. 57: } N_d = 51,25 \cdot \cos 45,72 = 35,78 \text{ kN}$$

$$\text{Diagonalstav nr. 58: } N_d = 7,61 \cdot \cos 45,64 = 5,32 \text{ kN}$$

CCCC

$$N_d = 35,78 + 5,32 = 41,1KN$$

$$n_{ef} = \frac{41,1}{28,6853} = 1,43 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 41,1KN \Rightarrow OK!$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 29:

$$\text{Diagonalstav nr. 59: } N_d = 5,62 \cdot \cos 45,72 = 3,92KN$$

$$\text{Diagonalstav nr. 60: } N_d = 38,25 \cdot \cos 45,64 = 26,74KN$$

$$N_d = 3,92 + 26,74 = 30,66KN$$

$$n_{ef} = \frac{30,66}{28,6853} = 1,07 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 30,66KN \Rightarrow OK!$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 31:

$$\text{Diagonalstav nr. 61: } N_d = 40,25 \cdot \cos 45,72 = 28,1KN$$

$$\text{Diagonalstav nr. 62: } N_d = 83,93 \cdot \cos 45,64 = 58,68KN$$

$$N_d = 28,1 + 58,68 = 58,76KN$$

$$n_{ef} = \frac{58,76}{28,6853} = 2,05 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 58,76KN \Rightarrow OK!$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Utrekning av knutepunkt 33:

$$\text{Diagonalstav nr. 63: } N_d = 85,05 \cdot \cos 45,72 = 59,37KN$$

DDDD

$$n_{ef} = \frac{59,37}{28,6853} = 2,07 \text{ dybler } a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 12 = 261,73 \text{ kN} > N_d = 59,37 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 $\phi 12$ (M8.8) mm dybler

Dimensjonering av diagonalstaver

Limtre GL 32 c

$$l_{cr} = 2231 \text{ mm}$$

$$f_{0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{c,0,d} = 26,5 \cdot \frac{0,9}{1,15} = 20,74$$

$$N_d = 228,67 \text{ kN}$$

$$E_{0,05} = 11100 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonering for knekkning (trykkpåkjent stav)

Prøv GL 32 c 140 x 135 mm:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{2231}{0,289 \cdot 135} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26,5}{11100}} = 0,88936 \quad \text{Formel 7}$$

$$k_z = 0,5 \cdot [0,97 + 0,1 \cdot 0,88936 + 0,88936^2] = 0,92495 \quad \text{Formel 8}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{0,92495 + \sqrt{0,92495^2 - 0,88936^2}} = 0,84813 \quad \text{Formel 9}$$

$$A_{min} = \frac{228,67 \cdot 10^3}{0,84813 \cdot 20,74} \cong 13000 \text{ mm}^2 \quad \text{Formel 10}$$

$$h_{min} = \frac{13000}{135} = 96 \text{ mm} < 140 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!} \quad \text{Formel 11}$$

Bruk minimum GL 32 c 135x140 mm.

Kontroll av strekkstaver:

Med 2 Innslissede 8 mm stålplater og 2 $\phi 12$ mm ståldybler i bredden får vi et nettotverrsnitt:

$$A_{netto} = 135 \cdot 140 - 2 \cdot 8 \cdot 135 - 2 \cdot 12 \cdot 140 = 13380 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = \frac{228,67 \cdot 10^3}{20,74} = 11026 \text{ mm}^2 < A_{netto} = 13380 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{OK!}$$

Bruk minimum GL 32 c 135x140 mm.

Dimensjonering av innfestning av diagonalstaver i begge ender:

Det vil bli benyttet minst 2 8mm innslittede stålplater og 12 mm dybler i knutepunktene.

Kvalitet stålplate: S355 Corten – stål, $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Kvalitet dybler: Syrefast M 8.8, $f_u = 800 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 640 \text{ N/mm}^2$

Kvalitetene over er i samsvar med hva Moelven Limtre benytter ved sin dimensjonering.

Antar en gjennomsnittskvalitet på lamellene i trevirket til å være C 21. Dette gir en maksimal avstand mellom de innslittede platene på:

$$y_{maks} = \sqrt{\frac{4,8 \cdot 800}{24,2 \cdot 1} \cdot 12^{1,6}} = 92 \text{ mm} \quad \text{Formel 12}$$

Med tanke på at konstruksjonen skal stå ute hele året og er utsatt for vær og vind, vil det være gunstig å beskytte stålplatene mest mulig. For å få dette til vil det være viktig å ha en viss tykkelse på trevirket som ligger på utsiden av stålplaten. Samtidig vil det være viktig at det trevirket som ligger på utsiden av platen ikke sprekker opp eller falker av pga.

påkjenninger på brua fra laster, vær og vind osv. Ut i fra dette har vi valgt å ikke ha en tykkelse på under 30 mm på trevirket på ytsiden av stålplatene.

Ved en dimensjon på 135x140 mm vil trevirket som er utenfor stålplaten ha en tykkelse på

$$x = \frac{1}{2} \cdot (135 - 92 - 2 \cdot 8) = 13,5 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad \text{Formel 13}$$

For å få en tykkelse x på minst 30 mm for dimensjonen 135x140 mm må vi minke avstanden y mellom stålplaten.

$$y = 135 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 8 = 59 \text{ mm}$$

Da får vi en a_1 på

$$a_1 = \sqrt{\frac{0,3 \cdot 800}{24,2 \cdot 1} \cdot 12^{1,6} + \frac{30^2}{2}} = 31,28 \text{ mm} \quad \text{Formel 14}$$

Dette gir et belastningsbilde som vist på figur ut i fra bruddform og momentdiagram ser vi her at vi vil få et moment i dybelen som er større enn om $a_1 < x$ som vist på figur samtidig gir dette en noe liten avstand mellom stålplatene. Ut i fra samtaler med Moelven Limtre og veileder har vi her valgt å legge oss på en avstand mellom stålplatene på 74 mm og samtidig øke dimensjonen på diagonalstavene til 165x165 mm. Dermed får vi en tykkelse x på trevirket på utsiden av stålplaten på:

$$x = \frac{1}{2} \cdot (165 - 74 - 2 \cdot 8) = 37,5 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

$$a_1 = \sqrt{\frac{0,3 \cdot 800}{24,2 \cdot 1} \cdot 12^{1,6} + \frac{37,5^2}{2}} = 35,1 \text{ mm}$$

Dybelens karakteristiske kapasitet:

$$F_{v,Rk} = 24,2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot (74 + 4 \cdot 35,1 - 2 \cdot 37,5) = 40482N \quad \text{Formel 15}$$

Dybelens dimensjonerend kapasitet:

$$F_{v,Rd} = 40482 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 28026N \quad \text{Formel 16}$$

I følge NS-EN 1995-1-1 og håndbok mekaniske treforbindere av 2007 kan vi forenklet sette stålpaltens hullkantfasthet til:

$$f_{h,k} = 1,6 \cdot f_y = 1,6 \cdot 355 = 568 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,Rd} = \frac{568}{1,25} = 454,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Formel 18}$$

I alle staver benyttes det en avstand mellom dybler på rekke på $7d = 84 \text{ mm}$ på grunn av innfestning og stivhet i knutepunktene er det her valgt og ikke benytte mindre enn 4 dybler i hver ende av stavene.

Diagonalstav nr. 32: $N_d = 147,68$

Diagonalstav nr. 33: $N_d = 146,99$

2 rekker med dybler: $\frac{147,68}{2} = 73,84 \text{ kN/rad}$

$$n_{ef} = \frac{75,84}{28,026} = 2,71 \text{ dybler} \quad a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3,0 \text{ dybler med 4 dybler per rad}$$

Formel 17

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 2 = 697,958 \text{ kN} > N_d = 147,68 \text{ kN} \quad \text{Formel 19}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålpater og 8 $\phi 12 \text{ mm}$ dybler

Diagonalstav nr. 34: $N_d = 96,21 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 35: $N_d = 110,73 \text{ kN}$

2 rekker med dybler: $\frac{110,73}{2} = 55,365 \text{ kN/rad}$

$$n_{ef} = \frac{55,365}{28,026} = 1,975 \text{ dybler}$$

$$a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 2,3 \text{ dybler med 3 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

GGGG

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 12 \cdot 6 \cdot 2 = 523,469 \text{ kN} > N_d = 110,73 \text{ kN}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 36: $N_d = 40,00 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 37: $N_d = 67,86 \text{ kN}$

2 rekker med dybler: $\frac{67,86}{2} = 33,93 \text{ kN}/\text{rad}$

$$n_{ef} = \frac{33,93}{28,026} = 1,21 \text{ dybler}$$

$$a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 1,6 \text{ dybler med 2 dybler per rad}$$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 12 \cdot 4 \cdot 2 = 348,979 \text{ kN} > N_d = 67,86 \text{ kN}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 4 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 38: $N_d = 9,58 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 39: $N_d = 22,13 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 40: $N_d = 56,25 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 41: $N_d = 26,53 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Alle stavene over opptar krefter som er mindre enn kreftene i diagonalstav 37, benytter derfor likt antall dybler i disse stavene som i diagonalstav 37.

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 4 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 42: $N_d = 100,38 \text{ kN} < N_d = 110,73 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 43: $N_d = 77,83 \text{ kN} < N_d = 110,73 \text{ kN}$

Alle stavene over opptar krefter som er mindre enn kreftene i diagonalstav 35 men større enn kreftene i diagonalstav 37, benytter derfor likt antall dybler i disse stavene som i diagonalstav 35.

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 44: $N_d = 141,85 \text{ kN} < N_d = 147,68 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 45: $N_d = 131,85 \text{ kN} < N_d = 147,68 \text{ kN}$

Alle stavene over opptar krefter som er mindre enn kreftene i diagonalstav 32 men større enn kreftene i diagonalstav 35, benytter derfor likt antall dybler i disse stavene som i diagonalstav 32.

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 8 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 46: $N_d = 181,39 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 47: $N_d = 182,89 \text{ kN}$

2 rekker med dybler: $\frac{182,89}{2} = 91,445 \text{ kN/rad}$

$$n_{ef} = \frac{91,445}{28,026} = 3,26 \text{ dybler}$$

$a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3,6 \text{ dybler med 5 dybler per rad}$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 2 = 872,443 \text{ kN} > N_d = 182,89 \text{ kN}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 10 $\phi 12$ mm dybler

Diagonalstav nr. 48: $N_d = 226,78 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 49: $N_d = 228,67 \text{ kN}$

2 rekker med dybler: $\frac{228,67}{2} = 114,335 \text{ kN/rad}$

$$n_{ef} = \frac{114,335}{28,026} = 4,08 \text{ dybler}$$

$a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 4,3 \text{ dybler med 6 dybler per rad}$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 2 = 1046,937 \text{ kN} > N_d = 228,67 \text{ kN}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 12 $\phi 12$ mm dybler

Diagonalstav nr. 50: $N_d = 190,35 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 51: $N_d = 188,13 \text{ kN}$

2 rekker med dybler: $\frac{190,35}{2} = 95,175 \text{ kN/rad}$

$$n_{ef} = \frac{95,175}{28,026} = 3,4 \text{ dybler}$$

$a_1 = 7d \Rightarrow n_{ef} = 3,6 \text{ dybler med 5 dybler per rad}$

Hullkantkapasitet:

$$F_{h,Rd} = 454,4 \cdot 8 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 2 = 872,448 \text{ kN} > N_d = 228,67 \text{ kN}$$

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 10 $\phi 12$ mm dybler

Diagonalstav nr. 52: $N_d = 144,66 \text{ kN} < N_d = 147,68 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 53: $N_d = 142,50 \text{ kN} < N_d = 147,68 \text{ kN}$

Alle stavnene over opptar krefter som er mindre enn kreftene i diagonalstav 32 men større enn kreftene i diagonalstav 35, benytter derfor likt antall dybler i disse stavnene som i diagonalstav 32.

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 8 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 54: $N_d = 98,87 \text{ kN} < N_d = 110,73 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 55: $N_d = 96,87 \text{ kN} < N_d = 110,73 \text{ kN}$

Alle stavnene over opptar krefter som er mindre enn kreftene i diagonalstav 35 men større enn kreftene i diagonalstav 37, benytter derfor likt antall dybler i disse stavnene som i diagonalstav 35.

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 56: $N_d = 53,29 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 57: $N_d = 51,25 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 58: $N_d = 7,61 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 59: $N_d = 5,62 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 60: $N_d = 38,25 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 61: $N_d = 40,25 \text{ kN} < N_d = 67,86 \text{ kN}$

Alle stavnene over opptar krefter som er mindre enn kreftene i diagonalstav 37, benytter derfor likt antall dybler i disse stavnene som i diagonalstav 37.

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 4 ϕ 12 mm dybler

Diagonalstav nr. 62: $N_d = 83,93 \text{ kN} < N_d = 110,73 \text{ kN}$

Diagonalstav nr. 63: $N_d = 85,09 \text{ kN} < N_d = 110,73 \text{ kN}$

Alle stavnene over opptar krefter som er mindre enn kreftene i diagonalstav 35 men større enn kreftene i diagonalstav 37, benytter derfor likt antall dybler i disse stavnene som i diagonalstav 35.

Bruk 2 x 8 mm innslissede stålplater og 6 ϕ 12 mm dybler

Vedlegg G: Dimensjonering av gurter, diagonalstaver og knutepunkter i Stål

Over/under gurt

- $N_{Ed} = 432,98 \text{ KN}$
- $L_k = 3277 \text{ mm}$
- $M_{y,Ed} = 0,41 \text{ KNm}$
- S355 $\rightarrow f_d = 338 \text{ N/mm}^2$
- RHS 140x140x8
- $A = 4160 \text{ mm}^2$
- $W_y = 171 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $B=H= 140$
- $T=8$
- $I = 53,6$
- $\lambda_{fy} = 76,4$
- Symmetrisk tverrsnitt.

Prøv W_y^{\min} og A_{\min} ;

$$W_y^{\min} = \frac{0,41 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0,8 \cdot 338 \text{ N/mm}^2} = 1516,27 \text{ mm}^3$$

$$A_{\min} = \frac{432,98 \cdot 10^6 \text{ N}}{0,4 \cdot 338 \text{ N/mm}^2} = 3135,95 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{3277}{53,6 \cdot 76,4} = 0,800$$

Formel 20

- Ser da figur 6.4 "knekkningsfaktor" i kompdiet "dimensjonering av stålkonstruksjoner". Kurve a, $\bar{\lambda} = 0,800$, får da $\chi = 0,79$.

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi f_d} = \frac{\frac{432,98 \cdot 10^3 \text{ N}}{4160 \text{ mm}^2}}{0,79 \cdot 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,3817$$

$$\frac{\sigma_{y,Ed}}{f_d} = \frac{\frac{0,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{171 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}}{338 \text{ N/mm}^2} = 6,92 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \cdot 0 = 0,95$$

$$k_{yy} = 0,95(1 + (0,8 - 0,2) \cdot 0,3817) \leq 0,95(1 + 0,8 \cdot 0,3817)$$

Formel 22

$$k_{yy} = 1,1676$$

I kapasitetformel gir:

$$0,3817 + 1,1676 \cdot 6,92 \cdot 10^{-3} = 0,385 < 1,0$$

Formel 21

Diagonalstaver.

- $N_{Ed} = 225,62 \text{ KN}$
- $M_{Ed} = 0,04 \text{ KNm}$
- $L_k = 2045 \text{ mm}$
- S355 $\rightarrow f_d = 338 \text{ N/mm}^2$.
- RHS 90mmx90mmx6,3 mm
- $A = 2070 \text{ mm}^2$
- $B = H = 90 \text{ mm}$
- $T = 6,3 \text{ mm}$
- $I = 34,0 \text{ cm}^4$
- $\lambda_{fy} = 76,4$
- $W = 53 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- Symmetrisk tverrsnitt

Prøv W_y^{\min} og A_{\min} :

$$W_y = \frac{0,04 \cdot 10^6 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}^2}}{0,8 \cdot 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 118,4 \text{ mm}^3$$

$$A^{\min} = \frac{225,62 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0,4 \cdot 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1668,8 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2045}{34 \cdot 76,4} = 0,79$$

- Ser da figur 6.4 "knekkningsfaktor" i kompdiet "dimensjonering av stålkonstruksjoner". Kurve a, $\bar{\lambda} = 0,79$, får da $\chi = 0,8$.

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi f_d} = \frac{\frac{225,62 \cdot 10^3 \text{ N}}{2070 \text{ mm}^2}}{0,8 \cdot 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,4031$$

$$\frac{\sigma_{y,Ed}}{f_d} = \frac{\frac{0,04 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{53 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}}{338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 2,23 \cdot 10^{-3}$$

$$k_{yy} = 0,95(1 + (0,79 - 0,2) \cdot 0,4031) \leq 0,95(1 + 0,8 \cdot 0,4031)$$

$$k_{yy} = 1,176$$

- Innsatt i kapasitetformel gir:

$$0,4031 + 1,176 \cdot 2,23 \cdot 10^{-3} = 0,4057 \leq 1,0$$

Kontrollerer for skjær i over/under gurt

$$A_v = 2492 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 159,53 \text{ kN}$$

$$\tau_{Ed} \leq \frac{355}{\sqrt{3}} = 195,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{159\,530}{2492} = 64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A = 2070 \text{ mm}^2$$

Kontrollerer for strekk i over/under gurt og strekkstav.**Gurt**

$$N_{Ed} = 528,69 \text{ kN}$$

$$A_{red} = 4160 - (20 \cdot 8 \cdot 2) = 3840 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 3840 \cdot 338 = 1297,9 \text{ kN} > 528,69 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

Strekkstav

$$N_{Ed} = 224,07 \text{ kN}$$

$$A = 2070 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 2070 \cdot 338 = 699,7 \text{ kN} > 224,07 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

Beregninger – knutepunkter stål**Kontrollerer eksentrisiteten i knutepunktet**

$$e = \left(\frac{90}{2 \cdot \sin(45)} + \frac{90}{2 \cdot \sin(45)} + 30 \right) \times \frac{\sin(45) \cdot \sin(45)}{\sin(45+45)} - \frac{140}{2} = 8,64 \quad \text{Formel 24}$$

$$-0,55 \leq \frac{8,64}{140} = 0,062 \leq 0,25 \quad \text{Formel 25}$$

Sjekker forholdstallene ut i fra formlene i Tabell 7.8 i NS-EN 1993-1-8.

$$\beta = \frac{90+90+90+90}{4 \cdot 140} = 0,643 \quad \text{Formel 23}$$

$$\frac{90}{140} = 0,643 \geq 0,35$$

$$\geq 0,1 + 0,01 \times \frac{140}{8} = 0,275$$

$$\frac{90}{6,3} = 14,29 \leq 35$$

Sjekke tverrsnittsklasse

Streck/trykk stav

$$\varepsilon_y = \sqrt{\frac{235}{335}} = 0,814$$

$$c_f = 90 - 3 \cdot 6,3 = 71,1$$

$$\lambda_f = \frac{71,1}{6,3 \cdot 0,814} = 13,87$$

- Tverrsnittsklasse 1

Over/under gurt

$$c_f = 140 - 3 \cdot 8 = 116$$

$$\lambda_f = \frac{116}{8 \cdot 0,814} = 17,8$$

- Tverrsnittsklasse 1

$$\frac{90}{6,3} = 14,29 \leq 35$$

$$0,5 \leq \frac{140}{140} \leq 2$$

$$0,5 \leq \frac{90}{90} \leq 2$$

$$\frac{140}{8} = 17,5 \leq 35$$

$$0,5 \cdot (1 - \beta) \leq \frac{30}{140} \leq 1,5(1 - \beta) = 0,1786 \leq 0,2143 \leq 0,5357$$

$$g \geq 6,3 + 6,3 = 12,6$$

Kontrollerer aksialkapasiteten til knutepunktet i henhold til tabell 7.12 i NS-EN 1993-1-8.

Brudd i gurtflens

$$\gamma = \frac{140}{2 \cdot 8} = 8,75 \quad \text{Formel 29}$$

$$n = \frac{423,98 \cdot 10^3}{4160 \cdot 355} = 0,287 \quad \text{Formel 27}$$

$$k_n = 1,3 - \frac{0,4 \cdot 0,287}{0,643} = 1,121 \quad \text{Formel 28}$$

Bruker $k_n = 1,0$

$$\theta_i \approx 45^\circ$$

$$N_{i,Rd} = \frac{8,9 \cdot 1,0 \cdot 355 \cdot 8^2 \cdot \sqrt{8,75}}{\sin(45^\circ)} \cdot \frac{90+90+90+90}{140} = 537,1 \text{ KN} \quad \text{Formel 26}$$

Alle krefter i diagonalstavene ligger under dette, dermed anses det å være ok.

Skjærbrudd i gurtvegg

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot 30^2}{3 \cdot 8^2}}} = 0,225 \quad \text{Formel 32}$$

$$A_v = (2 \cdot 140 + 0,225 \cdot 140) \cdot 8 = 2492 \text{ mm}^2 \quad \text{Formel 31}$$

$$V_{Ed} = 225,62 \cdot \sin(45^\circ) = 159,53 \text{ KN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{2492 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = 486,4 \text{ KN} \quad \text{Formel 34}$$

$$N_{i,Rd} = \frac{\frac{355 \cdot 2492}{\sqrt{3} \cdot \sin(45^\circ)}}{1,0} = 722,3 \text{ KN} \quad \text{Formel 30}$$

$$N_{0,Rd} = \frac{\left[(4160 - 2492) \cdot 355 + 2492 \cdot 355 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{159,53}{486,4} \right)^2} \right]}{1,0} = 1428 \text{ KN} \quad \text{Formel 33}$$

Alle de opptredende kreftene i gurter og diagonalstaver er under kapasitetene over, dermed anses dette å være ok.

Brudd i stegstav

$$b_{eff} = \frac{10}{\frac{140}{8}} \cdot \frac{355 \cdot 8}{355 \cdot 6,3} \cdot 90 = 65,31 \quad \text{Formel 36}$$

$$N_{i,Rd} = 355 \cdot 6,3(2 \cdot 90 - 4 \cdot 6,3 + 90 + 65,31) = 693,6 \text{ KN} \quad \text{Formel 35}$$

Kapasiteten er større enn den opptredende kraften i diagonalstaver, anses som ok.

Gjennomlokking

$$\beta \leq \left(1 - \frac{1}{8,75}\right) = 0,886$$

$$b_{e,p} = \frac{10}{\frac{140}{8}} \cdot 90 = 51,43 \quad \text{Formel 38}$$

$$N_{i,Rd} = \frac{355 \cdot 8}{\sqrt{3} \cdot \sin(45^\circ)} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot 90}{\sin(45^\circ)} + 90 + 51,43\right)}{1,0} = 918,2 \text{ KN} \quad \text{Formel 37}$$

Kapasiteten er større enn den opptredende kraften i diagonalstaver, anses som ok.

Beregne a-mål på sveis i knutepunkter.

Trykk

$$l_{eff} = 2 \cdot \left(\frac{90}{\cos(45)} - 2 \cdot 4\right) = 238,56 \text{ mm}$$

$$N_{Ed,\parallel} = 225,62 \cdot \cos(45) \cdot 0,5 = 79,77 \text{ KN}$$

$$\frac{510}{1,25 \cdot 0,9} = 453,33$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{79\,770}{238,56} = 332,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Formel 40}$$

$$a = \frac{\sqrt{3 \cdot 332,29^2}}{453,33} = 1,27 \text{ mm} \quad \text{Formel 39}$$

Strekk

$$N_{Ed,\parallel} = N_{Ed,\perp} = \frac{224,07}{\sqrt{2}} = 79,22 \text{ KN}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{79220}{238,56} = 332,08 \quad \text{Formel 40}$$

$$f_{\perp} = \frac{79220}{238,56} = 332,08$$

Formel 41

$$a \cdot \sigma_{\perp} = a \cdot \tau_{\perp} = \frac{f_{\perp}}{\sqrt{2}} = 234,8$$

Formel 42

$$a = \frac{\sqrt{234,8^2 + 3 \cdot (234,8^2 + 332,08^2)}}{453,33} = 1,64 \text{ mm}$$

Formel 39

Bruk minstekrav i henhold til Håndbok 185, $a = 4 \text{ mm}$

Bruk diagonalstaver av kvadratisk hullprofil RHS 90x90x6,3 og gurter av kvadratisk hullprofil RHS 140x140x8,0

Vedlegg H: Beregning av avstagningsramme

Skråstag

$$P_x = \frac{441,04}{80} = 5,513 \text{ KN}$$

$$\alpha = 56,83^\circ$$

$$\alpha' = 180 - 90 - 56,83 = 33,17^\circ$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1981}{23,2 \cdot 76,4} = 1,12$$

- Ser da figur 6.4 "knekkningsfaktor" i kompdiet "dimensjonering av stålkonstruksjoner". Kurve a, $\bar{\lambda} = 1,12$, får da $\chi = 0,59$.

$$N_{b,Rd} = 0,59 \cdot 338 \cdot 674 = 134,41 \text{ KN}$$

Formel 45

Tverrbærende RHS-profil

Krefter:

$$P_y = 10,08 \cdot \sin(56,83) = 8,43 \text{ KN}$$

$$q_1 = \frac{80}{1,92} = 41,67 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_2 = \frac{40}{1,92} = 20,83 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q' = 41,67 \cdot \frac{2,277}{3,277} + 20,83 \cdot \frac{1,277}{3,277} = 37 \text{ KN/m}$$

$$Q = 37 \cdot 1,35 + 0,5 \cdot 1,92 \cdot 1,2 = 51,15 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_a = 8,43 + \frac{51,15 \cdot 1,92}{2} = 57,53 \text{ KN}$$

$$M_{felt} = 57,53 \cdot 1,095 - 51,15 \cdot \frac{0,96^2}{2} = 39,43 \text{ KNm}$$

Moment

$$W_y^{min} = \frac{39,43 \cdot 10^6}{338} = 116,66 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Formel 43

- Prøver RHS 140x80x10

Skjær

$$V_{Ed} = 57,53 \text{ KN}$$

$$A_w = \frac{140-2 \cdot 10}{140+80} \cdot 3890 = 2121,8 \text{ mm}^3$$

$$\tau_{Ed} \leq \frac{355}{\sqrt{3}} = 195,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{57530}{2121,8} = 27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Formel 44

- Bruker RHS 140x80x10

Dimensjonering av festeplate i topp av skråstag - stål

$$F_{x,bolt} = 8350 \text{ N}$$

a= 70 mm.

Bruddlengde: 120 mm.

$$t = \sqrt{\frac{8350 \cdot 70 \cdot 6}{338 \cdot 120}} = 9,3 \text{ mm}$$

Formel 70

Bruker 10 mm plate i kombinasjon med to M12 8.8 bolter. Vi velger en a=70 mm og antar at bruddlinje går i senter av RHS profilen som kommer inn på profilen da dette kan sees som konservativt.

Beregning av bolt for innfestning overgurt.

2 stk M12 8.8 bolter.

Kraft pr bolt.

$$F_{t,Ed} = 8,35 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = 12,78 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,72 \cdot \frac{800 \text{ N}}{\text{mm}^2} \cdot 84 \text{ mm}^2 = 48,4 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 84 \text{ mm}^2}{1,25} = 32,3 \text{ KN}$$

$$\frac{12,78}{32,3} + \frac{8,35}{1,4 \cdot 48,4} = 0,52 \leq 1,0$$

Dimensjonering av sveis mellom skråstag og festeplate.

$$N_{Ed,\parallel} = 12,78 \text{ KN}$$

$$N_{Ed,\perp} = 8,35 \text{ KN}$$

$$l_{eff} = 2 \cdot (109,66 - 2 \cdot 4) = 203,32 \text{ mm}$$

$$\frac{510}{1,25 \cdot 0,9} = 453,33 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{12780}{203,32} = 62,86 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Formel 40}$$

$$f_{\perp} = \frac{8350}{203,32} = 36,25 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Formel 41}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{62,86}{\sqrt{2}} = 44,44 \text{ N/mm}^2$$

$$a \geq \frac{\sqrt{44,44^2 + 3 \cdot (44,44^2 + 36,25^2)}}{453,33} = 0,24 \text{ mm} \quad \text{Formel 39}$$

- Bruker a=4mm.

Dimensjonering av bolt i avstagningsramme mellom tverrbærende RHS-profil og skråstag.

Prøver med 1 M16 8.8 bolt.

$$f_{t,Ed} = 25,56 \text{ KN}$$

$$f_{v,Ed} = 16,707 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,72 \cdot \frac{800 \text{ N}}{\text{mm}^2} \cdot 157 \text{ mm}^2 = 90,43 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 157 \text{ mm}^2}{1,25} = 60,29 \text{ KN}$$

$$\frac{16,707}{60,29} + \frac{25,56}{1,4 \cdot 90,43} = 0,48 \leq 1,0$$

- Ser at langt fra all kapasitet er utnyttet, men velger å gå med M16 da det kun sitter en bolt i dette snittet.

Kontrollerer hullkantkapasitet

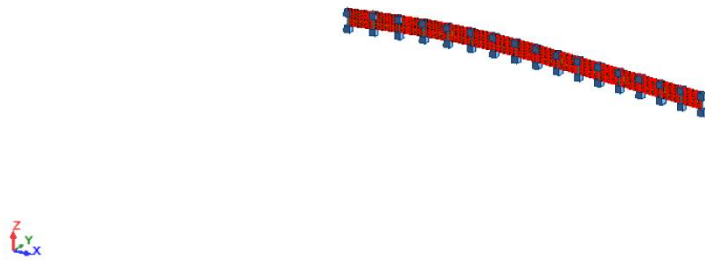
- Kontrollerer hullkantrykk der i får største avskjæring på bolt og har tynneste plate. I innfestning til overgurt.

$$f_{b,Rd} = 1,5 \cdot \frac{510}{1,25} \cdot 2 \cdot 16 \cdot 10 = 195,8 \text{ KN}$$

Vedlegg I: Beregninger fra Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Project: tverrspent dekke

Structure view



Calculation note

Project properties: **tverspent dekke**

Structure type: Shell

Structure gravity center coordinates:

X = 25.141 (m)

Y = -0.475 (m)

Z = 1.000 (m)

Central moments of inertia of a structure:

I_x = 38663.220 (kg*m²)

I_y = 2497953.299 (kg*m²)

I_z = 2528745.251 (kg*m²)

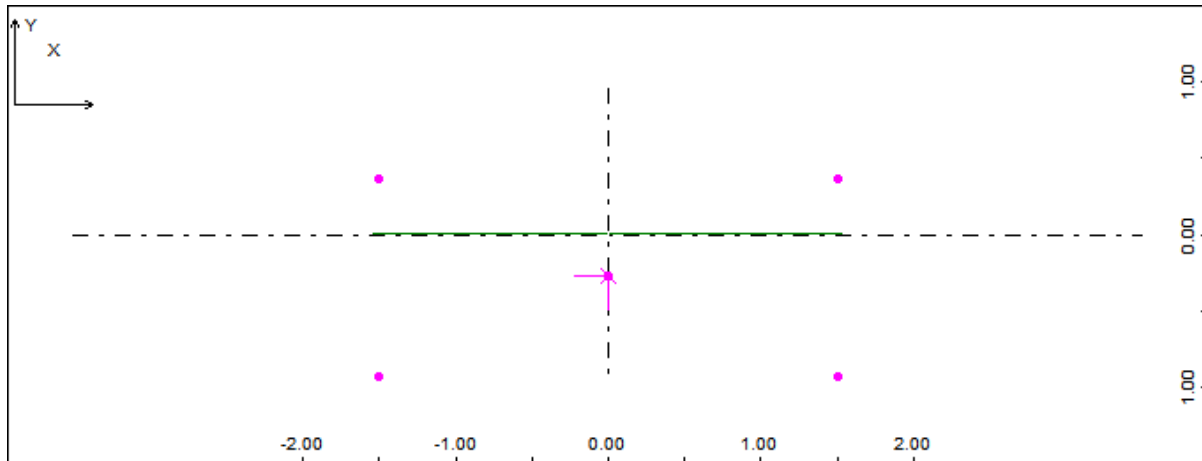
Mass = 11806.290 (kg)

Structure description

Number of nodes:	2827
Number of bars:	17
Bar finite elements:	170
Planar finite elements:	2560
Volumetric finite elements:	0
No of static degr. of freedom:	16758
Cases:	27
Combinations:	3

Vehicle definition:

Name: brøytekjøretøy 2
 Vehicle database: V_No name.xml
 Units: m kN



Limit conditions:

Application plane:

Automatic

Step: 1.000
 Direction: 0.000 0.000 -1.000

Road:

Polyline no.: 38

Coordinates of polyline points:

1	0.000	0.000	1.000
2	3.145	0.525	1.000
3	6.301	0.990	1.000
4	9.481	1.287	1.000
5	12.672	1.415	1.000
6	15.864	1.373	1.000
7	19.049	1.161	1.000
8	22.217	0.781	1.000
9	25.357	0.253	1.000

XXXX

10	28.500	-0.287	1.000
11	31.596	-0.839	1.000
12	34.692	-1.380	1.000
13	37.788	-1.922	1.000
14	40.884	-2.464	1.000
15	43.980	-3.006	1.000
16	47.076	-3.548	1.000
17	50.172	-4.089	1.000

Road parameters:

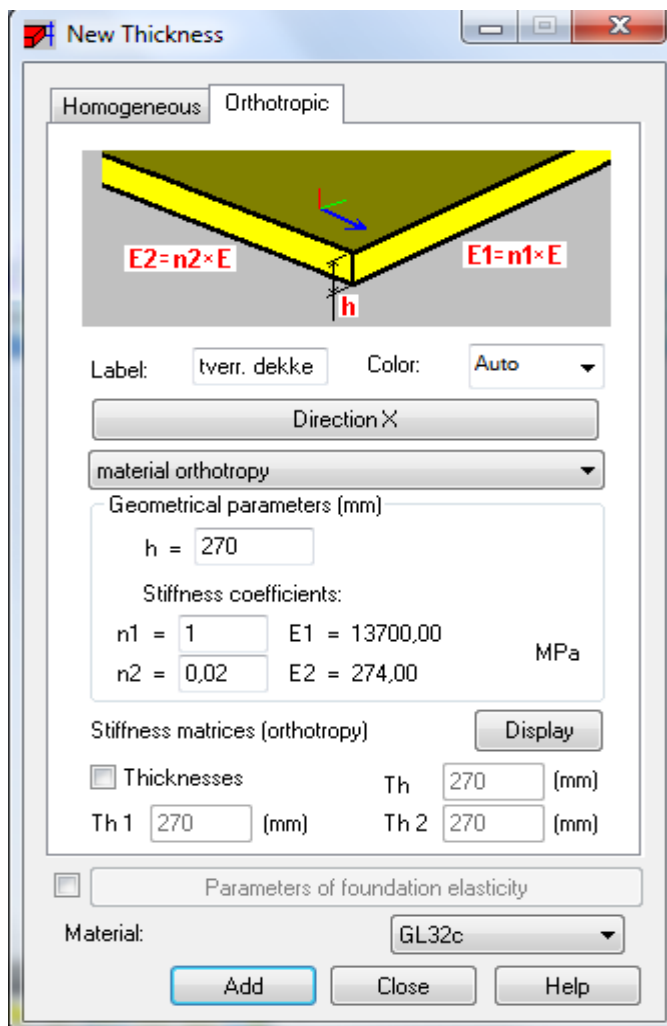
Edge

1	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
2	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
3	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
4	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
5	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
6	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
7	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
8	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
9	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
10	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
11	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
12	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
13	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
14	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
15	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						
16	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000	LR =	0.00
	VL =	1.00	VR =	1.00						

Properties - Materials

	Material	E (MPa)	G (MPa)	N I	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (MPa)
1	STEEL	210000,00	80800,00	0,30	0,00	77,01	235,00
2	GL32c	13700,00	780,00	0,00	0,00	4,02	32,00

Properties - Panels



Data - Panels

Panel	Thickness	Material	Meshing type	Reinforcement type
21	tverr. dekke	GL32c	Coons	
22	tverr. dekke	GL32c	Coons	
23	tverr. dekke	GL32c	Coons	
24	tverr. dekke	GL32c	Coons	
25	tverr. dekke	GL32c	Coons	
26	tverr. dekke	GL32c	Coons	
27	tverr. dekke	GL32c	Coons	
28	tverr. dekke	GL32c	Coons	
29	tverr. dekke	GL32c	Coons	
30	tverr. dekke	GL32c	Coons	
31	tverr. dekke	GL32c	Coons	
32	tverr. dekke	GL32c	Coons	
33	tverr. dekke	GL32c	Coons	
34	tverr. dekke	GL32c	Coons	
35	tverr. dekke	GL32c	Coons	
37	tverr. dekke	GL32c	Coons	

Data - Supports

	Support name	List of nodes	List of edges	List of objects	Support conditions
	Fixed	10to43			UX UY UZ RX RY RZ

Loads - Cases

Case	Label	Case name	Nature	Analysis type
1	DL1	DL1	Structural	Static - Linear
2	SN1	SN1	snow	Static - Linear
3	WIND1	WIND1	wind	Static - Linear
4		COMB1		Linear Combination
5		COMB2		Linear Combination
6		COMB3		Linear Combination
7	MOV1	brøytekjøretøy		Analysis of moving load cases
10		ULS		Analysis of moving load cases
11		ULS+		Analysis of moving load

				cases
12		ULS-		Analysis of moving load cases
13		SLS		Analysis of moving load cases
14		SLS+		Analysis of moving load cases
15		SLS-		Analysis of moving load cases
16		SLS:CHR		Analysis of moving load cases
17		SLS:CHR+		Analysis of moving load cases
18		SLS:CHR-		Analysis of moving load cases
19		SLS:FRE		Analysis of moving load cases
20		SLS:FRE+		Analysis of moving load cases
21		SLS:FRE-		Analysis of moving load cases
22		SLS:QPR		Analysis of moving load cases
23		SLS:QPR+		Analysis of moving load cases
24		SLS:QPR-		Analysis of moving load cases
25		FIRE		Analysis of moving load cases
26		FIRE+		Analysis of moving load cases
27		FIRE-		Analysis of moving load cases

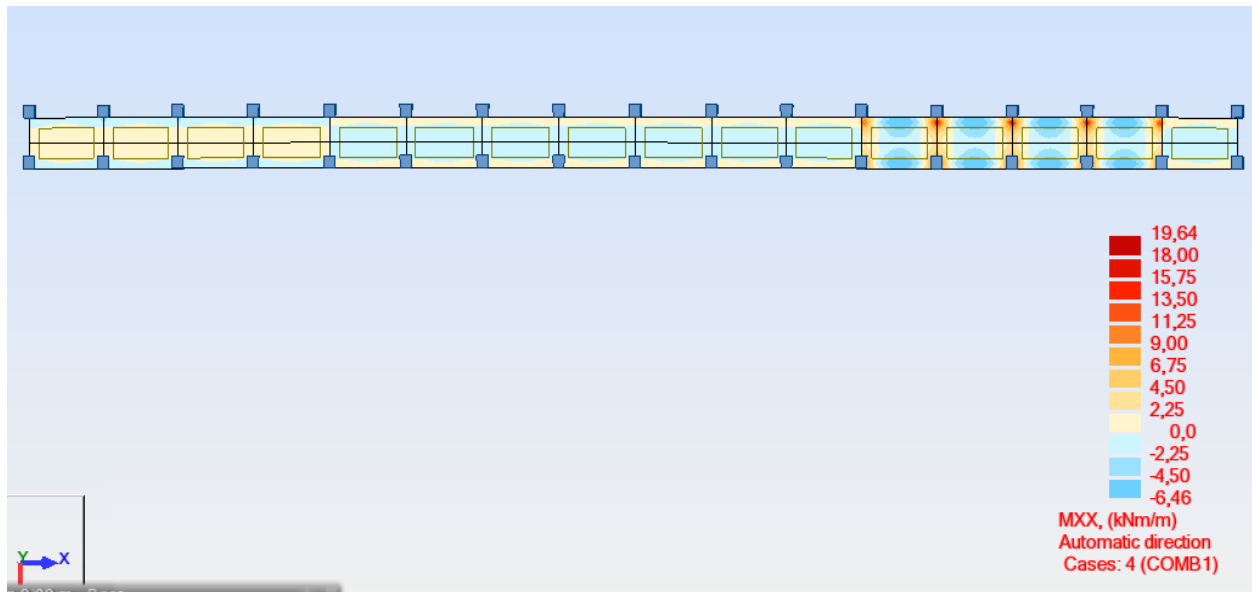
Loads - Values**- Cases: 1to7 10to27**

	Case	Load type	List	Load values
	1	self-weight	21to35 37	PY Negative Factor=1,00
	2	(FE) uniform	21to35 37	PY=-6,00(kN/m2)
	3	(FE) uniform	21to35 37	PZ=4,30(kN/m2)

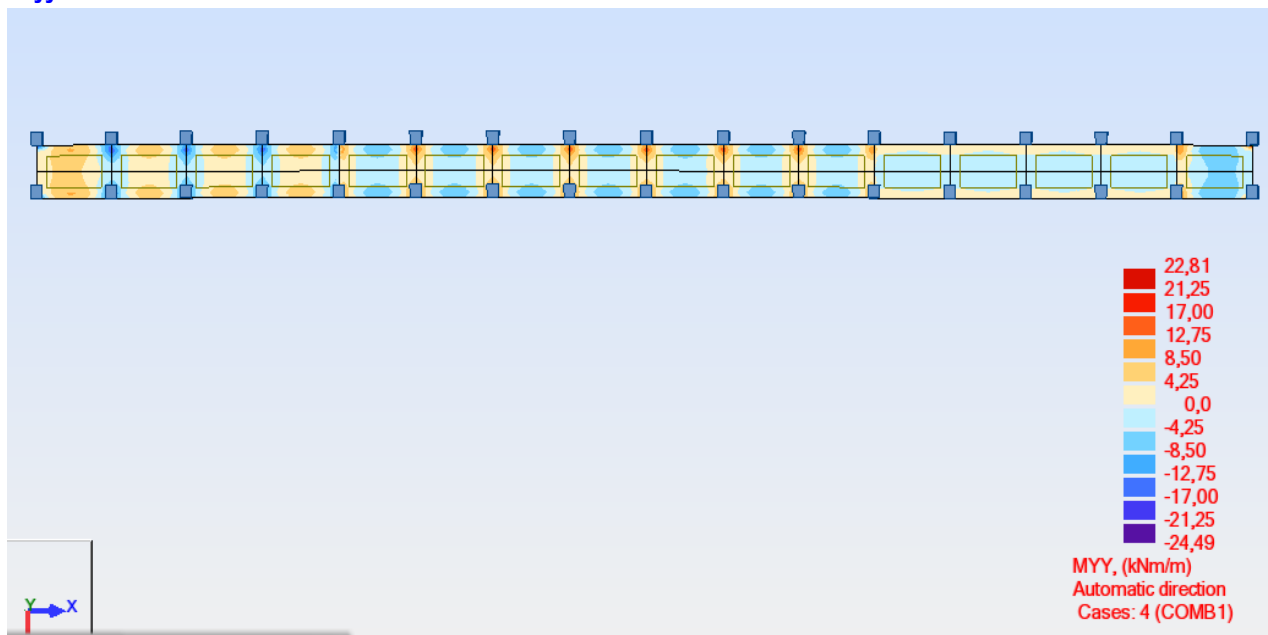
Manual Combinations**- Cases: 4to6**

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
4 (C)	COMB1	Linear Combination	ULS		1*1.20+2*1.50
5 (C)	COMB2	Linear Combination	ULS		1*1.20+2*1.50+3*0.90
6 (C)	COMB3	Linear Combination	ULS		1*1.20+3*1.50

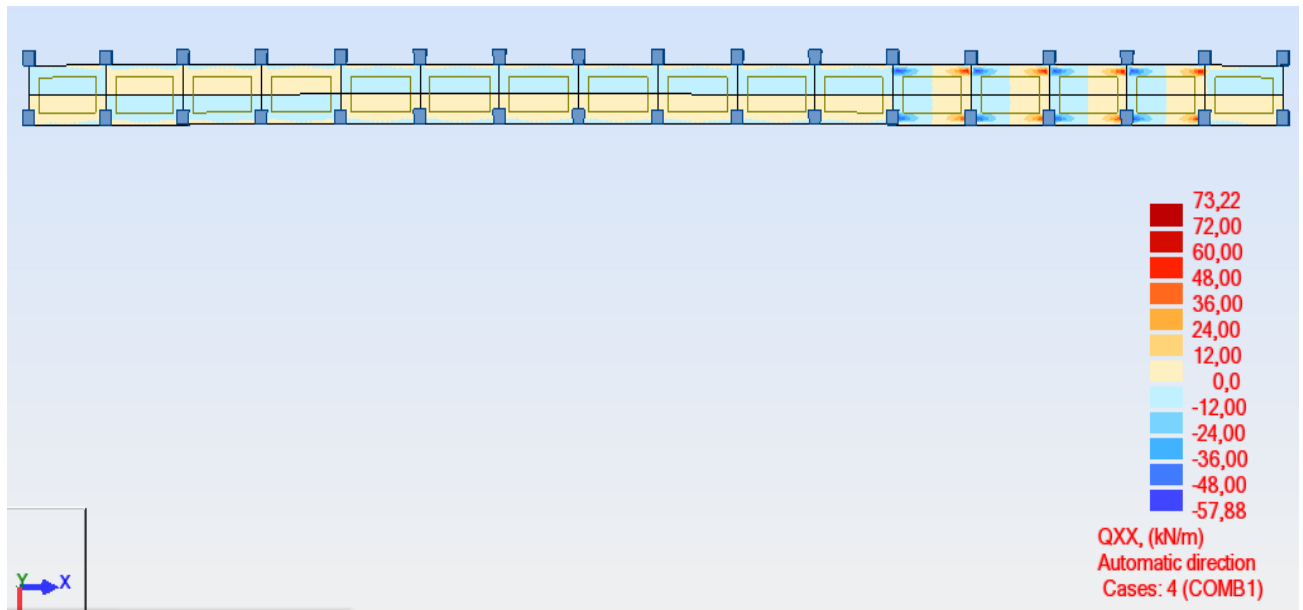
M_{xx} – Moments direction xx



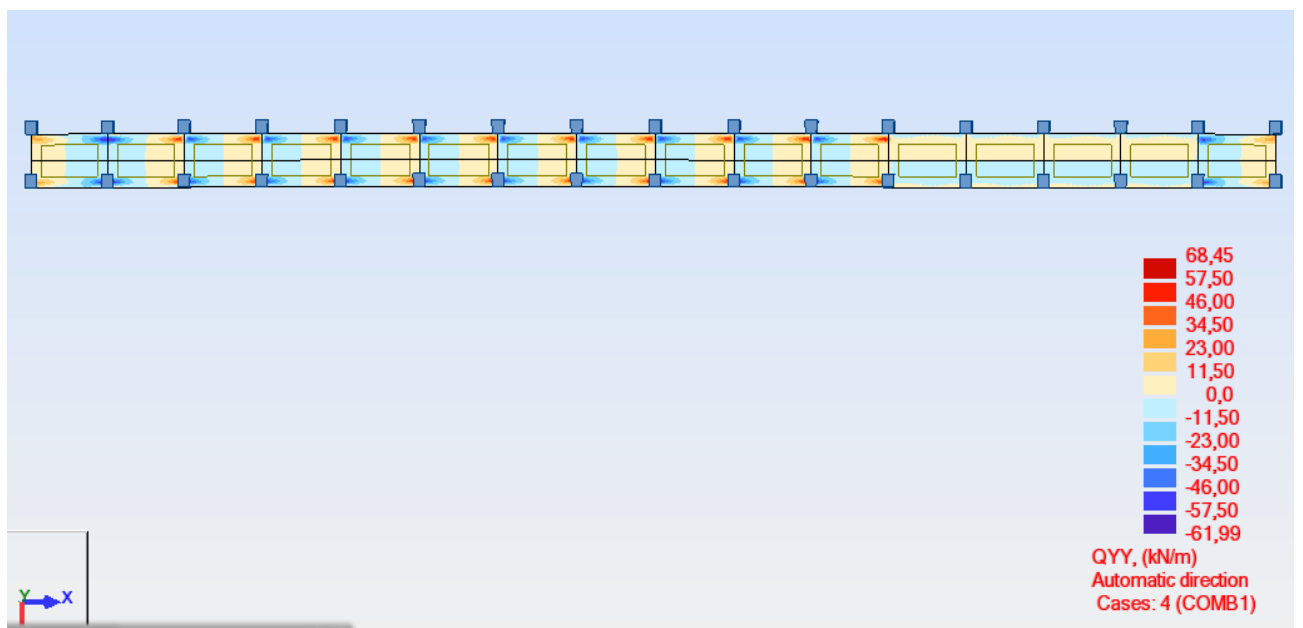
M_{yy} – Moments direction yy



Q_{xx} – Shear forces direction xx



Q_{yy} – Shear forces direction xx



Vedlegg J: Beregninger av tverrspent dekke fra excel

Dimensjonering i lengderetning			
Trekvalitet	C24		
	f_{mk} (N/mm ²)	32,00	
	f_{vk} (N/mm ²)	3,20	
Fasthetsfaktor	k_{mod}	0,90	
Profilfaktor for konstruksjonstre	γ_m	1,15	
Systemfaktor	k_{sys}	1,20	
	$k_{b,m}$	0,75	
	$k_{b,v}$	1,00	
Moment	M_{yy}	24,49	Fra analyse i robot
Skjær	V_{xx}	73,22	Fra analyse i robot
Tykkelse av dekke	t_d	270,00	
Bredde av dekke	b	1000,00	
	f_{md}	25,04	
	f_{vd}	2,50	
Kapasiteter til dekket			
	$f_{md,dekke}$	22,53913	$f_{md} * k_{b,m} * k_{sys}$
	$f_{vd,dekke}$	3,0052174	$f_{vd} * k_{b,v} * k_{sys}$
Spenninger i dekket:			
Spenninger fra moment	σ_1	2,0156379	$6 * M_{yy} / (b * t_d^2)$
Skjærspenninger	τ	0,6101667	$(9/4) * (V_{xx} / (b * t_d))$
Spenningskontroll			
Momenter	$\sigma_1 / f_{md,dekke}$	0,0894284	< 1,0 => <u>OK!</u>
Skjærkrefter	$\tau / f_{vd,dekke}$	0,2030358	< 1,0 => <u>OK!</u>

Dimensjonering i tverretning			
Dimensjoner og kapasiteter til de ulike materialene			
Profilfaktor for konstruksjonstre	γ_M	1,15	
Diameter forborede hull i dekket	$d_{\text{hull i dekke}}$	45,00	
Partialfaktor for stål i dekket	$\gamma_{M,s}$	1,15	
Tykkelse av dekke	t_d	270,00	
Bredde av dekke	b	1000,00	
Lamelloverflatens ruhet normalt på fibre	$\mu_{90,d}$	0,30	Hentet fra tabell 5.6, Håndbok 185, Statens vegvesen, side 180
Lamelloverflatens ruhet parallelt med fibre	$\mu_{0,d}$	0,25	Hentet fra tabell 5.6, Håndbok 185, Statens vegvesen, side 180
karateristisk kapasitet ved trykk tvers på fibre	$f_{c,90,k}$	5,70	
	$k_{c,90}$	1,30-2: 2004 punkt 6.1.2 (9): faktoren $k_{c,90}$ kan i henhold til NS-EN 1995-1-1 bli satt til 1,3	
Fasthetsfaktor, langtidslast	$k_{\text{mod},\text{øyeblikkslast}}$	1,10	Klimaklasse 2, konstruksjonstre, Øyeblikkslast
Fasthetsfaktor, øyeblikkslast	$k_{\text{mod},\text{langtidslast}}$	0,70	Klimaklasse 2, konstruksjonstre, langtidslast
Spennstag			
Flytespenning spennstag	$f_{y,\text{spennstag}}$	950,00	
Senteravstand mellom spennstenger	s	500,00	
Diameter spennstag	d_{stag}	26,50	
Dimensjonerende bøyefasthet	$f_{d,\text{spennstag}}$	826,09	$f_{y,\text{spennstag}}/\gamma_{M,s}$

DDDDD

Ankerplate				
Diameter ankerplate	$d_{\text{Ankerplate}}$	260,00		
Tykkelse ankerplate	$t_{\text{Ankerplate}}$	20,00		
Flytespenning ankerplate	$f_{y, \text{Ankerplate}}$	355,00		Stålkvalitet S355
Dimensjonerende fasthet	$f_{d, \text{Ankerplate}}$	308,70		$f_{y, \text{Ankerplate}} / \gamma_{M,2}$
Kapasitet ståplate	k	107,50		$(d_{\text{Ankerplate}} - d_{\text{hull i dekke}}) / 2$
Momenter og skjærkrefter				
Moment i lengderetning	M_{xx}	19,64		
Skjærkraft i tverretning	V_{xx}	73,22		
Skjærkraft i lengderetning	V_{yy}	68,45		
Spenninger i tverrsnittet				
Spenninger fra moment	σ_{M}	1,6164609		$6 * M_{yy} / (b * t_d^2)$
Spenninger fra skjær	σ_V	1,3750607		$((V_{yy} / \mu_{50,d})^2 + (V_{xx} / \mu_{0,d})^2)^{0,5} / t_d$
minimum tillatt spenning	σ_{min}	0,35		
	$\sigma_{p, \text{min}}$	1,6164609		$\max(\sigma_M, \sigma_V, \sigma_{\text{min}})$
	σ_p	3,23		
Tillatt oppspenningskraft				
Karakteristisk oppspenningskraft i stålstag	$F_{\text{strekk, spennstang, k}}$	523968,57		$(d_{\text{stag}}^2 * \pi / 4) * f_{y, \text{spennstang}}$
Dimensjonerende oppspenningskraft i spennstag	$F_{\text{strekk, spennstang, d}}$	455624,84		$(d_{\text{stag}}^2 * \pi / 4) * f_{d, \text{spennstang}}$
Maksimal tillatt oppspenningskraft i spennstag	$F_{\text{strekk, maks, Tillatt}}$	445373,28		$0,85 * F_{\text{strekk, spennstang, k}}$

Nødvendig oppspenningskraft					
Nødvendig oppspenningskraft, permanent oppspenning	$F_{\text{oppspenning, permanent}}$	218222,22			$\sigma_{p,\min} * t_d * s$
Nødvendig oppspenningskraft under oppspenning	$F_{\text{oppspenning, øyeblikkelig}}$	436444,44			$\sigma_p * t_d * s$
Anleggstrykk					
Plate mot tre, permanent oppspenning	$\sigma_{90,\text{anleggstrykk, perm}}$	3,2520737			$F_{\text{oppspenning, permanent}} / (\pi/4 * (d_{\text{Ankerplate}}^2 - d_{\text{hull i dekke}}^2) + 60 * d_{\text{Ankerplate}})$
plate mot tre, under oppspenning	$\sigma_{90,\text{anleggstrykk, øyebi}}$	6,5041473			$F_{\text{oppspenning, øyeblikkelig}} / (\pi/4 * (d_{\text{Ankerplate}}^2 - d_{\text{hull i dekke}}^2) + 60 * d_{\text{Ankerplate}})$
Treets kapasitet ved permanent oppspenning	$f_{c,90,d,\text{perm}}$	4,5104348			$(f_{c,90,k} * k_{\text{mod,langtidslast}} * k_c) / \gamma_M$
Treets kapasitet under oppspenningen	$f_{c,90,d,\text{øyebi}}$	7,0878261			$(f_{c,90,k} * k_{\text{mod,øyeblikkslast}} * k_c) / \gamma_M$
Kontroll					
kapasitet steg	$F_{\text{oppspenning, permanent}} / F_{\text{strek, mak}}$	0,98			skal være < 1,0 => ok!
Plate mot tre, permanent oppspenning	$\sigma_{90,\text{anleggstrykk, perm}} / f_{c,90,d,\text{perm}}$	0,72			skal være < 1,0 => ok!
Plate mot tre, under oppspenning	$\sigma_{90,\text{anleggstrykk, øyebi}} / f_{c,90,d,\text{øyebi}}$	0,92			skal være < 1,0 => ok!
Tykkelse av ankerplate	173,6471744	0,66			$((3 * \sigma * k^2) / F_b)^{0,5} / t_{\text{Ankerplate}} < 1,0 => \text{ok!}$

FFFFF

Vedlegg K: Beregninger innfestningsplater, bolter og sveis

Kraft fra utknekking: 5,513 kN

Antar at halvparten av vindlasten går inn i overgurt. Kraft fra vind bli da:

$$F_{vind} = 1,6 \cdot 4,27 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,277 = 11,194 \text{ kN}$$

Total horisontalkraft i avstivningsstag blir da:

$$F_x = 5,513 + 11,194 = 16,707 \text{ kN}$$

Total kraft i avstivningsstag blir da:

$$F = \frac{16,707}{\cos 56,83^\circ} = 30,536 \text{ kN}$$

Total vertikalkraft i avstivningsstag blir da:

$$F_y = 30,536 \cdot \cos 33,17 = 25,56 \text{ kN}$$

Bolter

2 stk M12 8.8 bolter.

$$F_{t,Ed} = 28,77 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = 11,2 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,72 \cdot 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 84 \text{mm}^2 = 48,4 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 84 \text{mm}^2}{1,25} = 32,3 \text{ KN}$$

$$\frac{11,2}{32,3} + \frac{28,77}{1,4 \cdot 48,4} = 0,77 \leq 1,0$$

Skjærkreftene som opptrer i disse boltene vil i realiteten være noe mindre da vindkreftene som virker på overgurt vil bli overført direkte til tverrbærende RHS-profil og ikke gjennom disse boltene.

Plate til undergurt – tre

Bruddlengde: 18+20+20+18+50=126mm

a=68 mm.

$$t = \sqrt{\frac{28770 \cdot 68 \cdot 6}{338 \cdot 126}} \approx 17 \text{ mm}$$

Formel 70

- Bruker 20 mm.

Plate sveist på RHS-profil

Bruddlengde: $34+20+18+50+74+50+18+20=288\text{mm}$

$a=34\text{ mm}$.

$$t = \sqrt{\frac{28770 \cdot 34 \cdot 6}{338 \cdot 285}} \approx 8\text{mm}$$

- Bruker 10 mm.

Plate til undergurt – stål

Bruddlengde: $34+38=76$

$a=18\text{ mm}$.

$$t = \sqrt{\frac{28770 \cdot 18 \cdot 6}{338 \cdot 76}} \approx 11\text{mm}$$

- Bruker 15 mm.

Plate sveist på RHS – profil

Bruddlengde: $34+(140+2 \cdot 38)=254\text{mm}$

$a=34\text{ mm}$.

$$t = \sqrt{\frac{28770 \cdot 34 \cdot 6}{338 \cdot 254}} \approx 9\text{mm}$$

- Bruker 10 mm

Sveis mellom plate og RHS – profil, stål.

$$N_{Ed,\perp} = 57,53\text{KN}$$

$$N_{Ed,\parallel} = 22,4\text{ KN}$$

$$l_{eff} = 2 \cdot (140 - 2 \cdot 4) = 264\text{ mm}$$

$$\frac{510}{1,25 \cdot 0,9} = 453,33$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{22\,400}{364} = 61,54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Formel 40

$$f_{\perp} = \frac{57\,530}{364} = 158,1\text{ N/mm}^2$$

Formel 41

$$a \cdot \sigma_{\perp} = a \cdot \tau_{\perp}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{158,1}{\sqrt{2}} = 111,8 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Formel 42}$$

$$a \geq \frac{\sqrt{111,8^2 + 3 \cdot (111,8^2 + 61,54^2)}}{453,33} = 0,55 \text{ mm} \quad \text{Formel 39}$$

Bruker $a=4$ mm.

Ut i fra dette ser man at $a=4$ mm vil også holde da undergurt er av trevirke. Da effektiv sveiselengde vil være lenger ved undergurt i tre.

Sveis mellom innslisete plater og feste plate.

$$N_{Ed,1,\perp} = 57,53 \text{ KN}$$

$$N_{Ed,2,\perp} = 22,4 \text{ KN}$$

$$l_{eff} = (156 - 2 \cdot 4) \cdot 4 = 592 \text{ mm}$$

$$\frac{510}{1,25 \cdot 0,9} = 453,33 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{1,\perp} = \frac{57\,530}{592} = 97,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{2,\perp} = \frac{22400}{592} = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_i = \tau_i$$

$$\tau_{1,\perp} = \frac{97,2}{\sqrt{2}} = 69 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{2,\perp} = \frac{38}{\sqrt{2}} = 26,9 \frac{N}{mm^2}$$

$$a \geq \frac{\sqrt{(69 + 26,9)^2 + 3 \cdot (69 - 26,9)^2}}{453,33} = 0,27 \text{ mm}$$

Bruker $a=4$ mm.

Innfestning av avstagningsramme til overgurt med franske treskruer

Det Antas gjennomsnittskvalitet i lameller på C21 dette gir $\rho_k = 335 \text{ N/mm}^2$ og Franske treskruer med en dimensjon $\phi 16 \text{ M4.6}$, $F_{uk} = 400 \text{ N/mm}^2$, og en lengde på 160 mm.

Dimensjoneringen av skrueforbindelsen blir da som følger:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 335}{(1,35 + 1,015 \cdot 16) \cdot 1 + 0} = 14,51 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Formel 72}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 400 \cdot 16^{2,6} = 162141 \text{ Nmm} \quad \text{Formel 73}$$

$$F_{ax,Rk} = (\pi \cdot 16 \cdot 150 \cdot 0,6)^{0,8} \cdot 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 335^{1,5} = 18547,25 \text{ N} \quad \text{Formel 74}$$

$$F_{v,Rk,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot 14,51 \cdot 150 \cdot 16 = 13929,6 \text{ N} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 162141 \cdot 14,51 \cdot 16} + \frac{18547,47}{4} = 14615,1 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow F_{v,Rk,1} = 13929,6 \text{ N} \quad \text{Formel 75}$$

$$F_{v,Rk,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 14,51 \cdot 150 \cdot 16 = 34824 \text{ N} \\ 14,51 \cdot 150 \cdot 16 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 162141}{14,51 \cdot 150 \cdot 16^2}} - 1 \right] + \frac{18547,47}{4} = 22946,65 \text{ N} \\ 2,3 \cdot \sqrt{162141 \cdot 14,51 \cdot 16} + \frac{18547,47}{4} = 18748,2 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow F_{v,Rk,2} = 18748,2 \text{ N} \quad \text{Formel 76}$$

$$F_{v,Rk} = 13929,6 + \frac{10^{-8}}{16^{-8}} \cdot (18748,2 - 13929,6) = 15134,25$$

$$F_{v,Rd} = 4 \cdot \frac{0,9}{1,3} \cdot 15134,25 = 41910,23 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rd} = 4^{0,9} \cdot \frac{0,9}{1,3} \cdot 18547,25 = 44712,9 \text{ N}$$

Kontrollformel for kombinert belastning:

$$\left(\frac{16707}{44712,9} \right)^2 + \left(\frac{25560}{41910,23} \right)^2 = 0,511 \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK!} \quad \text{Formel 77}$$

Bruk Franske treskruer $\phi 16 \text{ M4.6}$

Vedlegg L: Mail fra Moelven angående priser og bruken av bilder i oppgaven

Page 1

Fra: "Bjerke, Harald" <Harald.Bjerke@moelven.no>
 Til: Bjørnar <Bjornar@hoistad.no>
 Dato: 08/05/2012 09:49
 Tema: SV: forespørsel om bruk av bilder til oppgave.

Det er i orden.

Da må du skaffe de fra boka.

Mvh

Harald Bjerke

Gods rom

Moelven Lintre AS, Landemovolen 1, 2200 Mosjøen, Telefon: +4791387226, Fax: +479224001
 E-post: post.linke@moelven.no, www.lintre.no

Fra: Bjørnar [mailto:Bjornar@hoistad.no]
 Sendt: 7. mai 2012 14:50
 Til: Bjerke, Harald
 Emne: forespørsel om bruk av bilder til oppgave.

Hei Harald

Er det muligheter for å få låne noen bilder fra "limtreboka" dere har laget? Skal settes inn i bachelor oppgave og henvises til limtreboka.

mvh

Bjørnar

-----Original Message-----
 From: "Bjerke, Harald" <Harald.Bjerke@moelven.no>
 To: Bjørnar <Bjornar@hoistad.no>
 Dato: Wed, 2 May 2012 09:37:16 +0000
 Subject: SV: SV: Prisforespørsel Lintre

Antatte enhetspriser for fagverket på 40:

Lintre	kr 14.000
Cu impregnering	kr 2.000
Kressot impregnering	kr 2.200
Bearbeiding	kr 14.000
Sum	kr 32.200

Montasje av bru antas kr 800.000. avhengig av montasjested

Montasje av bru antas kr 800.000, avhengig av montasjested

Mvh

Harald Bjerke

Beskrivelse: Beskriv

Moevæn Lintre AS, Lundersveien 1, 2300 Moelv, Telefon: +4791307276, Fax: +476234001

E-post: post.lintre@moevæn.no, www.lintre.no

Fra: Bjørnar [mailto:bjornar@hoistad.no]

Sendt: 30. april 2012 10:22

Til: Bjerke, Harald

Emne: Re: SV: Prisforespørsel lintre

hei

sender over tegning fra Focus modellen vår.

Mvh

Bjørnar

-----Original Message-----

From: "Bjerke, Harald" <Harald.Bjerke@moevæn.no>

To: "bjornar@hoistad.no" <bjornar@hoistad.no>

Date: Fri, 27 Apr 2012 13:24:24 +0000

Subject: SV: Prisforespørsel lintre

Har du en tegning av fagverkene?

Mvh

Harald Bjerke

Beskrivelse: Beskriv

Moevæn Lintre AS, Lundersveien 1, 2300 Moelv, Telefon: +4791307276, Fax: +476234001

E-post: post.lintre@moevæn.no, www.lintre.no

Fra: Bjørnar [mailto:Bjornar@hoisted.no]
Sendt: 27. april 2012 14:51
Til: Moelven, Post
Emne: Prisforespørsel limtre

hei hei

Jeg er med i ei bachelorgruppe på høgskolen i gjøvik, der vi har hovedoppgave om ei limtrebru. Lurte på om dere kunne hjelpe oss med noen priser på limtre?

- Brua består av fagverk i limtre og er delt inn i to spenn, der den ene delen er rett og den andre delen er buet.
- Den delen som er buet er ca 28,5m, mens den rette delen er 21,6m.
- - i overgurt og undergurt har vi brukt GL32C 190x270
- - i stavene har vi brukt GL32C 165x165

Har dere evt. en prisliste vi kunne fått?

Eller benytter dere en fastpris f.eks pr kg eller løpemeteter(inkludert montering av fagverk)?

Mvh

Bjørnar Hoisted

Vedlegg:

Vedlegg M: Budsjetter for stål og tre

Post	Tekst	Erh	Masse	Material m/vinn	U/entr	Time lønn	Time forbr enh	Time forbr total	Påsl. M	Påsl. U	Påsl. L	Erhets pris	Sum	Sum.kap.
TRE ALTERNATIV														
100	Rigg og Driftskostnader	time	20,00		750,00			0,00	0,00	97,50	0,00	848	16950,00	
101	Transport lastebil - (ant.time)	mmd	8,00		900,00			0,00	0,00	117,00	0,00	1 017	7200,00	
102	Lagercontainer	mmd	8,00		3780,00			0,00	0,00	491,40	0,00	4 271	30240,00	
103	Spisebrakke - (ant.brakker)	mmd	2,00		59000,00			0,00	0,00	7280,00	0,00	63 280	112000,00	
104	Anleggsleder(50%)	m2	50,00		300,00			0,00	0,00	39,00	0,00	339	15000,00	
105	Reis - rigging	dager	80,00		125,00			0,00	0,00	16,25	0,00	141	7500,00	
	Stillas - leie	m2	600,00		1,00			0,00	0,00	0,13	0,00	1	600,00	
	Stillas - leie	m2	60,00		600,00			0,00	0,00	78,00	0,00	678	36000,00	
106	Tilkopling - provisjonskVVS + EL	RS	1,00		25000,00			0,00	0,00	3250,00	0,00	28 250	28250,00	
107	Elurety, kabler, kasser etc.	RS	1,00		15000,00			0,00	0,00	1950,00	0,00	16 950	16950,00	
108	Avfallshåndtering	RS	8,00		750,00			0,00	0,00	97,50	0,00	848	6780,00	
110	Strømførbok brakkerigg - (oppvarming, forbruk)	kwh	105,00		192,00			0,00	0,00	24,96	0,00	217	22780,80	
112	HMS - arbeid	RS	1,00					0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	
	Lysregulering	RS	1,00		5000,00			0,00	0,00	650,00	0,00	5 650	5650,00	
	Trafikkløring	RS	1,00		5000,00			0,00	0,00	650,00	0,00	5 650	5650,00	
	provisjonsrekkeverk	RS	1,00		10000,00			0,00	0,00	1300,00	0,00	11 300	11300,00	
	sikingsstunnel av vegbane	m2	64,00		350			0,00	0,00	45,50	0,00	396	25312,00	
113	KS - arbeid	RS	1,00		10000,00			0,00	0,00	1300,00	0,00	11 300	11300,00	<u>358462,80</u>
200	Trearbeider													
201	Limtre fagverk	m3	4		32200			0,00	0,00	4188,00	0,00	36386,00	145717,74	
	1 Prefab. Limtre fagverk inkl kreosot, cu impregnering og bearbeiding (inkl.sling)													
	2 Montering av fagverk inkl. transport og stor mobilkran	RS	1		800000			0,00	0,00	0,00	0,00	800000,00	800000,00	<u>945717,74</u>

202 Avstivende rammer i stål												
1 Nedre stag, avstivingsramme, festeptil undergurt(HUP 120x80x6)												
	stk	30,00				0,40	12,00	0,00	0,00	16,12	140,12	4203,60
2 Avstivende stag opp til overgurt(HUP 60x60x3) (inkl.montering og fastsveisling)												
	stk	30,00				0,50	15,00	0,00	0,00	20,15	175,15	5254,50
3 HUP 60x60x3												
	kg	343,50	20,00				0,00	0,00	2,60	0,00	22,60	7763,10
HUP120x80x6												
	kg	1142,10	20,00				0,00	0,00	2,60	0,00	22,60	25811,46
												<u>49032,66</u>
300 Tverspent dekke(laminert)												
301												
1 dekke 270x42 +føstemiåler												
	lm	762,45	105,80			0,10		13,75	0,00	4,03	155	117862,57
Silldekke												
	lm	700,00	23,65			0,10		3,07	0,00	4,03	61,75	43228,15
Spennstenger (inkl.montering)												
	stk	210,00	25,00			0,67		0,00	3,25	27,00	262,95	55219,71
												<u>216310,43</u>
400 Blikkenslager												
401												
1 Kobberbeslag på overgurt inkl montering av kobberbeslag												
	m2	20	800			1,00	20,00	0,00	104,00	40,30	1254,30	25085,00
												<u>25 085</u>
Div uforutsett (7%)												111000,00
	stk	1,00					0,00	0,00		0,00	111000,00	111000,00
Totalt kost=												<u>1 589 610</u>
												<u>111000,00</u>
Sum eks. mva.												1700609,63
25 % mva.												425152,41
Sum inkl. mva.												<u>2125762,04</u>

00000

Post	Tekst	Enh	Masse	Material m/sgvinn	Uentr	Time lønn	Time forbr	Time forbr ent	Time forbr total	Påsl. M	Påsl. U	Påsl. L	Enhets pris	Sum	Sum.kap.
					310,00	0,13	0,13								
STAL ALTERNATIV															
100 Rigg og Driftskostnader															
101	Transport løsebil - (ant timer)	time	20,00		750,00		0,00		0,00	0,00	97,50	0,00	848	16950,00	
102	Lagercontainer	mnd	8,00		900,00		0,00		0,00	0,00	117,00	0,00	1 017	7200,00	
103	Spisebrakke - (ant brakker)	mnd	8,00		3780,00		0,00		0,00	0,00	491,40	0,00	4 271	30240,00	
104	Anleggsleder(50%)	mnd	2,00		56000,00		0,00		0,00	0,00	7280,00	0,00	68 280	112000,00	
105	Rais - rigging	m2	50,00		300,00		0,00		0,00	0,00	38,00	0,00	339	15000,00	
	1 Rais - leie	dage	60,00		125,00		0,00		0,00	0,00	16,25	0,00	141	7500,00	
106	Stillas - rigg	m2	600,00		1,00		0,00		0,00	0,00	0,13	0,00	1	600,00	
	1 Stillas - leie	m2	60,00		600,00		0,00		0,00	0,00	78,00	0,00	678	36000,00	
107	Tilkjøping - provisorisk VVS + EL	RS	1,00		25000,00		0,00		0,00	0,00	3250,00	0,00	28 250	28250,00	
108	Elutstyr, kabler, kasser etc.	RS	1,00		15000,00		0,00		0,00	0,00	1950,00	0,00	16 950	16950,00	
109	Avfallshåndtering	RS	8,00		750,00		0,00		0,00	0,00	97,50	0,00	848	6780,00	
110	Strømførbruk brakkerigg - (oppvarming, førbruk)	kwh	105,00		192,00		0,00		0,00	0,00	24,96	0,00	217	22780,80	
111	HMS - arbeid	RS	1,00				0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	
	1 Lysregulering	RS	1,00		5000,00		0,00		0,00	0,00	650,00	0,00	5 650	5650,00	
	2 Trafikkulering	RS	1,00		5000,00		0,00		0,00	0,00	650,00	0,00	5 650	5650,00	
	3 provisorisk rekkverk	RS	1,00		10000,00		0,00		0,00	0,00	1300,00	0,00	11 300	11300,00	
	4 sikringsstunnel av vegbane	m2	64,00		350		0,00		0,00	0,00	46,50	0,00	386	25312,00	
112	KS - arbeid	RS	1,00		10000,00		0,00		0,00	0,00	1300,00	0,00	11 300	11300,00	
															359462,80
200 Stålarbeider															
201															
	1 Sveis- og boltarbeider(i skjøt)	RS	1,00		15000,00		0,00		0,00	0,00	1950,00	0,00	16 950	16950,00	
	2 Maling av stå (i skjøt)	RS	1,00		5000,00		0,00		0,00	0,00	650,00	0,00	5 650	5650,00	
202	Stålfagverk														
	1 Fretab Stålfagverkslyngrensset og primet	RS	1		10 996		0,00		0,00	0,00	1429,52	0,00	12425,82	12425,82	
	90x90x6,3	kg	2657,06		20,00		0,00		0,00	0,00	2,60	0,00	22,60	60048,33	
	140x140x8	kg	7687,68		20,00		0,00		0,00	0,00	2,60	0,00	22,60	173741,57	
	2 Montering av fagverk (heises på plass, midlertidig avstiving)	stk	2,00				10,00		0,00	0,00	0,00	403,00	3503,00	7006,00	
	3 Transport av fagverk	time	20,00		650,00		0,00		0,00	0,00	84,50	0,00	734,50	14690,00	
	4 Stor mobilkran - (+rigg av/kran, bil - og frakjøring)2200,-	time	25,00		2200,00		0,00		0,00	0,00	286,00	0,00	2486,00	62150,00	
	5 Liten mobilkran	time	400,00		850,00		0,00		0,00	0,00	110,50	0,00	960,50	384200,00	
															736882,72

203 Avstivende rammer i stål										
1 Nedre stag, avstivingsramme, festeplott til undergurt(HUP 120x80x6)	stk	30,00		0,40	12,00	0,00	0,00	16,12	140,12	4208,60
2 Avstivende stag opp til overgurt(HUP 80x60x6)	stk	30,00		0,50	15,00	0,00	0,00	20,15	175,15	5254,50
(inkl. montering og tasis veising)	kg	343,50	20,00		0,00	0,00	2,60	0,00	22,60	7768,10
3 HUP 80x60x6	kg	1142,10	20,00		0,00	0,00	2,60	0,00	22,60	25811,46
HUP 120x80x6										<u>49032,66</u>
300 Tverrspernt dekke(laminert)										
301	lm	762,46	105,80	0,10		13,75	0,00	4,03	165	117882,57
1 dekke 270x42 + fastmidler	lm	700,00	23,65	0,10		3,07	0,00	4,03	61,75	43228,15
Slitedekke	stk	210,00	25,00	0,67		0,00	3,25	27,00	262,95	56219,71
Spennstenger (inkl. montering)										<u>216310,43</u>
Div ufonduttset(ca 7%)										
	stk	1,00	95000,00		0,00	0,00	0,00	0,00	95000,00	95000,00
									Totalt kostf	<u>1355668,61</u>
										<u>95000,00</u>
Sum eks. mva.										1450668,61
25 % mva.										362667,15
Sum inkl. mva.										<u><u>1813335,76</u></u>

QQQQQ