



BACHELOROPPGAVE:

**BÆRENDE TREKONSTRUKSJONER OG  
SAMMENFØYNINGER**

FORFATTERE: MAGNUS MØLLER BÆREN  
LARS VIDAR LEIKÅSEN  
ARNE THOMAS WESTERN

Dato: 15. mai 2013

## Presentasjon av bacheloroppgaven

Tittel: Bærende trekonstruksjoner og sammenføyninger		Dato: 15.05.2013
Deltakere: Arne Thomas Western Lars Vidar Leikåsen Magnus Møller Bæren		
Veileder: Harald B. Fallsen, Høgskolen I Gjøvik		
Oppdragsgiver: Høgskolen i Gjøvik		
Stikkord/ nøkkelord: Takkonstruksjon, lange spenn, fagverk, limtre , sammenføyninger, miljø, økonomi		
Antall sider/ord: 80 / 15 783	Antall vedlegg: 8	Publiseringsavtale inngått: Ja
Kort beskrivelse av bacheloroppgaven:  Denne oppgaven går ut på å konstruere/dimensjonere et hovedbæresystem for en takkonstruksjon på en skole ved bruk av trevirke. Her skal det vurderes hvorvidt limtre kan være et alternativ til stål når man tar i betraktning arkitektoniske krav, miljø og funksjonalitet. Det skal også vurderes hvordan limtrebjelkene kan sammenføres på en hensiktsmessig måte. Alle beregninger gjøres etter gjeldene standarder.		

## Sammendrag

Denne rapporten omhandler bærende trekonstruksjoner og sammenføyninger, hvor det er gjort et forsøk på et spesifikt prosjekt. Dette prosjektet er en takkonstruksjon med lange spenn og store lastbredder. I rapporten er takkonstruksjonen dimensjonert med limtrebjelker og fagverk, det er konstruert sammenføyninger og det er funnet argumentasjoner for å velge tre i en bærende konstruksjon. Sammenføyningene er utformet i stål og det er benyttet stål kvalitet S355, mens limtrekvaliteten som er brukt er CE L40c. Det er tatt forbehold om at alt av søyler og veggen som takbjelkene ligger på tåler alle kreftene de blir utsatt for.

Takkonstruksjonen er på en skole som skal bygges i Skedsmo kommune. Taket skal i virkeligheten utformes i stål, noe som er relativt vanlig i store konstruksjoner.

Takkonstruksjonen er røft regnet 3000 m<sup>2</sup>, så dette er et stort tak med lange spenn og store lastbredder som gjør at flere av bjelkene får stor påkjenning. Det er bjelker opp i en lengde på 23,9 m og bjelker som får lastbredder opp til 8,4 m.

Oppbyggingen av taket fra topp til bunn er Sedum – tak, membran duk, 270 mm isolasjon og selvbærende takplater.

Lastene som er brukt ved dimensjoneringen av takbjelkene er utformet ut ifra et samarbeid med veileder og tolkning av gjeldene standarder. I tillegg kommer egenlasten fra de selvbærende takplatene, isolasjon og sedumtaket. Egenlasten for disse materialene er hentet fra leverandørene sine nettsider. Dimensjoneringen av takbjelkene er gjort i henhold til gjeldene standarder og lærebøker i konstruksjonslære. Samtlige dimensjoneringer av takbjelkene er gjort for hånd. I beregningene er det tatt hensyn til snølast og vindlast. Det er beregnet for bruddlast, brukslast og brannlast.

Fagverkene er kun beregnet for størrelsen på over-, undergurt og stavene, det er ikke blitt gjort noen beregninger på forbindelsene i knutepunktene.

Limtrebjelkene ble delt opp slik at det ble 5 forskjellige tverrsnitt pluss de to fagverkene. De fem tverrsnittene for limtrebjelkene ble 440 x 1440 mm, 220 x 1080 mm, 220 x 1520 mm, 400 x 1560 mm og 360 x 1480 mm. Fagverkernes dimensjon ble overgurt = 480 x 320 mm, undergurt = 480 x 480 mm, staver = 180 x 480 mm og overgurt = 320 x 360 mm, undergurt = 320 x 440 mm, staver = 180 x 320 mm.

Videre tar rapporten for seg sammenføyningen av disse bjelkene. Både for endeopplegg hvor 3 bjelker skal sammenføyes, endeopplegg hvor en enslig bjelke skal føres ned i søylen og innvendige opplegg hvor forskjellige bjelker skal skjøtes, samt like bjelker skal skjøtes. Løsningen som ble valgt for dette er en form for bjelkesko, hvor oppleggsarealet var det som var avgjørende for valget.

Det siste punktet som rapporten inneholder er hvorfor bør man velge tre som bærende materiale. Det er utarbeidet argumenter for og imot tre, hvor disse faktorene er tatt i betraktning miljø, brann, estetikk og økonomi.

For å fremheve miljøvennlige egenskaper viser rapporten til en livssyklusanalyse hvor det blir sammenlignet mellom CO<sub>2</sub> – utslippene til stål og tre. Her viser tre seg å være et mer miljøvennlig materiale.

Rapporten forklarer hvordan takkonstruksjonen brannklassifiseres. Her kommer det frem at bjelkene må tilfredsstillende et brannkrav på R60. I resultatet av branndimensjoneringen viser det seg at limtrebjelkene er veldig solide i forhold til brann. Det er også gjort branndimensjonering på fagverkene, men på samme måte som i dimensjoneringen er det ikke tatt hensyn til forbindelsene i knutepunktene.

På dette prosjektet er det satt estetiske krav fra arkitekten. De estetiske kravene ble ikke tilfredsstillende ved bruk av limtre, på grunn av de store dimensjonene. Men med små justeringer som beskrevet i konklusjonen kunne dette blitt løst.

## Forord

Denne rapporten er utarbeidet som en del av en bacheloroppgave ved Høgskolen i Gjøvik, og skal avdekke om det er mulig å bruke treverk som hovedbæresystem i relativt store takkonstruksjoner. Dette hadde vi lyst til å undersøke fordi tre er et miljøvennlig materiale, et materiale som har lange tradisjoner i Norge og et materiale som i stor grad er tilgjengelig i dette landet. I forbindelse med dette ønsket som en mulig problemstilling for bacheloroppgaven kontaktet vi Norconsult AS avd. Gjøvik, ved Eirik Skåren. Han presenterte deretter et ideelt prosjekt der vi kunne se på muligheten for bruk av treverk som hovedbæresystem i takkonstruksjonen. Prosjektet er en skole som skal bygges i Skedsmo kommune, hvor Norconsult beregnet stål som materiale i hovedbæresystem. Dette var et tak av en sånn dimensjon at vi ikke uten videre kunne si for sikkert at trevirke ville være sterkt nok som hovedbæresystem. Forsøket er gjort ved hjelp av manuelle beregninger i henhold til gjeldende standarder.

Vi vil gjerne benytte anledning til å takke Eirik Skåren ved Norconsult som har vært delaktig i veiledning og som har gitt oss grunnlag for bacheloroppgaven. Vi vil takke Kato Sveen ved Moelven Limtre som har vært behjelpelig med teori og prisgrunnlag for limtre. Vi vil også takke vår veileder Harald B. Fallsen.

14/5-2013

Dato

A.T. Western

Arne Thomas Western

Gjøvik

Sted

Lars V. Leikåsen

Lars Vidar Leikåsen

Magnus M. Børen

Magnus Møller Børen

## Innholdsfortegnelse

<b>1.0</b>	<b>Innledning .....</b>	<b>1</b>
1.1	Introduksjon .....	1
1.2	Om prosjektet Bråtejordet skole.....	2
1.3	Problemstilling .....	3
1.4	Omfang .....	3
<b>2.0</b>	<b>Metode.....</b>	<b>5</b>
2.1	Strategi.....	5
2.2	Metodevalg .....	5
2.3	Teori .....	7
2.3.1	Tilgjengelighet og tradisjoner .....	7
2.3.2	Treets egenskaper .....	8
2.3.3	Limtre .....	13
2.3.4	Brann .....	18
2.3.5	Fagverk .....	20
2.3.6	Sammenføyninger .....	21
2.3.7	Miljø .....	23
2.3.8	Transport og montering .....	25
2.4	Laster på takkonstruksjonen .....	27
2.4.1	Snølast .....	27
2.4.2	Nyttelast.....	28
2.4.3	Vindlaster.....	28
2.4.4	Egenvekt .....	29
2.4.5	Egenvekt bjelke .....	29
2.5	Dimensjonering av tre .....	29
2.5.1	Dimensjonerende bruddlast .....	30
2.5.2	Dimensjonerende brukslast.....	30
2.5.3	Bøyespenning.....	31
2.5.4	Skjærspenning.....	31
2.5.5	Nedbøyning.....	32
2.5.6	Fagverksbjelke .....	33

2.5.7	Branndimensjonering .....	35
2.6	Dimensjonering av forbindelser .....	37
2.6.1	Utforming av sammenføyninger .....	37
2.6.2	Nødvendig oppleggsareal ved sammenføyninger .....	40
2.6.3	Tykkelse på stålplater ved sammenføyninger av 3 bjelker .....	41
2.6.4	Tykkelse på stålplater ved sammenføyninger av to bjelker og enkeltbjelker .....	41
2.6.5	Sveis .....	42
2.6.6	Branndimensjonering av forbindelser .....	43
2.7	Økonomi .....	43
<b>3.0</b>	<b>Resultat.....</b>	<b>44</b>
3.1	Resultat for dimensjonering av tre .....	44
3.1.1	Dimensjoneringsresultater .....	44
3.1.2	Resultat limtre dimensjonering.....	45
3.1.3	Resultat fagverksdimensjonering.....	46
3.1.4	Resultat branndimensjonering .....	47
3.2	Resultat for dimensjonering av sammenføyninger.....	47
3.2.1	Dimensjonstabell for stålplater .....	47
3.3	Bærepunkter i yttervegg .....	49
3.3.1	BPY 1 og BPY 2 .....	49
3.3.2	BPY 3, BPY 4 og BPY 5 .....	50
3.3.3	BPY 6 .....	51
3.3.4	BPY 7, BPY 8 og BPY 9 .....	52
3.3.5	BPY 10 .....	53
3.3.6	BPY 11, BPY 12, BPY 13 og BPY 20 .....	54
3.3.7	BPY 14 og BPY 15 .....	57
3.3.8	BPY 16 .....	58
3.3.9	BPY 17, BPY 18 og BPY 19 .....	59
3.4	Bærepunkter innvendig.....	61
3.4.1	BPI 1 .....	62
3.4.2	BPI 2 .....	64
3.4.3	BPI 3 .....	65
3.4.4	BPI 4 .....	66
3.4.5	BPI 5 .....	67

3.4.6	BPI 6.....	68
3.5	Resultat for branndimensjonering av forbindelser.....	69
3.6	Resultat for hvorfor tre bør vurderes.....	69
3.6.1	Økonomi.....	69
3.6.2	Miljø.....	69
3.6.3	Positive og negative egenskaper ved bruk av tre.....	69
<b>4.0</b>	<b>Analyse og diskusjon.....</b>	<b>71</b>
4.1	Dimensjonering av limtre og fagverk.....	71
4.2	Branndimensjonering.....	72
4.3	Dimensjonering av forbindelser.....	73
4.4	Branndimensjonering av stål.....	74
4.5	Hvorfor tre bør velges som materiale i bæresystemet.....	74
4.5.1	Økonomi.....	74
4.5.2	Miljø.....	74
4.5.3	Negative sider ved bruk av tre som er avdekket.....	75
<b>5.0</b>	<b>Konklusjon.....</b>	<b>76</b>
<b>6.0</b>	<b>Litteraturliste.....</b>	<b>78</b>
Vedlegg 1	Bjelkedimensjonering.....	I
Vedlegg 2	Fagverk.....	XXI
Vedlegg 3	Oppleggskrefter.....	XLVI
Vedlegg 4	Oppleggsareal.....	LXX
Vedlegg 5	Dimensjonering av stålplater.....	XCI
Vedlegg 6	Skisse av tak.....	CXVIII
Vedlegg 7	Økonomi.....	CXIX
Vedlegg 8	Mail fra ingeniør ang. sammenføyninger.....	CXXII



## Figuroversikt

Figur 1: Form på takkonstruksjon .....	2
Figur 2: Bøyespennning i bjelke .....	8
Figur 3: Trykkspennning i samme retning som trefibrene .....	9
Figur 4: Trykkspennning vinkelrett på fiberretning .....	9
Figur 5: Strekkspennning i samme retning som trefibrene .....	10
Figur 6: Strekkspennning vinkelrett på fiberretning .....	10
Figur 7: Skjærspennning på bjelke .....	11
Figur 8: Bjelker som er limt sammen og har fullt statisk samvirke .....	13
Figur 9: Bjelker som ikke er limt sammen .....	13
Figur 10: Liming og sammenpressing av lameller (Carling, Holmestad og Gross 2002) .....	15
Figur 11: Produksjonsprosessen for limtre (Carling, Holmestad og Gross 2002) .....	16
Figur 12: Risikoklasse ( <i>Veiledning om tekniske krav til byggverk</i> 2010, § 11-2, gjengitt med tillatelse fra Direktoratet for byggkvalitet) .....	19
Figur 13: Brannklasse ( <i>Veiledning om tekniske krav til byggverk</i> 2010, § 11-3, gjengitt med tillatelse fra Direktoratet for byggkvalitet) .....	19
Figur 14: Brannklasser ( <i>Veiledning om tekniske krav til byggverk</i> 2010, § 11-4, gjengitt med tillatelse fra Direktoratet for byggkvalitet) .....	20
Figur 15: Fagverksbjelke, foto: Lars Vidar Leikåsen .....	20
Figur 16: Dybelforbindelse i fagverkskonstruksjon, foto: Lars Vidar Leikåsen .....	22
Figur 17: Innslissede stålplater i fagverkskonstruksjon, foto: Lars Vidar Leikåsen .....	22
Figur 18: Kraftoverføring fra fagverk til søyle med bjelkesko, foto: Lars Vidar Leikåsen .....	23
Figur 19: Treproduktene kretsløp .....	25
Figur 20: Unøyaktig lastbilde for $\mu$ - faktor .....	27
Figur 21: Lastbilde for $\mu$ - faktor .....	27
Figur 22: Dybelforbindelse sett fra siden      Figur 23: Dybelforbindelse sett ovenfra .....	38
Figur 25: Innslisset bjelkesko sett ovenfra .....	39
Figur 27: Utenpåliggende bjelkesko sett ovenfra .....	39
Figur 24: Innslisset bjelkesko sett fra siden .....	39
Figur 26: Utenpåliggende bjelkesko sett fra siden .....	39
Figur 28: Utføring av sveis .....	42
Figur 29: Modell av takkonstruksjon .....	44
Figur 30: BPY 1 og 2 .....	49

Figur 31: BPY 1 og 2 med mål .....	49
Figur 32: BPY 3,4 og 5.....	50
Figur 33: BPY 3,4 og 5 med mål .....	50
Figur 34: BPY 6 .....	51
Figur 35: BPY 6 med mål .....	51
Figur 36: BPY 7, 8 og 9.....	52
Figur 37: BPY 7, 8 og 9 med mål .....	52
Figur 38: BPY 10 .....	53
Figur 39: BPY 11 .....	54
Figur 40: BPY 12 .....	55
Figur 41: BPY 13 .....	55
Figur 42: BPY 20 .....	56
Figur 43: BPY 14 .....	57
Figur 44: BPY 15 .....	57
Figur 45: BPY 16 .....	58
Figur 46: BPY 17 .....	59
Figur 47: BPY 18 .....	60
Figur 48: BPY 19 .....	60
Figur 49: Bjelkesko med forskjellig bjelkebredde .....	61
Figur 50: BPI 1.....	62
Figur 51: Innfesting ved BPI 1.....	63
Figur 52: BPI 2.....	64
Figur 53: BPI 3.....	65
Figur 54: BPI 4.....	66
Figur 55: BPI 5.....	67
Figur 56: BPI 6.....	68

## Formeloversikt

Formel 1 – Snølast.....	28
Formel 2 – Hastighetstrykk.....	28
Formel 3 – Utvendig vindlast.....	29
Formel 4 - Egenvekt bjelke.....	29
Formel 5 – Last i bruddgrensetilstand.....	30
Formel 6 – Dimensjonerende bøyespenning.....	31
Formel 7 – Dimensjonerende moment.....	31
Formel 8 – 3 momentslikningen.....	31
Formel 9 – Kontroll minste motstandsmoment.....	31
Formel 10 – Motstandsmoment.....	31
Formel 11 - Dimensjonerende skjærfasthet.....	31
Formel 12 – Dimensjonerende skjærkraft for fritt opplagt bjelke.....	32
Formel 13 – Dimensjonerende skjærkraft for kontinuerlig bjelke.....	32
Formel 14 – Kontroll minste høyde med tanke på skjær inkl. redusert skjærkraft.....	32
Formel 15 – Last i bruksgrensetilstand.....	30
Formel 16 – Treghetsmoment.....	32
Formel 17 – Nedbøyning på midten av en fritt opplagt bjelke.....	32
Formel 18 – Nedbøyning midt i spennene for en kontinuerlig bjelke.....	32
Formel 19 – Dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen.....	33
Formel 20 – Dimensjonerende strekkfasthet i fiberretningen.....	33
Formel 21 – Moment på midten med skrålast.....	33
Formel 22 - Resultant skrålast.....	33
Formel 23 – Oppleggskrefter med skrålast.....	33
Formel 24 – Strekk/trykk ved over- og undergurt.....	34
Formel 25 – Minste areal for strekk og trykk.....	34
Formel 26 – Slankhet.....	34
Formel 27 – Relativ slankhet.....	34
Formel 28 – $k_i$ for limtre.....	34
Formel 29 – Knekkfaktor.....	34
Formel 30 – Minste tverrsnittsareal for trykkstaver.....	34
Formel 31 – Minste høyde på tverrsnittet.....	34

Formel 32 – Minste tverrsnittsareal for strekkstaver .....	35
Formel 33 – Brannlast.....	35
Formel 34 – Dimensjonerende moment ved brann.....	35
Formel 35 – 3 momentslikningen ved brann.....	35
Formel 36 – Dimensjonerende skjærkraft ved brann for fritt opplagt bjelke.....	35
Formel 37 – Dimensjonerende skjærkraft ved brann for kontinuerlig bjelke.....	35
Formel 38 – Forkullingsdybde.....	36
Formel 39 – Resterende areal ved brannangrep på 4 sider.....	36
Formel 40 – Resterende motstandsmoment.....	36
Formel 41 – Dimensjonerende bøyespenning ved brann.....	36
Formel 42 – Dimensjonerende skjærfasthet brann.....	36
Formel 43 - Kontroll resterende motstandsmoment ved brann.....	36
Formel 44 – Kontroll resterende areal ved brann.....	36
Formel 45 – Dimensjonerende strekkfasthet i fiberretningen ved brann.....	37
Formel 46 – Dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen ved brann.....	37
Formel 47 – Oppleggskrefter med skrålast ved brann.....	37
Formel 48 – Moment på midten med skrålast ved brann.....	37
Formel 49 – Søylekapasitet ved brann.....	37
Formel 50: Dimensjonerende trykkfasthet vinkelrett på fiberretningen.....	40
Formel 51 – Nødvendig oppleggsareal.....	40
Formel 52 – Bjelkens oppleggskapasitet.....	40
Formel 53 – Nedbøyning utkraget, fast innspent bjelke.....	41
Formel 54 – Maksimalt tillatt bøyespenning.....	41
Formel 55 – Minste motstandsmoment for stål.....	41
Formel 56 – Minimumshøyde på stålplate.....	41
Formel 57 – Sveisens dimensjonerende skjærspenning.....	42
Formel 58 – Sveisens a – mål (forenklet metode).....	42

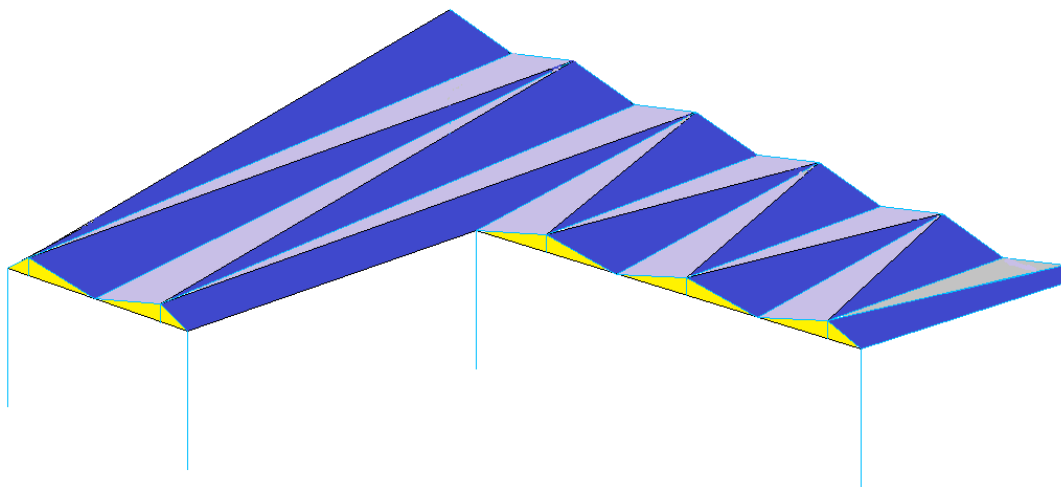
## **1.0 Innledning**

### **1.1 Introduksjon**

I dagens byggebransje kan man ofte se at det miljøvennlige materialet tre blir valgt bort som bærende materiale i større bygg. Med større bygg menes skoler, forsamlingslokaler, haller og lignende der enkelte spenn overstiger 20 meter. Målet med oppgaven er å undersøke hvorvidt det er mulig å bruke limtre som et alternativ til stål i større bygg, og om mulig hvilke positive effekter dette kan få for samfunnet. Dette målet blir prøvd ut gjennom et reelt prosjekt som omhandler hovedbæresystemet i takkonstruksjonen på en skole. Med dette målet kan oppgaven være nyttig for arkitekter, aktører i byggebransjen, samt andre som er involverte i byggesaker og byggeprosjekter i denne størrelsesorden. Med dette forsøket kan man da vurdere limtre som et alternativ i byggeprosjekt hvor man tidligere hadde valgt stål. Det er selvfølgelig et økonomisk aspekt forbundet med valg av stål, men vi mener det offentlige i større grad burde gå foran som et godt eksempel for å få mer fokus på miljø og omgivelsene. Limtre sees ofte mer brukt i prestisjeprosjekter, som for eksempel hallene som ble bygget til de olympiske lekene i 1994, enn i andre store bygninger som ikke har den samme internasjonale oppmerksomheten. Formålet vil da være å bidra til at dette kan forandres slik at tre oftere vil bli brukt som bærende materiale ved større prosjekter enn i dag.

## 1.2 Om prosjektet Bråtejordet skole

Prosjektet som ligger til grunn for forsøket er en ny skole som skal oppføres på Bråtejordet i Skedsmo kommune, der hovedbæresystemet skal utføres i stål. Dette skal bli en ungdomsskole for 15 klasser med opptil 30 elever pr. klasse og ca. 50 ansatte. Den skal stå ferdig til skolestart i august 2014 og skal utføres som en totalentreprise med byggestart vinter/vår 2013. Utformingen av skolen ble bestemt som følge av en arkitektkonkurranse der White arkitekter vant med forslaget ”Rammer og nivåer”. Skedsmo kommune skriver på sine nettsider at ”Rammer og nivåer berømmes for god plassering på tomten og et spennende arkitektonisk grep. Prosjektets konsept er arealeffektivt og forutsettes å kunne videreutvikles på en god måte til det skoleprosjektet kommunen samlet sett er best tjent med” (Bergersen 2012). Denne rapporten vil baseres på tegninger gitt av Norconsult, som har påtatt seg jobben med å konstruere bygget. Bygget har en L – form der gavlsiden er 84 meter og den andre er 70 meter. Det samlede bruttoarealet blir i underkant av 7000 m<sup>2</sup> fordelt på tre etasjer. Formen på takkonstruksjonen kommer frem på figur 1.



Figur 1: Form på takkonstruksjon

### 1.3 Problemstilling

For å konkretisere bacheloroppgaven er det formulert en problemstilling som har til hensikt å spesifisere oppgavens retning, omfang og mål. Dette er gjort for å løse oppgaven med minimalt av begrensninger, men samtidig med rom for nye faktorer som vil være avgjørende for oppgaven.

*Er det mulig å utføre bæresystemet i limtre på en slik måte at kravene til arkitekten overholdes? Hvordan kan problematikken med sammenføyninger av bjelkene løses på best mulig måte? Hvorfor bør tre vurderes som materiale i bæresystemet?*

### 1.4 Omfang

Denne oppgaven skal besvare problemstillingen gjennom et reelt prosjekt som er hovedbæresystemet i takkonstruksjonen på Bråtejordet skole. For å utdype omfanget av oppgaven blir det her nærmere beskrevet hvilken hensikt og forutsetninger som stilles for de forskjellige spørsmålene i problemstillingen.

*Er det mulig å utføre bæresystemet i limtre på en slik måte at kravene til arkitekten overholdes?*

Dette er et spørsmål som blir sentralt for oppgavens konklusjon. Her skal limtrebjelkene testes og dimensjoneres ut i fra de samme kreftene og forutsetningene som en stålkonstruksjon hadde blitt dimensjonert ut i fra. Det vil si at limtrebjelkene må kunne ta de samme store spennene og lastene som stålet kunne tatt, uten at det blir gjort forandringer på tegningene til arkitekten med flere søyler og bærevegger. Det forutsettes at de bærende søylene og veggene er tilstrekkelig avstivet, både mot moment og krefter sideveis, og at det ikke er begrensninger for hvor mye last de tåler. Ut ifra mottatte detaljtegninger skal taket utføres med selvbærende takplater, som blir isolert på oversiden med 270 mm trykkfaste plater. Det forutsettes at disse tåler den påkjente lasten. Taktekkingen skal utføres med Sedum – tak, som er en form for torvtak. På undersiden skal det være en akustikkhimling. For å overholde kravene til arkitekten kan ikke bjelkene være høyere enn 900 mm. Dette er for å skjule bjelkene slik at himlingen får en overflate hvor det ikke er noen synlige bjelker. Der det er hensiktsmessig vil fagverk bli vurdert, hvor over- og undergurt samt staver skal dimensjoneres. Knutepunktene i

fagverket kommer ikke til å bli dimensjonert fordi dette er blitt gjort ved flere tidligere prosjekter. I tillegg tas det ikke hensyn til nedbøyning på fagverket fordi dette avhenger av forbindelsesmidlets stivhet i knutepunktene (Carling, Holmestad og Gross 2002). Dette medfører at det bare blir tatt hensyn til trevirket ved branndimensjonering av fagverket, og ikke knutepunktene.

*Hvordan kan problematikken med sammenføyninger av bjelkene løses på best mulig måte?*

Her skal oppgaven ta for seg de mest aktuelle måtene man kan sammenføye limtrebjelkene på, og hvordan man kan utføre oppleggene for limtrebjelkene på en enkel og tilfredsstillende måte. Det er til sammen 8 varianter av sammenføyninger som skal løses. Disse variantene er:

- Endeopplegg hvor tre bjelker skal sammenføyes
- Endeopplegg hvor kraften fra en enslig bjelke skal ned i søyle
- Skjot av bjelker over tverrgående betongvegg
- Skjot fagverksbjelker over tverrgående betongvegg
- Skjot av bjelker med likt tverrsnitt over stålsøyle
- Skjot av bjelker med ulike tverrsnitt over stålsøyle
- Fagverk / bjelke – skjot over stålsøyle
- Skjot av bjelker over betongvegg i lengderetningen

Som tidligere nevnt forutsettes det at søylene og veggene på tegningen tåler belastningene fra bæresystemet med tanke på moment og trykkrefter.

*Hvorfor bør tre vurderes som materiale i bæresystemet?*

Dette spørsmålet skal besvares med tanke på miljø, tilgjengelighet, produksjon, brann, pris og håndtering. Miljøegenskapene skal vurderes i forhold til sin konkurrent stål. Det kommer til å bli gjort kostnadmessige beregninger på hovedbæresystemet i limtre, men det kommer ikke til å bli sammenlignet med et system i stål siden disse dataene ikke foreligger enda. Når det kommer til de andre punktene vil disse bli vurdert ut i fra hvorvidt de har positive sider som kan gjøre limtre mer aktuelt som byggemateriale istedenfor stål.



## **2.0 Metode**

I dette kapitlet beskrives metoder som vil bli brukt for å innhente teori og komme frem til et resultat som blir lagt til grunn for å kunne svare på problemstillingen.

### **2.1 Strategi**

Strategien som vil bli brukt for å kunne besvare problemstillingen vil være som følger:

- Gå igjennom problemstillingen for å se hvilken teori som må fremskaffes for å besvare problemstillingen
- Innhente teori og finne ut om det er noen potensielle bedrifter som kan kontaktes for å få innspill til noen aktuelle løsninger
- Gjennomgå teorien som er samlet inn, slik at man kan luke ut urelevant teori
- Riktig og relevant teori føres inn i rapporten
- Dimensjonere takbjelkene
- Finne mulige løsninger på forbindelser
- Utforme og dimensjonere valgt forbindelse
- Resultater føres inn i rapporten
- Utforme rapportens struktur og analysere rundt resultatene
- Komme frem til en god konklusjon som svarer på problemstillingen

### **2.2 Metodevalg**

Under er en oversikt over metodevalgene som vil bli brukt for å løse problemstillingen, og en begrunnelse av disse.

Ved dimensjoneringen av takbjelkene vil beregningene bli utført med standardiserte beregningsmetoder i henhold til gjeldene standarder og materialegenskaper. Beregningene skal utføres manuelt, men vil bli testet ved hjelp av beregningsprogrammer. Dette dataprogrammet vil være Focus Konstruksjon, siden programmet er tilgjengelig.

Ved valg av forbindelser vil det bli brukt faglitteratur, ekskursionsjoner og råd fra bedrifter i bransjen. Dette vil gi et grunnlag for å kunne gjøre beregninger og konstruere de alternativene som løser problematikken med sammenføyninger på best mulig måte. Beregningene vil bli utført med standardiserte beregningsmetoder i henhold til gjeldene standarder og materialeegenskaper.

For å finne argumenter på hvorfor bør tre vurderes som materiale i bæresystemet skal det brukes tilgjengelig litteratur for å finne egenskaper ved bruk av tre, sett fra miljømessige, næringsmessige, teoretiske og praktiske perspektiv for å finne samfunnsmessige gevinster. Det skal undersøkes om det finnes noen tidligere forsøk som er gjort på nettopp dette, slik at man kan se positive og negative elementer for tre i motsetning til andre konstruksjonsmaterialer. Dette bør kunne gi et grunnlag til å kunne argumentere for å bruke tre som et bærende materiale i bygninger.

Autodesk Revit og AutoCad er tegneprogrammer som vil bli brukt. Disse skal brukes til å modellere tegninger av takkonstruksjonen og til å lage detaljtegninger av resultatene.

For å få en god rapport med en god konklusjon skal det brukes teori som er fremskaffet, beregninger, bedrifter i bransjen og erfaringer.

## 2.3 Teori

Det finnes mange grunner til å vurdere et bæresystem i tre. Videre i kapitlet beskrives teorien rundt styrker og fastheter, samt argumenter som skal avdekke hvorfor dette materialet bør velges. I tillegg er det beskrevet andre faktorer som er viktige å ta hensyn til når man skal bruke tre som bærende materiale.

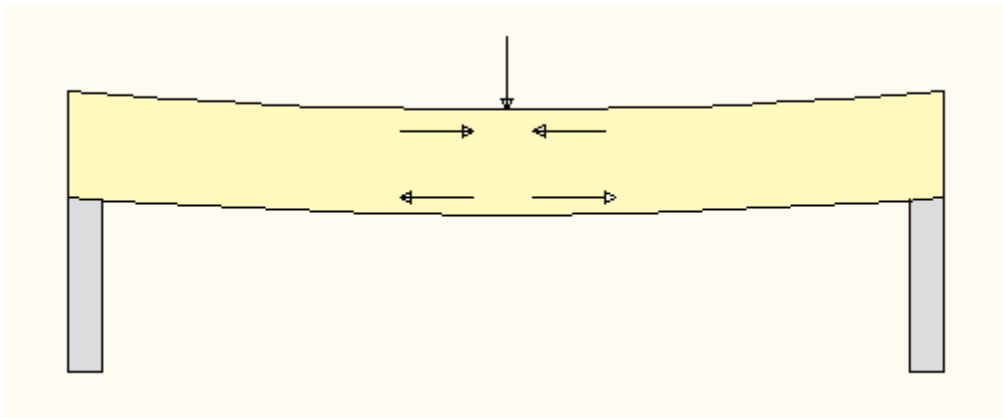
### 2.3.1 Tilgjengelighet og tradisjoner

I Norge har tre som byggemateriale lange tradisjoner. Grunnen til dette er den gode tilgangen til egnet trevirke. Skogsområdene i Norge kom frem etter forrige istid. I hovedsak var det bartrær som furu og gran samt løvtrær som bjørk og osp som dominerte i de områdene isen hadde smeltet. Løvtrær etablerte seg i de varmere delene av landet, mens bartrærne også kunne vokse i kaldere og høyereliggende strøk. På den tiden var klimaet mer tilrettelagt for furu enn gran. Dette gjorde at områdene der det kunne vokse opp skog av bartrær ofte oppstod furuskog. Grana vokste i værharde områder med dårlig klima og preget landskapet i liten grad. Rundt 500 år f.Kr. ble klimaet kjøligere og fuktigere, noe som førte til at det ble bedre vekstvilkår for grana og det ble dannet store granskoger. Fremveksten av store områder med bartrær har ført til at det senere har blitt stor tilgang til tre som byggemateriale. I tillegg har treet gode egenskaper og kan bearbeides med enkle verktøy. Derfor har alltid tre vært et materiale som har blitt brukt mye i Norge. De eldste trebygningene som står i dag er stavkirkene, og disse ble i hovedsak bygget av furu. Flere av dem er bygget på 1100 – tallet, og viser hvor lange tradisjoner vi har med tre som byggemateriale her i landet. Dette beviser at tre er et godt utprøvd materiale, og det foregår stadig en utvikling i hvordan man kan utnytte egenskapene bedre.

### 2.3.2 Treets egenskaper

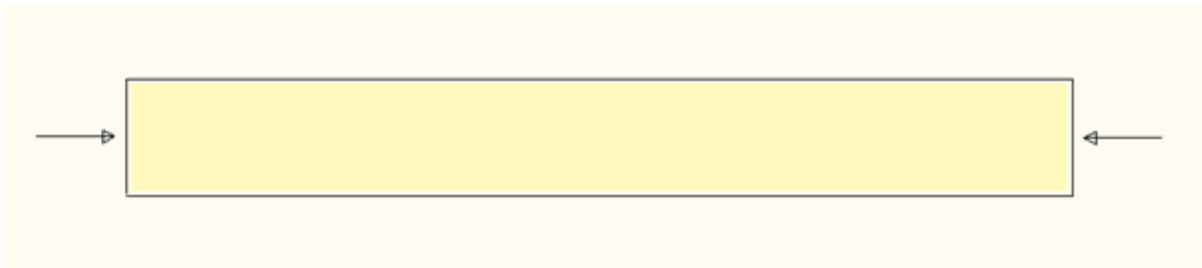
Det som først og fremst gjør at tre blir brukt som konstruksjonsmateriale er at det kan bære forholdsvis mye last i forhold til egenvekt. Det er fasthetsegenskapene som bestemmes av kvaliteten på trevirket som avgjør hvilken styrke og evne trevirket har til å tåle ulike typer påkjenninger. Hvor mye trevirket tåler i teorien og i praksis er to forskjellige ting. Når dette testes benyttes ofte små, feilfrie prøver som tåler betydelig mer enn vanlige bruksdimensjoner. Dette skyldes at bruksdimensjoner normalt vil ha visse fiberforstyrrelser og alle fiberforstyrrelser vil virke inn på treets fasthetsegenskaper, som for eksempel kvister. Videre i kapitlet beskrives de ulike styrkene tre har, samt hvilke spenninger og forstyrrelser som kan påvirke trevirket. Disse faktorene er avgjørende for å kunne dimensjonere.

Bøyefasthet er den spenningen trevirket tåler før det oppstår brudd som følge av momentbelastning. Spenningen som oppstår er da en kombinasjon av strekk- og trykkraft i bjelken. Se figur 2. Karakteristisk bøyefasthet betegnes med  $f_{m,k}$ . Norsk Treteknisk Institutt hevder at små, feilfrie prøver av gran har en bruddspenning ved bøyning på 70 – 100 N/mm<sup>2</sup> (*Treteknisk håndbok* 2009).

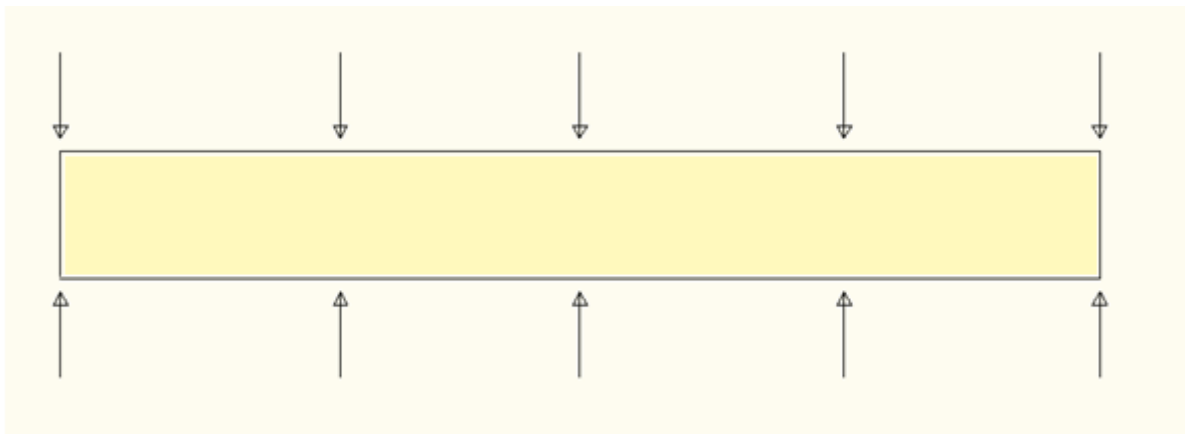


Figur 2: Bøyepening i bjelke

Trykkfastheten er den spenningen trevirket tåler før det oppstår deformasjoner som følge av at en kraft presser materialet sammen. Karakteristisk trykkfasthet betegnes med  $f_{c,0,k}$  når kraften virker i samme retning som trefibrene, og med  $f_{c,90,k}$  når den virker vinkelrett på fibrene. Se figur 3 og 4. Sistnevnte kalles ofte "svilletrykket". Trykkfasthet må tas hensyn til når man skal beregne søyler og overgang mellom bjelke/søyle. Gjennomsnittsverdier for små, feilfrie prøver av gran og furu har en bruddspenning ved trykk parallelt med fiberretning på ca. 45 – 50 N/mm<sup>2</sup>, mens trykkfastheten på tvers av fibrene er 5 – 6 N/mm<sup>2</sup> (Treteknisk håndbok 2009).

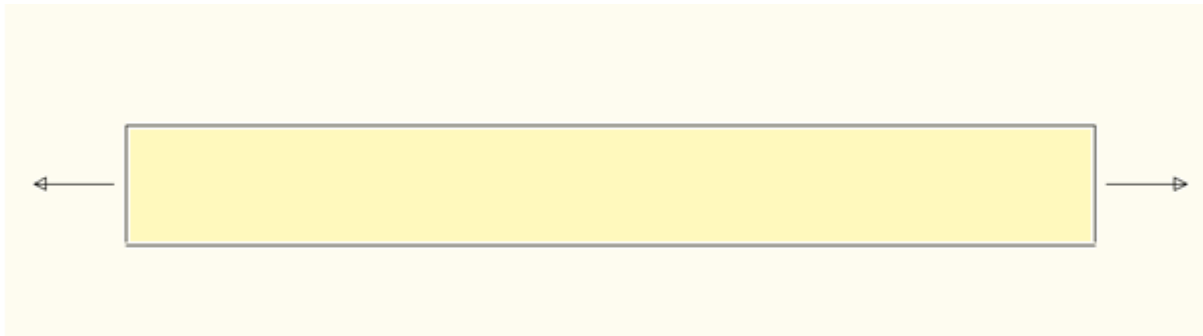


Figur 3: Trykkspenning i samme retning som trefibrene

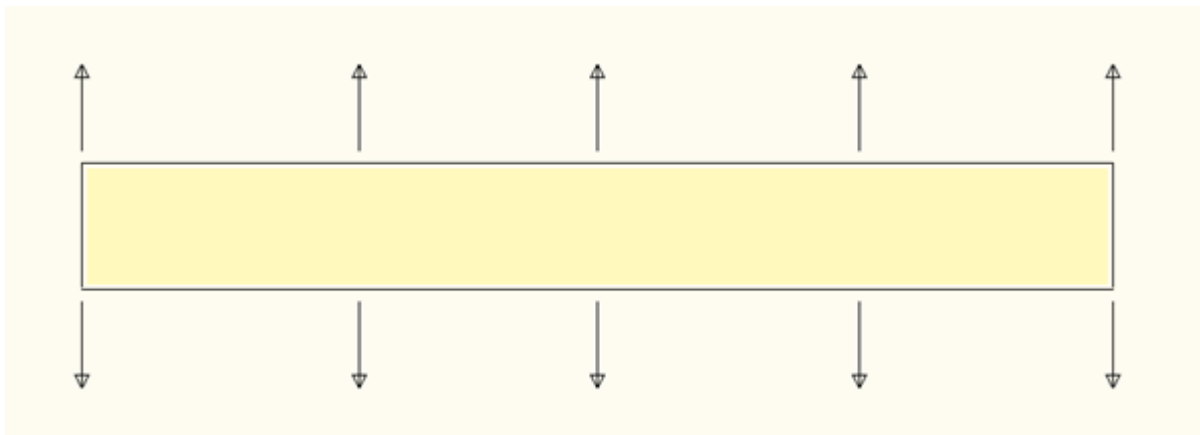


Figur 4: Trykkspenning vinkelrett på fiberretning

Strekfastheten er den spenningen trevirket tåler før det oppstår brudd som følge av at en kraft drar materialet fra hverandre. Karakteristisk trykkfasthet betegnes med  $f_{t,0,k}$  når kraften virker i samme retning som trefibrene, og med  $f_{t,90,k}$  når den virker vinkelrett på fibrene. Se figur 5 og 6. På samme måte som det må tas hensyn til trykkfasthet når søyler og bjelker trykkes sammen, må strekkfasthet tas hensyn til når de strekkes. Når en kraft virker vinkelrett på fibrene er fastheten betydelig lavere enn når den virker parallelt med fibrene. For små, feilfrie prøver har det blitt målt strekkfasthet parallelt med fiberretning opp til ca.  $120 \text{ N/mm}^2$  (*Treteknisk håndbok 2009*), noe som er betydelig høyere enn det som er angitt i standardene. Strekkfastheten på tvers av fibrene er mye lavere, og ligger normalt rundt  $2 - 3 \text{ N/mm}^2$  (*Treteknisk håndbok 2009*).

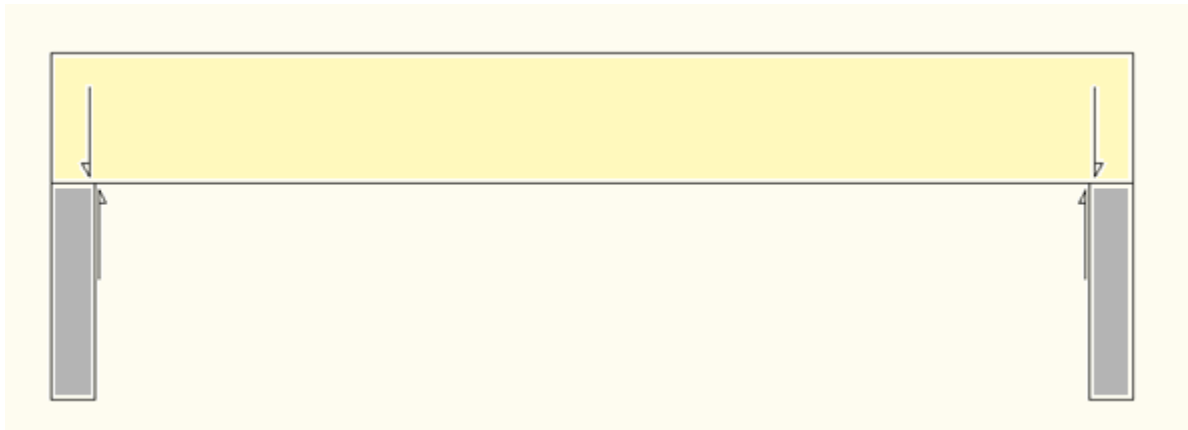


Figur 5: Strekkspenning i samme retning som trefibrene



Figur 6: Strekkspenning vinkelrett på fiberretning

Skjærfasthet er den spenningen trevirket tåler før det oppstår brudd som en følge av at en kraft avskjærer materialet, og oppstår oftest ved opplegg. Se figur 7. Karakteristisk skjærfasthet betegnes med  $f_{v,k}$ . Det er liten forskjell på prøver parallelt med årringene og prøver på tvers av dem. Skjærfastheten er normalt under  $10 \text{ N/mm}^2$  for små, feilfrie prøver (*Tretekknisk håndbok* 2009).



Figur 7: Skjærspenning på bjelke

”Trevirkets elastisitet angir forholdet mellom spenningen som gir formendring og størrelsen av formendringen i kraftretningen” (*Tretekknisk håndbok* 2009, s. 33). Denne elastisiteten varierer i forhold til kvaliteten på materialet og om kraftpåkjenningen virker parallelt eller normalt på fiberretningen. Verdien er noe høyere for limtre enn for vanlig konstruksjonsvirke (Fallsen 2013). Ved dimensjonering brukes trevirkets elastisitetsmodul oftest ved beregning av nedbøyning og ved beregning av søyle. For små, feilfrie prøver av gran og furu er  $E$  – modul ved 12 % fuktighet normalt ca.  $10000 - 12000 \text{ N/mm}^2$ , men det er store variasjoner mellom prøvene (*Tretekknisk håndbok* 2009).

Når trevirkets hardhet skal måles benyttes oftest Janka – metoden. Denne innebærer at man måler den kraften som kreves for å presse en kule med 11,3 mm diameter halvveis inn i treverket. Hardheten for bartre er relativt lav og ligger på rundt  $25 \text{ N/mm}^2$  i følge norske studier (*Tretekknisk håndbok* 2009).

Densiteten er massetettheten til et materiale. I trevirket er det celleveggene som utgjør massen og som gir treet styrke. Styrken på trevirket avhenger altså av hvor stor andel cellevegg trevirket har. Når celleveggene blir tykkere øker fasthetsegenskapene for feilfrie prøver lineært med økende densitet (*Tretekknisk håndbok* 2009).

Fibermetningspunktet er grensen for hvor mye fuktighet trevirket kan ta opp uten at det sveller ytterligere. Fibrene trekker seg sammen og krymper når fuktigheten kommer under dette punktet, noe som resulterer i sprekker i trevirket. Små tørkesprekker som verken er sammenhengende over store lengder eller er gjennomgående, vil normalt ikke ha avgjørende betydning for fastheten. Det som vil påvirke og redusere fastheten derimot, er ringsprekker som dannes når treet vokser (*Treteknisk håndbok* 2009). Norsk Treteknisk Institutt har gjort forskjellige forsøk og funnet ut at for feilfrie prøver av gran vil hver prosent reduksjon i fuktighet under fibermetningspunktet gi økning i fasthetsegenskapene (*Treteknisk håndbok* 2009). For de forskjellige typer fastheter utgjør dette:

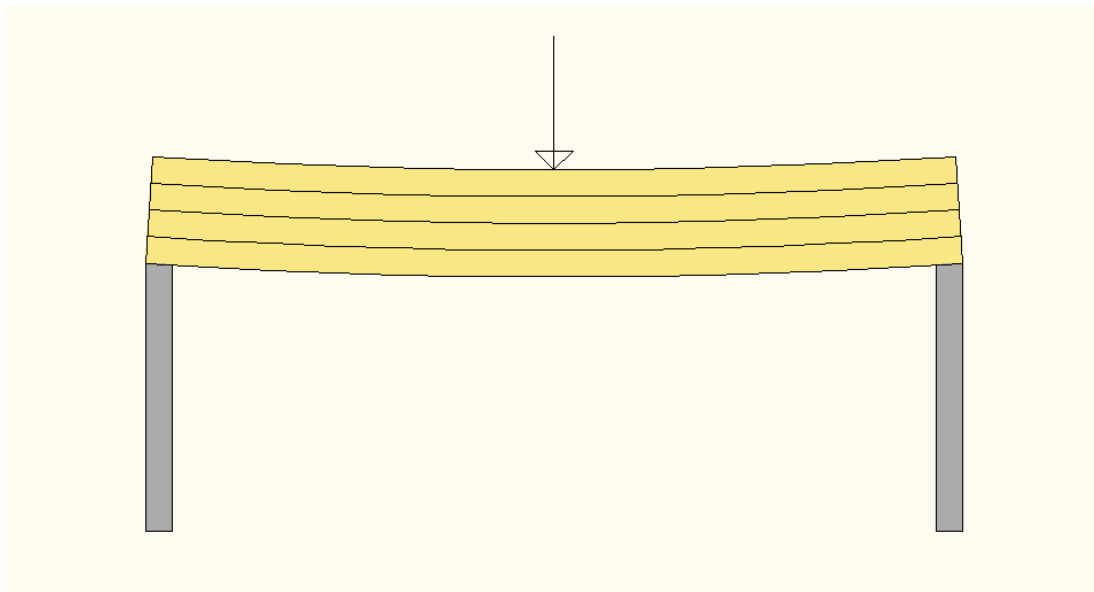
- Bøyefasthet: 4 %
- Trykkfasthet: 6 %
- Strekkfasthet: 3 %
- E-modul: 2 %

Stort sett vil en økning av temperaturen føre til at fasthetsegenskapene synker. Temperaturen har innvirkning på E – modulen og trykkfastheten. Disse vil synke ca. 20 % ved en temperaturøkning fra 20 – 80 °C ved en trefuktighet på 12 % (*Treteknisk håndbok* 2009).

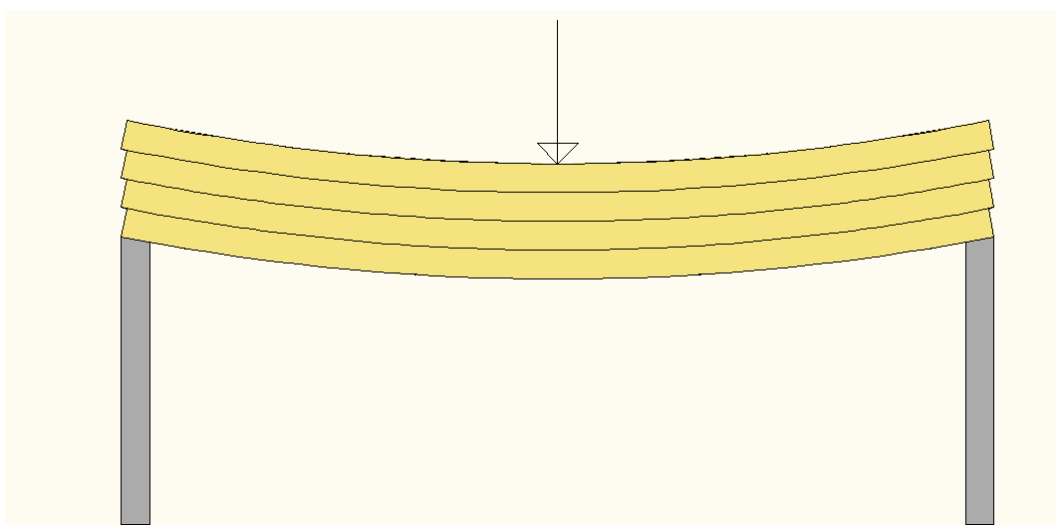


### 2.3.3 Limtre

Limtre består av konstruksjonsvirke som skjøtes sammen til lameller. Ved å lime lamellene oppå hverandre slik at fiberretningen er den samme som lengderetningen på bjelken, vil de pga. limet virke sammen slik at de danner en bjelke med fullt statisk samvirke (*Limtre* 2013). På denne måten kan det lages trebjelker som kan ta mye last over store spennvidder, noe som ikke hadde vært mulig med vanlig konstruksjonsvirke. Forskjellen på hvordan limtre og vanlig konstruksjonsvirke reagerer ved en påkjent kraft kommer frem i figur 8 og 9. Her vises det hvordan limet gjør at trevirket i de forskjellige lamellene virker sammen.



Figur 8: Bjelker som er limt sammen og har fullt statisk samvirke



Figur 9: Bjelker som ikke er limt sammen

I 1901 fikk tyskeren Otto Karl Friedrich Hetzer patent for rette bjelker limt sammen av flere lameller. Senere utviklet han teknikken videre og i 1906 fikk Hetzer patent på krumme limtrekonstruksjoner. I 1959 åpnet Moelven sin fabrikk i Moelv og norsk limtreindustri kom i gang for fullt. Norsk Limtrekontroll ble formelt stiftet i 1962, og på initiativ fra Norge ble Nordisk Limtrenemnd dannet i 1967. I dag er Norge ledende innen limtreproduksjon i Europa og Moelven Limtre AS er Nordens ledende limtreprodusent (*Limtre* 2013). I tillegg er det flere andre limtreprodusenter som har fabrikk med spredt beliggenhet rundt i landet.

For å få de egenskapene man ønsker er det viktig at produksjonen skjer riktig, slik at den ferdige bjelken har den styrken og fasthetene den skal ha. Når treverket kommer fra sagbruk og er styrkesortert, må det tørkes før videre behandling for å få god styrke i limfugene. I tillegg er det viktig at fuktigheten i limtreet skal være noenlunde den samme som i den ferdige konstruksjonen for å unngå store sprekke-dannelser. Lamellene skal ha en fuktighet på 8 – 15 % når de limes sammen og fuktigheten kan ikke skille mer enn 4 % mellom lameller som ligger inntil hverandre (Carling, Holmestad og Gross 2002). I Norge er disse oftest av gran eller furu, men for å oppnå arkitektoniske effekter er det også mulig å bruke alternative treslag som f. eks. bjørk.

For å få de lengdene man ønsker er det nødvendig å skjøte konstruksjonsvirket i lengderetningen. Måten dette blir gjort på er å fingerskjøte. Kort sagt så renkapper man endene på materialene, fingerfreser endene, påfører lim, presser endene som skal skjøtes sammen og lar det herde. En skjøt vil medføre en viss styrkereduksjon i forhold til feilfritt tre fordi det blir et brudd i kontinuiteten på fiberstrukturen (*Treteknisk håndbok* 2009). Det er da viktig å unngå andre former for svekkelser i skjøtesonen slik at styrken i skjøten blir så sterk som mulig. En vanlig svekkelse kan være kvist. Hvilken profil fingrene skal ha avhenger av hvilken fasthetsklasse den ferdige bjelken skal ha.

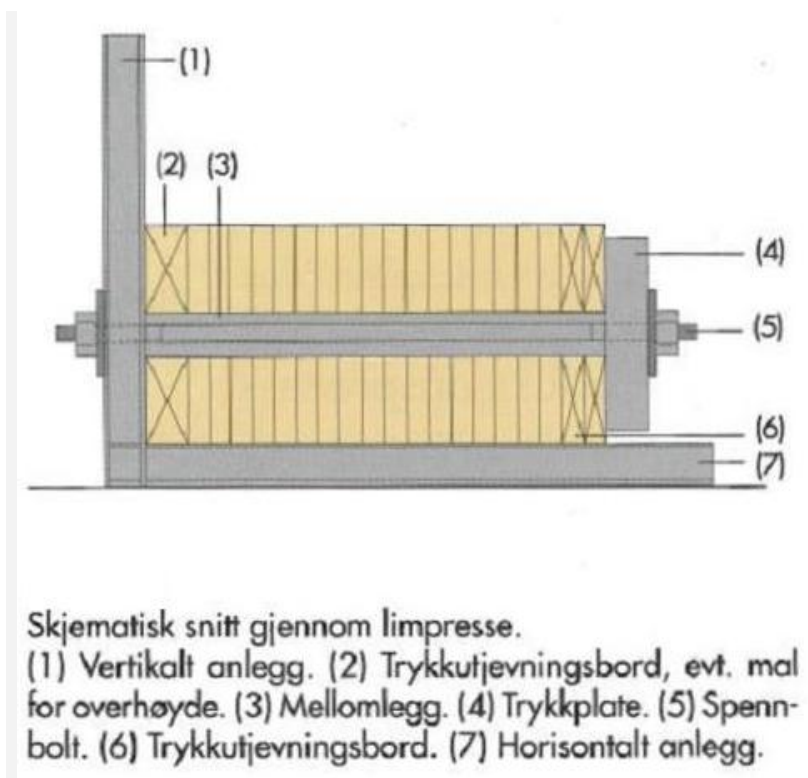
Etter at fingerskjøtene har herdet høvles lamellene på de sidene som skal ligge mot hverandre til en bestemt tykkelse. Normal lamelltykkelse etter høvling er 45 mm for bartrær og 40 mm for løvtrær. Hvis konstruksjonen må tåle høy fuktighet brukes lameller av trykkimpregnert furu. Lamelltykkelsen skal da være på maksimalt 35 mm for konstruksjonselementer som blir utsatt for utendørs klimaeksponering (*Treteknisk håndbok* 2009). Dvs. at maksimal lamelltykkelse er 35 mm for impregnert furu. Utseende, pris og behov for impregnering er viktige faktorer som er med på å avgjøre hvilket treslag som bør benyttes. Når lamellene er

høvlet ned til riktig tykkelse blir de påført lim før lamellene stables oppå hverandre.

Lamellene i samme bjelke kan ha ulik kvalitet. Dette betegnes som kombinert limtre og gjøres for å utnytte trevirket på best mulig måte. Det brukes da høyere fasthet i de ytterste lamellene fordi det er her påkjenningene er størst. På denne måten oppnås det et ferdig produkt med høy fasthet uten at forbruk av lameller i den høyeste fasthetsklassen er større enn nødvendig.

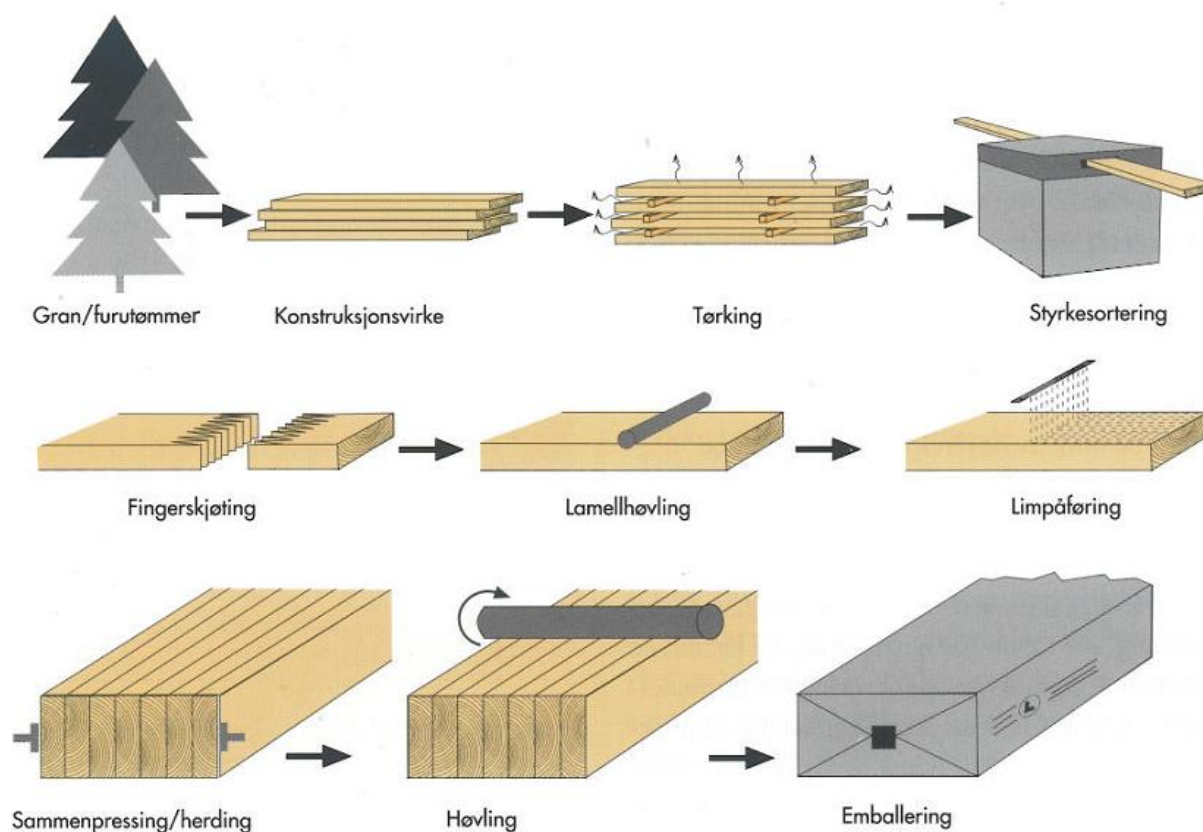
Bjelker med lameller av samme kvalitet betegnes følgelig da som homogent limtre (Carling, Holmestad og Gross 2002).

Liming skjer normalt med et trykk på ca.  $1 \text{ N/mm}^2$  (Treteknisk håndbok 2009). Se figur 10. Lamellene kan da tilpasses evt. overhøyde eller bueform. Når limet er herdet fjernes trykket. Lamellene har da dannet selve bjelken som deretter høvles, slik at den får riktig tverrsnitt og overflate. Til slutt renskjæres kanter og evt. hulltaking og forborring for forbindelser foretas. Når det kreves bredder større enn standard dimensjoner, dvs. større enn 220 mm, blir ofte bjelker med standard bredder limt sammen. F.eks. når det kreves en bredde på 360 mm, limes to bjelker på 180 mm sammen.



Figur 10: Liming og sammenpressing av lameller (Carling, Holmestad og Gross 2002)

Fordi det er limet som gir styrke til trevirket er det viktig at det blir brukt riktig lim. Lim som brukes ved limtreproduksjon skal ha dokumentert høy fasthet, samt holdbarhet ved langvarig belastning. Limet man bruker skal en også ha lang praktisk erfaring med (Carling, Holmestad og Gross 2002). Før har lim av typen fenol – resorsinol – formaldehyd (PRF) vært vanlig å bruke i Norge. Denne typen gir mørke fuger mellom lamellene. I dag brukes lim av typen melamin – urea – formaldehyd (MUF) eller melamin – formaldehyd (MF). Disse typene lim gir lyse fuger mellom lamellene, noe som gjør at overflaten på limtreet blir renere fordi limet ikke synes. I dag er lim som gir lyse fuger enerådende i Norge (*Treteknisk håndbok* 2009). Både lim av typen PRF, MUF og MF er lim som er godkjent for alle tre klimaklasser. Lim av typen polyurethan (PU) har også fargeløse limfuger, men er kun godkjent for limtre som skal brukes i klimaklasse 1 og 2. Figur 11 oppsummerer produksjonsprosessen for limtre.



Figur 11: Produksjonsprosessen for limtre (Carling, Holmestad og Gross 2002)

Utviklingen av limtre har vært stor de siste 20 årene og ført til at det er mulig å få større spenn og bedre knutepunkter. Dette er et resultat av flere nasjonale og nordiske forskningsprosjekt, og har gjort det mulig å konstruere store bygg som Vikingskipet og terminalen på Gardermoen med limtre som materiale i bæresystemet (*Limtre til bærende konstruksjoner* 2010). Pga. treets egenskaper, som er beskrevet i kapittel 2.3.2, og moderne limingsteknikk har limtre blitt et konstruksjonsmateriale med unike egenskaper. Det kjennetegnes av rask og enkel montering, og kan belastes med en gang etter montering. I tillegg kan tre virke positivt på inne- og utemiljø fordi det har et utseende som de fleste liker. Evt. er tre et enkelt og forholdsvis rimelig materiale å overflatebehandle for å oppnå ønsket utseende. En annen fordel med tre er at det har god varmeledningsevne og gode varmeisolerende egenskaper. Dette gjør det enklere å løse problemer i forhold til kuldebroer og kondens, i motsetning til stål som leder kulde godt.

Limtre har mange ulike bruksområder. Eksempler på dette er:

- Bæresystem av rette (standardbjelker) eller krumme bjelker med store spenn
- Rette bjelker som kan brukes som sperrer, åser eller søyler
- Saltaksbjelke med rett eller krum underside
- Pulttaksbjelker
- Bjelkelag i gulv med spesielle behov, f. eks. stor belastning
- Rammekonstruksjoner
- Forsterkning i andre bærende elementer

Det norske limtreforbruket lå på 30 – 35 000 m<sup>3</sup> per år mot slutten av 1990 – tallet, og av dette gikk ca. 60 % av forbruket til husbygging, dvs. industribygg, skoler, barnehager, og boliger (Carling, Holmestad og Gross 2002). Utover dette blir det brukt i bl.a. haller, kraftledningsmaster og bruer.

### 2.3.4 Brann

Tre er et brennbart materiale som gjennom historien har ført til mange store brannkatastrofer i norske byer. Men når det gjelder grove trekonstruksjoner, som for eksempel limtre i bæresystem, har det vist seg at de holder godt på sin bæreevne under brann. Temperaturen i grove trekonstruksjoner holder seg under 100 °C i ubrente deler av tverrsnittet, selv etter langt ut i brannforeløpet (Carling, Holmestad og Gross 2002). Dette skyldes at når en limtrebjelke brenner dannes det et kullsjikt som isolerer varmen ute og hindrer luft til nytt brennbart materiale. Dette gjør at innbrenningen vil være tidsavhengig, og skjer med en hastighet som sakter av. Det forkullede sjiktet har en varmeledningsevne som er halvparten av treverket, og beskytter derfor treverket som ligger bak kullsjiktet (*Treteknisk håndbok* 2009). På bakgrunn av dette kan man si at tre har stor evne til å holde på styrke og stivhet ved brann. Når innbrenningshastigheten er kjent kan man finne styrken til treverket med hensyn på brann ved å bruke det resterende tverrsnittet.

Sammenlignet med stål så har tre en bedre brannmotstand. Selv om tre under oppvarming utvider seg noe, har dette liten praktisk betydning i forhold til fuktbevegelser (*Treteknisk håndbok* 2009). Stål derimot har ikke den samme evnen og ved 500 – 600 °C vil dette materialet ha mistet en stor del av sin fasthet (*Sammenlikning med andre materialer* 2005). Hvor mye kommer an på kvaliteten på stålet. Dette betyr at ved brann vil stål få en lengdeutvidelse, noe som kan føre til skader på sekundære bygningsdeler.

Selv om limtreet i seg selv har gode brannegenskaper kan forbindelser og opplegg av stål utgjøre svake punkt som svekker konstruksjonen i sin helhet. Disse punktene må derfor i noen tilfeller brannbeskyttes for at hele konstruksjonen skal tilfredsstillende en gitt brannteknisk klasse. Den vanligste måten å brannbeskytte stål på er ved hjelp av plater eller brannbeskyttende maling. For å oppnå R60 ved hjelp av plater kan man bruke 2 x 13 mm gipsplater, 70 mm steinullplater, 20 mm fibersilikatplater eller 50 mm plater av limtre/finer (Carling, Holmestad og Gross 2002). Av disse alternative er steinullen den billigste, men gipsplater blir mye brukt siden de er lett håndterlige. Disse kan lett overflatebehandles og er relativt rimelige. Men i noen tilfeller vil man gjerne fremheve det estetiske ved en stålforbindelse, som for eksempel på Oslo Lufthavn Gardermoen. Da kan brannmaling anvendes. Det som skjer med brannmalingen under oppvarming er at den ekspanderer til et kullskum som danner et sterkt brannisolerende sjikt rundt konstruksjonen den er malt på

(*Brannmaling* 2013). Dette skummet vil da gi den samme effekten som kullsjiktet gir på treverk.

Det er forskjellige krav til brannmotstand. Dette avhenger av hvilken risikoklasse bygget er i, antall etasjer og hvilken del av konstruksjonen det er snakk om. For Bråtejordet skole vil den gjeldende risikoklassen være risikoklasse 3. Byggets brannklasse blir BKL 2 fordi det har tre etasjer. Brannkravet til bæresystemet vil da bli R 60, det vil si at det skal kunne tåle en brann i 60 minutter. Dette vises i figur 12, 13 og 14.

Kjemisk fabrikk og kjemikalielager	2
Kontor	2
Laboratorium	2
Lager	2
Parkeringshus og garasje med to eller flere etasjer eller plan	2
Parkeringskjeller og garasje under terreng	2
Sprengstoffindustri	2
Trafo eller fordelingsstasjon	2
Barnehage	3
Skole	3
Barnehjem	4
Bolig	4
Boligbrakke	4
Brannstasjon med døgnbemanning	4
Fritidsbolig, inkl. campinghytter, "spikertelt" og campingvogner	4
Internat	4
Studentbolig	4

Figur 12: Risikoklasse (*Veiledning om tekniske krav til byggverk* 2010, § 11-2, gjengitt med tillatelse fra Direktoratet for byggkvalitet)

Risikoklasse	Etasje			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

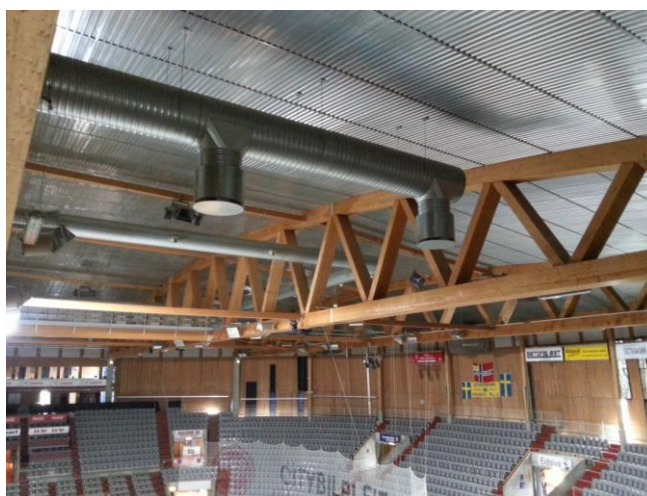
Figur 13: Brannklasse (*Veiledning om tekniske krav til byggverk* 2010, § 11-3, gjengitt med tillatelse fra Direktoratet for byggkvalitet)

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0 [ubrennbar ]	A2-s1,d0 [ubrennbar ]

Figur 14: Brannklasser (Veiledning om tekniske krav til byggverk 2010, § 11-4, gjengitt med tillatelse fra Direktoratet for byggkvalitet)

### 2.3.5 Fagverk

I byggverk med store spennvidder og høy takhøyde kan fagverk i limtre være et vakkert alternativ som bæresystem der arkitekten står ganske fritt til utformingen. Figur 15, som er fra Hamar OL – amfi, viser hvordan et stort spenn kan løses med fagverk. Fagverk er spesielt egnet der takvinkelen er lav siden man kan se gjennom konstruksjon. Dette gjør at man får en bedre oppfatning av rommets form, i motsetning til massive bjelker som fremstår som dominerende. Fagverk kan produseres i mindre seksjoner på fabrikk og senere monteres sammen på byggeplassen. Dette gjør at man slipper transport av lange elementer som ofte kan by på utfordringer. Det er også lettere å håndtere mindre fagverksdeler på fabrikk enn lange bjelker.



Figur 15: Fagverksbjelke, foto: Lars Vidar Leikåsen



Fagverk i limtre består oftest av en over- og undergurt, samt trykk- og strekkstaver. Strekk – stavene blir noen ganger også utformet i stål, slik at de skal kunne tåle større strekkrefter. For å unngå problemer med overføring av krefter i knutepunktene bør ikke høyden på fagverket være mer enn ca. 1/10 av spennvidden for et parallellfagverk (Carling, Holmestad og Gross 2002). Dette er anbefalt med tanke på å redusere kreftene i stavene slik at knutepunktene ikke skal bli for kompliserte. Hvis knutepunktene blir veldig kompliserte blir gjerne fagverket veldig fordyrende. Knutepunkter i fagverk utføres ofte med dybler og stålplate. Dette kommer det mer om i kapittel 2.3.6. Ved branndimensjonering av fagverk er det ofte forbindelsene i knutepunktene som utgjør det svakeste leddet.

### **2.3.6 Sammenføyninger**

Det finnes mange måter å sammenføye limtrebjelker der de møtes i knutepunkt og opplegg. Dette utgjør en vesentlig del av byggets arkitektur når limtrekonstruksjonen er synlig, og bør derfor utformes med stor omtanke fra arkitekten. I mindre konstruksjoner bruker man gjerne mekaniske forbindelsesmidler som skruer, spiker, bolter og bulldog. Men når belastningene blir av en slik dimensjon at skruer og bolter ikke strekker til kan stavdybler med innslissede stålplater være et alternativ. Dette er mye brukt i Norge på store spennvidder hvor det er skjøter som ikke er over opplegg, for eksempel på Oslo Lufthavn Gardermoen og i OL – hallene på Lillehammer og Hamar. Stavdybler blir nesten usynlig i konstruksjonen siden stålplatene ligger innslisset i limtreet. Dette gir en estetisk fin sammenføyning med gode branntekniske egenskaper og høy kapasitet. Fordi dybelen blir liggende inne i treverket vil denne bli beskyttet av det forkullede sjiktet ved brann. Den miste dybeldiameteren som er tillatt er 8 millimeter (Redner 1987). Stavdyblene kan beregnes på samme måte som mutterskruer i tverrbelastning, men de har ikke samme klemvirkning. De kan derfor ikke belastes aksialt. Klimaet hvor forbindelsen av dybler skal benyttes bør være det samme som under montering slik at stavdyblene ikke skal sprengre trevirket. Når tverrsnittene blir over en meter høye eller på steder der det er store fuktvariasjoner, bør ikke dybler benyttes siden dette kan føre til oppsprekking på grunn av bevegelser i trevirket. Dette kan svekke forbindelsen.

Norsk Treteknisk Institutt har gjort forsøk på forbindelser med stavdybler og stålplater som kraftoverførende komponenter (Lackner 1989). Her ble det brukt trebjelker med tverrsnitt 73 x 198 mm med en innlagt stålplate på 2 mm og stavdybler på 8 mm. I forsøket ble det plassert 2 stk. dybler på den ene siden av skjøten og 4 stk. dybler på andre siden. Bruddlasten ble definert ved 7,5 mm forskyving eller ved brudd i forbindelsen. Forsøket konkluderte med at

man kunne beregne en langtidskapasitet på 7,85 kN pr. dybel, uavhengig av antall dybler ved 1 innlagt stålplate. Det ble også utført forsøk der resultatet tydet på at ved bruk av 2 innlagte stålplater ville øke kapasiteten med 20-25 % (Lackner 1989). På figur 16 og 17, som er fra Hamar OL – amfi, ser man hvordan stavdyblene og de innslissede platene nesten blir usynlig for det blotte øye.



Figur 16: Dybelforbindelse i fagverkskonstruksjon, foto: Lars Vidar Leikåsen



Figur 17: Innslissede stålplater i fagverkskonstruksjon, foto: Lars Vidar Leikåsen

Store spennvidder fører også til store oppleggskrefter som må føres videre ned til grunnen. Da kan bjelkesko være en enkel og god løsning. Formen på bjelkeskoen kan variere ut i fra hvilke krav som stilles. Dette kan for eksempel være krav med tanke på brannpåkjenning eller estetiske krav der bjelkeskoen blir synlig. Det selges bjelkesko som kan brukes på bjelker med lagerførte dimensjoner. Disse kan overføre mindre krefter, som for eksempel fra bjelkelag og inn på bærebjelker i bolighus. Men når det kommer til bjelkesko som skal overføre store opplagskrefter fra limtredimensjoner er markedet noe begrenset. I mange tilfeller må disse spesiallages, særlig på større dimensjoner. Disse bjelkeskoene lages som regel av varmvalset plater (flattstål) som blir sveiset sammen. Ved bruk av bjelkesko er det oppleggsarealet som er avgjørende for utformingen. Hvis kraften er så stor at det kreves et oppleggsareal som ikke kan oppnås, kan dette reduseres ved at man bruker lasker som festes i siden på bjelken. Disse fører overskytende kraft ned i søylen. Figur 18 viser hvordan opplagskreftene blir ført ned fra fagverket ved hjelp av en stor bjelkesko i Hamar OL – amfi.



Figur 18: Kraftoverføring fra fagverk til søyle med bjelkesko, foto: Lars Vidar Leikåsen

### 2.3.7 Miljø

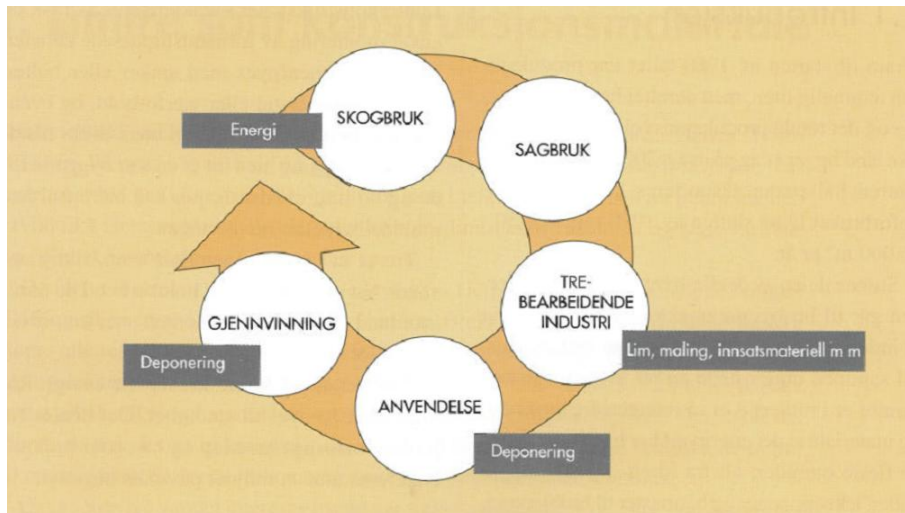
Trevirke som byggemateriale er en fornybar naturressurs dersom tilveksten av ny skog sikres på en tilstrekkelig måte. Det er totalt 52 Mha. med skogareal i Norden, en årlig nedhugging på 131 mill. m<sup>3</sup> og en vekst på 193 mill. m<sup>3</sup> (Opdal 1995). Det vil si at det er mer tilvekst enn uttak av skog i Norden. Fra nedhuggingen i skogen til tømmeret er fraktet frem til vei kan man beregne 1 liter brennstoff pr. m<sup>3</sup> tømmer under norske forhold (Opdal 1995). Når man ser

på energiforbruket for produksjon av trelast utgjør dette ca. 0,9 kWh/kg i Norden, men store deler av dette dekkes av bark og flis fra produksjonen som gir et lavt energiforbruk. Hvis man ser på fremstillingsenergien av sammenlignbare produkter bruker trefagverk en framstillingsenergi på 24 kWh/m<sup>2</sup> grunnflate med en gjenvinnbar energi på brutto 84 kWh/m<sup>2</sup>. Et stålfagverk har en framstillingsenergi på 155 kWh/m<sup>2</sup> grunnflate med 0 kWh/m<sup>2</sup> gjenvinnbar energi (Opdal 1995). Dette gjør at trevirke er et langt mer miljøvennlig alternativ i forhold til for eksempel stål som krever stor bruk av fossilt brennstoff og som har et mye større utslipp av CO<sub>2</sub>. I en energi- og materialanalyse fra Nederland konkluderer man med at tre fremfor andre materialer i BA – sektoren vil gi kostnadseffektive reduksjoner i Nederlands CO<sub>2</sub> – utslipp (Opdal 1995).

Under følger et sitat på 10 punkter med fakta som oppsummerer hvorfor man bør velge tre som byggemateriale (*Hvorfor velge tre?* 2005):

- ”Tre er en fornybar naturressurs.”
- ”Bruk av tre bidrar til å motvirke drivhuseffekten.”
- ”Tilveksten i de norske skogene er større enn hogsten.”
- ”Norske skoger drives etter prinsipper som gjelder for en bærekraftig skogsdrift.”
- ”Treindustri er en ren og ressurseffektiv industri.”
- ”Norsk treindustri anvender treråvarene fullt ut.”
- ”Tre har positive miljøegenskaper.”
- ”Tre og treprodukter har god holdbarhet.”
- ”Tre og treprodukter kan gjenbrukes og gjenvinnes.”
- ”Tre er positivt for innemiljøet.”

Råmaterialene til produksjon av limtre er bartre, som regel gran og et syntetisk lim. Alle disse materialene inkludert emballasjen kan gjenvinnes unntatt limet. Dette produseres av ikke – fornybare råvarer, men mengden lim er mindre enn 1,0 vektprosent i forhold til det ferdige produktet (Carling, Holmestad og Gross 2002). Figur 19 viser kretsløpet til treprodukter.



Figur 19: Treproduktenes kretslop

For å sammenligne CO<sub>2</sub> – utslipp mellom tre og stål i bærekonstruksjoner er sammenligningen av ulike materialer i rapporten ”Miljøeffekter ved bruk av tre” fra Skog og Landskap lagt til grunn (Gry Alfredsen og Larnøy 2008). Denne rapporten sammenligner miljøeffekten ved bruk av forskjellige materialer i bærekonstruksjoner med tanke på en livssyklusanalyse. Rapporten bruker bæresystemet i et lagerbygg som forsøksgrunnlag, over en periode på 50 år. Lageret har en lengde på 42 m, en bredde på 24 m og en høyde på 4,8 m. Dette forsøket resulterte i at bruk av limtre hadde 58 % mindre utslipp av CO<sub>2</sub> – ekvivalenter enn bruk av stål i bæresystemet. CO<sub>2</sub> – ekvivalenter er et begrep som samler de viktigste klimagassene som er hydrofluorkarboner, svovelheksafluorid, dinitrogenoksid, perfluorkarboner, karbondioksid og metan.

### 2.3.8 Transport og montering

Transport og montering av limtrekonstruksjoner kan ofte virke som en operasjon av mindre betydning i et byggeprosjekt. Men dette krever like mye planlegging som andre arbeidsoperasjoner, fordi dette kan få avgjørende konsekvenser for konstruksjonens kvalitet, byggeprosjektets økonomi og prosjekts fremdrift.

Ved planleggingen av transporten må man se på hvordan man så effektivt som mulig kan få limtrekonstruksjonene frem til byggeplassen. Det kan for eksempel være økonomisk ugunstig å frakte små leveranser med lange bjelker, og man bør da vurdere om det kan være lønnsomt å dele opp konstruksjonen i mindre deler.

I følge Carling, Holmestad og Gross (2002) gjelder følgende regler for transport av bjelker:

- Vanlig lastebil kan frakte 9 – 10 meter lange bjelker
- Semitrailere kan frakte bjelker på inntil 15 meter
- Trailer med uttrekkbar henger kan frakte elementer på inntil 30-35 meter
- Hvis kjøretøylengden overstiger 18 m må det gis særskilt tillatelse fra norske myndigheter. For det meste av landet gis det tillatelse på kjøretøyslengde opptil 30 meter
- I forhold til høyde og bredde kreves spesiell tillatelse dersom totalhøyden er over 4,5 m og om bredden overstiger 2,5 meter

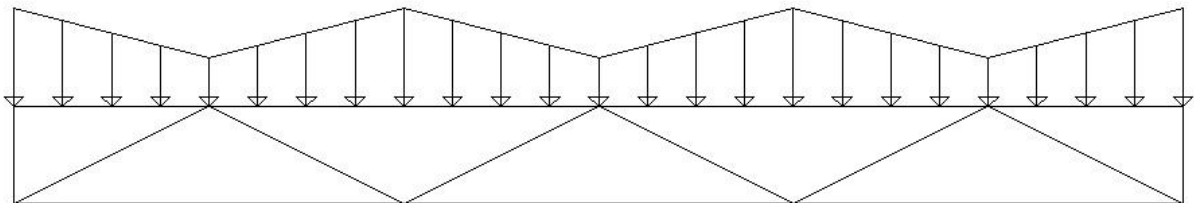
Når det gjelder monteringen bør transporten koordineres best mulig slik at man kan minimere unødvendig lagring av limtreelementer. Hvis det er mulig å heise limtrekonstruksjonen direkte fra lastebilen og rett på sin endelige plass i byggverket er dette kostnadsbesparende, fordi man ofte må bruke mobilkran eller lignende for å løfte limtrekonstruksjonene på plass. Hvis det ikke er mulig å heise limtreet rett på plass bør det lagres i en systematisk rekkefølge så det kan monteres rasjonelt seinere. Det er også viktig at limtreet blir lagret på en slik måte at det ikke blir utsatt for en annen klimaklasse enn den er beregnet, slik at fukt eller søl som kan skade limtreets bæreevne og utseende unngås. Ved selve monteringen av limtre kan nødvendige tilpassninger gjøres av montøren med enkle verktøy, som for eksempel hånd- eller motorsag. I store konstruksjoner er det en forutsetning at konstruktøren av bæresystemet har planlagt godt og tenkt praktisk for at monteringen av limtrebjelkene skal gå lett og effektivt. Det gjelder da at utformingene på oppleggsflaten er nøyaktig slik at bjelken eller søylen enkelt kan monteres presist. Det er åpenbart at det kan være vanskelig alltid å skulle få dette til, men det er en viktig faktor å ha i bakhodet når man utformer et bæresystem.

## 2.4 Laster på takkonstruksjonen

I dette kapitlet vises de forskjellige lastene som vil virke på taket og som vil avgjøre hvor mye konstruksjonen må dimensjoneres for.

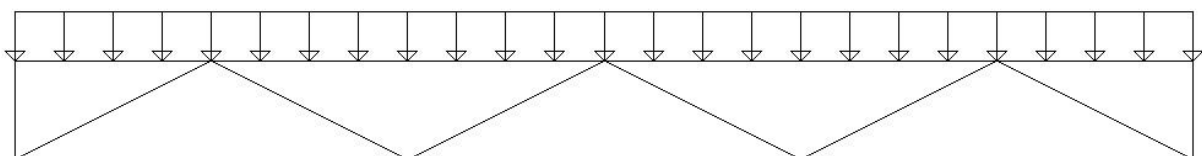
### 2.4.1 Snølast

Karakteristisk snølast for Skedsmo kommune er  $4,0 \text{ kN/m}^2$  (Standard 2008b, tabell NA.4.1(901)). Dette taket har en spesiell form, noe som gjør at lastbildet på taket også blir spesielt. Lastbildet på figur 20 er vurdert som et mulig tilfelle, men dette blir noe unøyaktig. Taket som skal beregnes vil danne flere ”daler” som vil fange snøen og føre til at taket tilnærmer seg en flat form. Pga. dette er det stor mulighet for at det vil samles mer snø enn den karakteristiske snølasten i disse ”dalene” i løpet av en vinter. Som følge stor snølast kommer snøen til å bli liggende forholdsvis lenge. I tillegg består taktekkingen av torv og kilrennene har lite fall. Dette gjør at snøen ikke vil skli av taket. Den vil altså mest sannsynlig bli liggende til den smelter av seg selv utpå våren. På bakgrunn av disse faktorene er lastbildet på figur 15 ikke godt nok.



Figur 20: Unøyaktig lastbilde for  $\mu$  - faktor

Det vil skille mellom formfaktorene i bunn langs kilrennene og på topp langs mønet. En mer riktig måte å løse dette på vil være å ha to ulike formfaktorer;  $\mu_1 = 0,8$  for bunn og  $\mu_2 = 1,6$  for topp (Fallsen 2012b, s. L-28). Ved å sette en gjennomsnittlig formfaktor for hele taket på,  $\mu = 1,4$  tas det hensyn til store snømengder som kan bli liggende lenge. Se figur 21.



Figur 21: Lastbilde for  $\mu$  - faktor

Formel 1 – Snølast:

$$S = S_K \times \mu \quad (\text{Standard 2008b})$$

Hvor:

- Karakteristisk snølast:  $S_K = 4,0 \text{ kN/m}^2$
- Formfaktor:  $\mu = 1,4$

### 2.4.2 Nyttelast

Nyttelasten neglisjeres på bakgrunn av hvordan snølasten er løst. Denne konstruksjonen vil være i lastkategori H (Standard 2008a). Det vil si at nyttelasten vil være 1,5 kN hvor som helst på taket, noe formfaktoren som brukes i forbindelse med snølasten vil dekke. Kategori H betyr at taket ikke blir brukt til noe annet enn vedlikehold eller eventuelle reparasjoner.

### 2.4.3 Vindlaster

I Skedsmo kommune er referansevinden 22 m/s. Området som skolen skal ligge i tilhører terrengruhetkategori II, dvs. landbruksområde og område med spredte små bygninger eller trær. (Standard 2009b). Bygget får kun en høydesone fordi høyden er mindre enn den minste bredden,  $h = 12 \text{ m} < \text{minste } b = 22,8 \text{ m}$  (Fallsen 2012b).

Formel 2 – Hastighetstrykk:

$$q_p(z = 12 \text{ m}) = v_{b,0}^2 \times k_w \quad (\text{Fallsen 2012b})$$

Hvor:

- Referansevind Skedsmo kommune:  $v_{b0} = 22 \text{ m/s}$  (Standard 2009b, NA.4(901.1))
- Vindlastfaktor:  $k_w = 1,57$  fordi  $z = 12 \text{ m}$  (Fallsen 2012b, s. L-35)

Dette taket vil variere mellom pultak, traetak og saltak, avhengig av hvilken del av taket du ser på. På grunn av snø og is kan taket tilnærme seg en flatere form og det vil da kun bli utsatt for sug, men sugkraften vil bli ubetydelig. Fordi vindkreftene vil variere ut ifra hvilken side det blåser mot, brukes en formfaktor som tar hensyn til de verst tenkelige tilfellene ved trykk. Den utvendige formfaktor,  $C_{pe}$ , blir 0,2 og gir trykkraft. (Standard 2009b).



Formel 3 – Utvendig vindlast:

$$\text{Utvendig vindlast: } w_e = c_{pe,10} \times q_p(z) \quad (\text{Fallsen 2012b})$$

Hvor:

- Belastet areal  $> 10 \text{ m}^2 \Rightarrow$  Bruker  $c_{pe,10}$  (Fallsen 2012b, s. L-36)
- Utvendig formfaktor:  $C_{pe,10} = 0,2$  (Standard 2009b, tab. 7.3a og 7.4a)
- Hastighetstrykk:  $q_p(z) = 22 \text{ m/s}^2 \times 1,57 = 759,88 \text{ N/m}^2$

#### 2.4.4 Egenvekt

- Sedum – tak =  $0,5 \text{ kN/m}^2$  (*Sedumtak* 2013)
- Isolasjon =  $0,27 \text{ kN/m}^2$  (*Underlag av stål - Plan isolasjonsløsning* 2013)
- Selvbærende stålplater =  $0,16 \text{ kN/m}^2$  (*Selvbærende plate T130M-75L-930* 2013)
- Akustikkhimling =  $0,08 \text{ kN/m}^2$  (*Gyptone BIG Sixto 65* 2013)

#### 2.4.5 Egenvekt bjelke

Det brukes en limtrekvalitet på CE L40c fordi dette er standard kvalitet for Moelven Limtre (*Dimensjonsliste limtre* 2013).

Formel 4 - Egenvekt bjelke:

$$EV^{Bjelke} = b \times h \times l \times \rho_k$$

Hvor:

- Densitet:  $\rho_k = 4 \text{ kN/m}^2$  for limtre CE L40c (Fallsen 2013, s. 1-14)

## 2.5 Dimensjonering av tre

I dette kapitlet vises de forskjellige formlene og faktorene som legges til grunn for dimensjoneringen av konstruksjonen med tanke på bøyespenning, skjærspennig, nedbøyning og brann. Denne konstruksjonen vil bestå av bærende elementer innendørs i oppvarmede rom, og vil derfor tilhøre klimaklasse 1 (Standard 2010). Fordi det vil ligge plater som festes og avstives på overkanten av bjelkene er det ikke fare for vipping. Dette gjelder samtlige takbjelker.

### 2.5.1 Dimensjonerende bruddlast

Formel 5 – Last i bruddgrensetilstand:

$$q_d = \left( \frac{1,2 \times EV}{\cos(13)} + 1,5 \times S_k \times \mu + \frac{1,5 \times \Psi_0 \times w_e}{\cos(13)^2} \right) \times \text{lastbredde} + EV^{Bjelke} \times 1,2$$

Hvor:

- Egenvekt:  $EV = 0,5 \text{ kN/m}^2 + 0,27 \text{ kN/m}^2 + 0,16 \text{ kN/m}^2 + 0,08 \text{ kN/m}^2 = 1,01 \text{ kN/m}^2$
- Snølast:  $S_k \times \mu = 4,0 \text{ kN/m}^2 \times 1,4 = 5,60 \text{ kN/m}^2$
- Vindlast:  $W_e = 0,2 \times 759,88 \text{ N/m}^2 = 0,152 \text{ kN/m}^2$
- $\Psi$ -faktor: Snø er dominerende nyttelast  $\Rightarrow \Psi_0 = 0,6$  (Standard 2008c, tab. NA.A1.1)
- Egenvekt bjelke vil variere
- Bygget befinner seg i pålitelighetsklasse 2 (Standard 2008c, tab. NA.A1(901)). Dvs. lastfaktor for egenlast = 1,2, lastfaktor for dominerende nyttelast (snø) = 1,5 og lastfaktor for øvrig nyttelast (vind) =  $1,5 \times \Psi_0$  (Standard 2008c, tab. NA.A1.2(A))
- Grunnen til at egenlasten og vindlasten deles med henholdsvis  $\cos(13)$  og  $\cos(13)^2$  er fordi da angriper lasten horisontalt over taket. Det gjør at de horisontale målsettingene på taket kan benyttes.

### 2.5.2 Dimensjonerende brukslast

Formel 15 – Last i bruksgrensetilstand:

$$q_{def} = q_{EV} \times (1 + k_{def}) + q_{KAR.NL} \times (1 + \Psi_2 \times k_{def})$$

Hvor:

- Deformasjonsfaktor:  $k_{def} = 0,6$  fordi bjelkene er i klimaklasse 1 og av limtre. (Standard 2010, tab. 3.2)
- $\Psi_2 = 0,20$ , fordi det er snølast som er nyttelasten (Standard 2008c, tab. NA.A1.1))

Ved beregningene av brukslasten neglisjeres vindlasten som taket blir utsatt for. Dette gjøres på grunnlag av at lasten er veldig liten og ikke vil ha noen innvirkning på dimensjoneringen.

Derfor:  $q_{kar.NL} = \text{snølast}$ .

### 2.5.3 Bøyespennning

Formel 6 – Dimensjonerende bøyespennning:

$$f_{m,d} = f_{m,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \times k_{sys} \times k_h \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Karakteristisk bøyespennning:  $f_{m,k} = 30,8 \text{ N/mm}^2$  for CE L40c (Fallsen 2013, s. 1-14)
- Fasthetsfaktor:  $k_{mod} = 0,9$  (Standard 2010, tab. 3.1)
- Materialfaktor for limtre:  $\gamma_m = 1,15$  (Standard 2010, tab. NA.2.3)
- Systemstyrke – faktor:  $k_{sys} = 1,0$  (Standard 2010, pkt. 6.6)
- Høydefaktor:  $k_h = 1,0$  fordi bjelkene vil bli høyere enn 600 mm (Standard 2010, pkt. 3.3)

Formel 7 – Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} q_d l^2$$

Formel 8 – 3 momentslikningen:

$$2M_{Ed}(l_1 + l_2) = \frac{q_{d1}}{4} \times l_1^3 + \frac{q_{d2}}{4} \times l_2^3 \quad (\text{Fallsen 2012b})$$

Formel 9 – Kontroll minste motstandsmoment:

$$W_{min} = \frac{M_{Ed}}{f_{m,d}} \Rightarrow W_y \geq \frac{M_{Ed}}{f_{m,d}} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 10 – Motstandsmoment:

$$W_y = \frac{1}{6} b \times h^2 \quad (\text{Fallsen 2013})$$

### 2.5.4 Skjærspennning

Formel 11 - Dimensjonerende skjærfasthet:

$$f_{v,d} = f_{v,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \times k_{sys} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Karakteristisk skjærfasthet:  $f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$  for CE L40c (Fallsen 2013, s. 1-14)
- Fasthetsfaktor:  $k_{mod} = 0,9$  (Standard 2010, tab. 3.1)
- Materialfaktor for limtre:  $\gamma_m = 1,15$  (Standard 2010, tab. NA.2.3)
- Systemstyrke – faktor:  $k_{sys} = 1,0$  (Standard 2010, pkt. 6.6)

Formel 12 – Dimensjonerende skjærkraft for fritt opplagt bjelke:

$$V_{Ed} = q_d \times l \times \frac{1}{2}$$

Formel 13 – Dimensjonerende skjærkraft for kontinuerlig bjelke

$$V_{Ed} = q_d \times l \times \frac{1}{2} \pm \frac{M_B}{l}$$

Formel 14 – Kontroll minste høyde med tanke på skjær inkl. redusert skjærkraft

$$h_{min} = \frac{v_{Ed}^{max}}{q_d + \frac{4}{9} b \times f_{v,d}} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

### 2.5.5 Nedbøyning

Ved beregning av nedbøyning settes et nedbøyningskrav:  $\delta_{max} = \frac{l}{200}$  (Standard 2010, tab. NA.7.2). Videre brukes to forskjellige nedbøyningsformler, formel 17 for en fritt opplagt bjelke og formel 18 for en kontinuerlig bjelke. Disse formlene viser hvor stor nedbøyning det blir, slik at det kan kontrolleres mot  $\delta_{max}$ .

Formel 16 – Treghetsmoment:

$$I_y = \frac{1}{12} b \times h^3 \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 17 – Nedbøyning på midten av en fritt opplagt bjelke:

$$\delta_m = \frac{5q_{def}l^4}{384EI} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Elastitetsmodul:  $E_{0,mean} = 13000 \text{ N/mm}^2$  (Fallsen 2013, s. 1-14)

Formel 18 – Nedbøyning midt i spennene for en kontinuerlig bjelke:

$$\delta_m = \frac{5q_{def}l^4}{384EI} - \frac{(M_A + M_B)l^2}{16EI} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Elastitetsmodul:  $E_{0,mean} = 13000 \text{ N/mm}^2$  (Fallsen 2013, s. 1-14)

### 2.5.6 Fagverksbjelke

Over- og undergurtene vil bli utsatt for henholdsvis trykk og strekk, og må kontrolleres mot disse påkjenningene. For å finne kreftene i gurtene deles momentet med den indre momentarmen. Kreftene i stavene regnes ut ved å bruke likevektslikninger. Dette forutsetter at fagverket er statisk bestemt. Videre må man finne den dimensjonerende strekk- og trykkfastheten. Trykkstavene i fagverket beregnes på samme måte som søyler utsatt for trykk med knekk lengde lik senter linjene i over- og undergurtene. Som nevnt i kapittel 1.4 vil ikke knutepunkter og nedbøyning bli tatt hensyn til ved dimensjonering av fagverksbjelken.

Formel 19 – Dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Karakteristisk trykkfasthet:  $f_{c,0,k} = 25,4 \text{ n/mm}^2$  for CE L40c. (Fallsen 2013, s. 1-14)
- Fasthetsfaktor:  $k_{mod} = 0,9$  (Standard 2010, tab. 3.1)
- Materialfaktor:  $\gamma_m = 1,15$  (Standard 2010, tab. NA.2.3)

Formel 20 – Dimensjonerende strekkfasthet i fiberretningen:

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Karakteristisk strekkfasthet:  $f_{t,0,k} = 17,6 \text{ N/mm}^2$  for CE L40c. (Fallsen 2013, s. 1-14)
- Fasthetsfaktor:  $k_{mod} = 0,9$  (Standard 2010, tab. 3.1)
- Materialfaktor:  $\gamma_m = 1,15$  (Standard 2010, tab. NA.2.3)

Formel 21 – Moment på midten med skrålast:

$$M = \frac{1}{8} q_1 l^2 + \frac{1}{16} q_2 l^2$$

Formel 22 - Resultant skrålast:

$$R = q_{skrå}^{max} \times l \times \frac{1}{2}$$

Formel 23 – Oppleggskrefter med skrålast:

$$V_A = q_1 \times l + q_2 \times l \times \frac{2}{3} \text{ og } V_B = q_1 \times l + q_2 \times l \times \frac{1}{3}$$

Formel 24 – Strekk/trykk ved over- og undergurt:

$$S/T = \frac{M_{Ed}}{\text{Indre momentarm}}$$

Formel 25 – Minste areal for strekk og trykk:

$$A_{min} = \frac{S/T \times 10^3}{f_{c,0,d}} \text{ og } A_{min} = \frac{S/T \times 10^3}{f_{t,0,d}} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 26 – Slankhet:

$$\lambda_i = \frac{l_{cr}}{i_i}, i = y \text{ eller } z \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Knekk lengde:  $L_{cr} = L \times 1,0$  (Standard 2010, pkt. 9.2.1(2))
- Trehetsradius =  $i$

Formel 27: Relativ slankhet:

$$\lambda_{rel,i} = \frac{\lambda_i}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (\text{Standard 2010})$$

Hvor:

- Elastitetsmodul:  $E_{0,05} = 10500 \text{ N/mm}^2$  (Fallsen 2013, s. 1-14)

Formel 28 –  $k_i$  for limtre:

$$k_i = 0,5(0,97 + 0,1 \times \lambda_{rel,i} + \lambda_{rel,i}^2) \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 29 – Knekkfaktor:

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

Formel 30 – Minste tverrsnittsareal for trykkstaver:

$$A_{min} = \frac{N_{Ed}}{k_{c,i} \times f_{c,0,d}} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 31 – Minste høyde på tverrsnittet:

$$h_{min} = \frac{A_{min}}{b} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 32 – Minste tverrsnittsareal for strekkstaver:

$$A_{min} = \frac{N_{Ed}}{f_{t,0,d}} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

### 2.5.7 Branndimensjonering

Når bjelkene skal branndimensjoneres kontrolleres disse ved å beregne en brannlast for så å sjekke denne opp mot skjær- og momentpåkjenninger. Bjelkene skal holde 60 minutter ved en eventuell brann, se kapittel 2.3.4.

Formel 33 – Brannlast:

$$q_{d,fi} = q_{EV} \times 1,0 + q_{NL} \times \Psi_2 \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- $q_{EV}$  = Egenvekt x lastbredde
- $q_{NL}$  = Nyttelast x lastbredde
- $\Psi_2 = 0,20$ , fordi det er snølast som er nyttelasten (Standard 2008c, tab. NA.A1.1)

Ved beregningene av brannlasten neglisjeres vindlasten som taket blir utsatt for. Dette gjøres på grunnlag av at lasten er veldig liten og ikke vil ha noen innvirkning på dimensjoneringen.

Derfor:  $q_{kar. N.L.} = \text{snølast}$ .

Formel 34 – Dimensjonerende moment ved brann:

$$M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} q_{d,fi} l^2 \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 35 – 3 momentslikningen ved brann:

$$2M_{B,fi}(l_1 + l_2) = \frac{q_{d1,fi}}{4} \times l_1^3 + \frac{q_{d2,fi}}{4} \times l_2^3 \quad (\text{Fallsen 2012b})$$

Formel 36 – Dimensjonerende skjærkraft ved brann for fritt opplagt bjelke:

$$V_{Ed,fi} = q_{d,fi} \times l \times \frac{1}{2} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 37 – Dimensjonerende skjærkraft ved brann for kontinuerlig bjelke:

$$V_{Ed,fi} = q_{d,fi} \times l \times \frac{1}{2} \pm \frac{M_{B,fi}}{l} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 38 – Forkullingsdybde:

$$d_{eff} = \beta_n \times t + 1 \times 7 \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Nominell forkullingshastighet:  $\beta_n = 0,7$  (Standard 2009a, tab. 3.1)
- Brannmotstand:  $t = 60$  min, som vist tidligere i kapittel 2.3.4.

Formel 39 – Resterende areal ved brannangrep på 4 sider:

$$A_{rest} = (b - 2d_{eff}) \times (h - 2d_{eff}) = (b_{rest}) \times (h_{rest}) \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 40 – Resterende motstandsmoment:

$$W_y^{rest} = \frac{1}{6} b_{rest} \times h_{rest}^2 \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 41 – Dimensjonerende bøyespenning ved brann:

$$f_{md,fi} = f_{mk} \times k_{fi} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Karakteristisk bøyespenning:  $f_{m,k} = 30,8$  N/mm<sup>2</sup> for CE L40c (Fallsen 2013, s. 1-14)
- $K_{fi} = 1,15$  for limtre (Standard 2009a, tab. 2.1)

Formel 42 – Dimensjonerende skjærfasthet brann:

$$f_{vd,fi} = f_{vk} \times k_{fi} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Karakteristisk skjærfasthet:  $f_{v,k} = 2,7$  N/mm<sup>2</sup> for CE L40c (Fallsen 2013, s. 1-14)
- $K_{fi} = 1,15$  for limtre (Standard 2009a, tab. 2.1)

Formel 43 - Kontroll resterende motstandsmoment ved brann:

$$W_{y,fi}^{min} = \frac{M_{Ed,fi}}{f_{md,fi}} < W_y^{rest} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Formel 44 – Kontroll resterende areal ved brann:

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{V_{Ed,fi}}{f_{vd,fi}} < A_{rest} \quad (\text{Fallsen 2013})$$



Formel 45 – Dimensjonerende strekkfasthet i fiberretningen ved brann:

$$f_{t,0,d,fi} = f_{t,0,k} \times k_{fi}$$

Hvor:

- Karakteristisk strekkfasthet i fiberretning:  $f_{t,0,k} = 17,6 \text{ N/mm}^2$  (Fallsen 2013, s. 1-14)
- $K_{fi} = 1,15$  for limtre (Standard 2009a, tab. 2.1)

Formel 46 – Dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen ved brann:

$$f_{c,0,d,fi} = f_{c,0,k} \times k_{fi}$$

Hvor:

- Karakteristisk trykkfasthet i fiberretningen:  $f_{c,0,k} = 25,4 \text{ N/mm}^2$  (Fallsen 2013, s. 1-14)
- $K_{fi} = 1,15$  for limtre (Standard 2009a, tab. 2.1)

Formel 47 – Oppleggskrefter med skrålast ved brann:

$$F_A = q_{1,fi} \times l \times \frac{1}{2} + q_{2,fi} \times l \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \text{ og } F_B = q_{1,fi} \times l \times \frac{1}{2} + q_{2,fi} \times l \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3}$$

Formel 48 – Moment på midten med skrålast ved brann:

$$M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times q_{1,fi} \times l^2 + \frac{1}{16} \times q_{2,fi} \times l^2$$

Formel 49 – Søyлекapasitet ved brann:

$$N_{Rd,fi} = k_{c,z} \times f_{c,0,d,fi} \times A_{rest} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

## 2.6 Dimensjonering av forbindelser

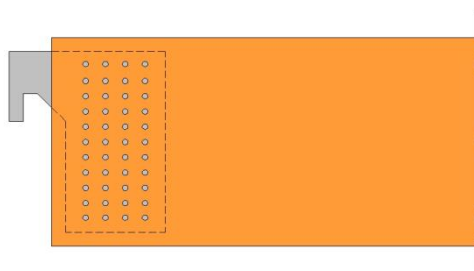
For å kunne dimensjonere forbindelsene er det nødvendig å vite hva slags type og design de skal ha. Det er derfor viktig å ta for seg egenskapene som de forskjellige typene har.

### 2.6.1 Utforming av sammenføyninger

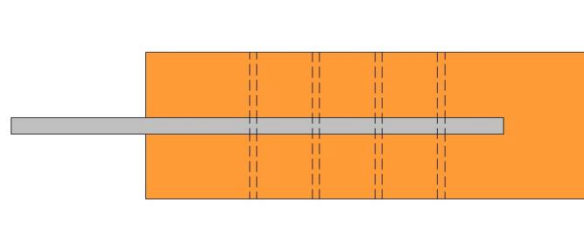
Ved de tilfellene det er 3 stk. bjelker som møtes i sammenføyninger er den mest aktuelle metoden å lage bjelkesko som det er plass til alle bjelkeendene på. Dette er for å bevare det fulle tverrsnittet av hver enkelt bjelke slik at skjærkapasiteten til disse ikke blir redusert. Dybler er en annen metode som kan være aktuell for å lage disse sammenføyningene. Denne løsningen vil føre kreftene fra de to ytre bjelkene inn på den midtre, og dermed vil det

nødvendige oppleggsarealet bli desto større på denne bjelken. Fordi bjelken har en gitt bredde vil da oppleggsplaten gå et stykke inn på bjelken. Ved å lage en bjelkesko hvor alle tre bjelkene kan ligge an på sine fulle bredder, trenger ikke oppleggsplaten å gå så langt innover på bjelken som når kun en bjelke skal videreføre all belastning. Figur 18 er et godt eksempel på hvordan utformingen av denne bjelkeskoen kan løses, og vil derfor være et utgangspunkt i utformingen av bjelkeskoen i dette forsøket.

Når det gjelder de innvendige sammenføyningene hvor to bjelker møtes må sammenføyningene utformes annerledes enn der det er tre bjelker. En mulig løsning er å feste en innslisset stålplate til bjelkeenden med dybler slik bjelken blir hengende på søylen. Dette gir et estetisk fint utseende fordi forbindelsen blir godt skjult. I tillegg vil en slik løsning ha gode brantekniske egenskaper fordi stålet blir beskyttet av utenpåliggende treverk. Allikevel er ikke denne løsningen å foretrekke ved større dimensjoner, dvs. med høyde over 1 meter. Grunnen til det er at tre er et levende materiale som kan bevege seg. Når dimensjonene blir store vil selv små bevegelser gjøre utslag. Stålet er i motsetning til tre et dødt materiale og vil være mer i ro. Mellom dyblene er det da fare for sprekkdannelse, noe som er spesielt uheldig ved store belastninger. En slik forbindelse vises på figur 22 og 23. Dette problemet kan også forekomme ved bruk av dybler som nevnt i forrige avsnitt.



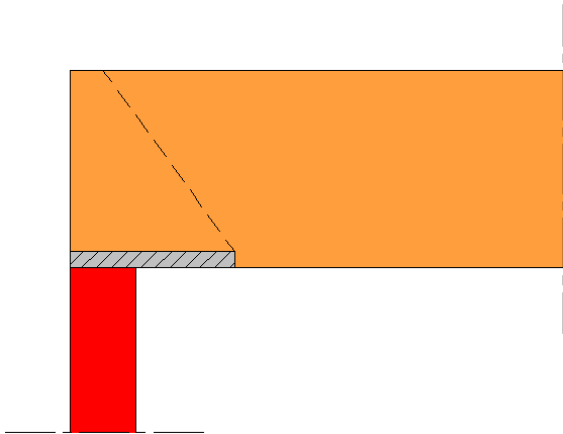
Figur 22: Dybelforbindelse sett fra siden



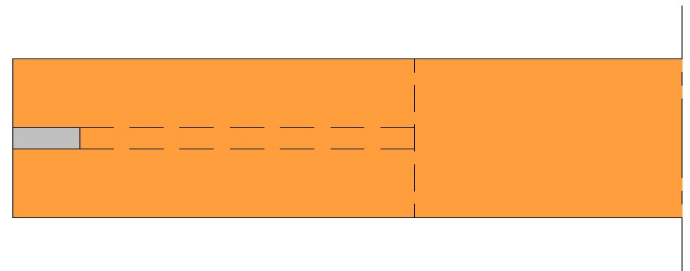
Figur 23: Dybelforbindelse sett ovenfra

Pga. nevnte sprekkfare vil derfor en form for bjelkesko være mer aktuelt. Formen på disse vil ha utgangspunkt i tradisjonelle bjelkesko med en bunnplate og sideplater, som ofte brukes i bjelkelag og andre mindre konstruksjoner. En slik type bjelkesko må kunne ivareta kravet til oppleggsareal, og føre kreftene videre ned i konstruksjonen. Ved utforming av denne kan et alternativ være å slisse inn noe av bjelkeskoen i treverket. Dette kan bli gjort ved å flytte sideplatene inn til senter av oppleggsplaten. Dette gjør at kun oppleggsplaten vil bli synlig. Men denne løsningen vil kreve mer bearbeiding av bjelkene siden sideavstivingen nå skal

ligge inni bjelken, noe som gjør denne løsningen fordyrende. I tillegg vil det komplisere monteringen av bjelkene. Fordi noe av tverrsnittet i bjelken blir borte ved å slisse inn bjelkeskoen, vil dette kunne føre til redusert bæreevne. Et eksempel på en slik bjelkesko kommer frem på figur 24 og 25.

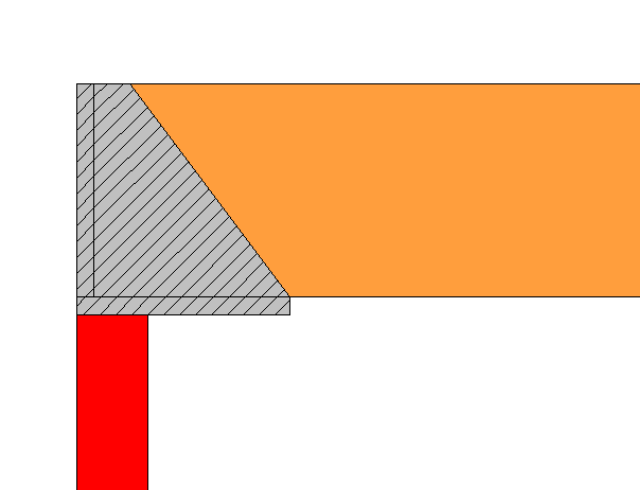


Figur 24: Innslisset bjelkesko sett fra siden

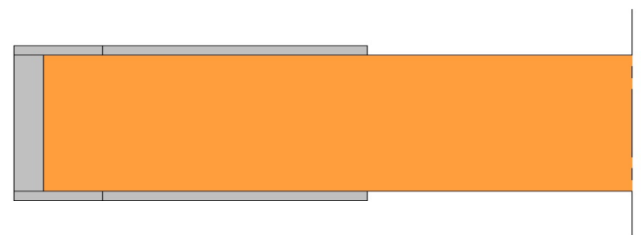


Figur 25: Innslisset bjelkesko sett ovenfra

På figur 26 og 27 vises en type bjelkesko som ligger utenpå bjelken. Denne gir en enkel montering som ikke krever noe bearbeiding av bjelken. I tillegg vil ikke bæreevnen bli redusert fordi hele bjelketverrsnittet beholdes. Selve stålet i bjelkeskoen vil være mye mer synlig på denne løsningen enn ved å slisse det inn. Ved å gjøre det på denne måten vil stålet også kreve tiltak for å forbedre de branntekniske egenskapene.



Figur 26: Utenpåliggende bjelkesko sett fra siden



Figur 27: Utenpåliggende bjelkesko sett ovenfra

Pga. store spennvidder og store oppleggskrefter vil det bli gjort forsøk på å konstruere sammenføyningene som bjelkesko av stål, med stålqualität S355. Utformingen av disse vil bli av typen som er på figur 26 og 27. Grunnen til det er at da slipper man å slisse inn plater, og dermed redusert skjærkapasiteten. Bjelken blir da ikke høyere enn nødvendig, noe som er viktig for å kunne besvare problemstillingen angående kravet fra arkitekt. I tillegg gir denne løsningen enkel montering og god støtte for oppleggsplaten. I mange tilfeller er det ønskelig å skjule stålet av estetiske grunner. Men hvis utformingen av bjelkeskoen blir utført håndverksmessig riktig og pent, kan denne løsningen gi et inntrykk av et massivt bæresystem med sterke skjøter. På denne måten kan en synlig bjelkesko gi et tiltalende design.

Ved de oppleggene hvor bjelkene ikke sammenføyres med noen andre, vil de bli utformet på samme måte som der to bjelker møtes.

En skisse som viser plasseringen av de forskjellige sammenføyningene kommer frem i vedlegg 6.

### 2.6.2 Nødvendig oppleggsareal ved sammenføyninger

Formel 50 – Dimensjonerende trykkfasthet vinkelrett på fiberretningen:

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Karakteristisk trykkfasthet:  $f_{c,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$  for CE L40c (Fallsen 2013, s. 1-14)
- Fasthetsfaktor:  $k_{mod} = 0,9$  (Standard 2010, tab. 3.1)
- Materialfaktor:  $\gamma_M = 1,15$  for limtre (Standard 2010, tab. NA.2.3)

Formel 51 – Nødvendig oppleggsareal:

$$A^{min} = \frac{(F_A \text{ eller } F_B) \times 10^3}{f_{c,90,d}}, \text{ hvor } F_A \text{ og } F_B = \text{Oppleggskraft} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

Hvor:

- Oppleggskraft =  $F_A$  eller  $F_B$

Formel 52 – Bjelkens oppleggskapasitet:

$$\text{Kapasitet} = A^{Opplegg} \times f_{c,90,d} \quad (\text{Fallsen 2013})$$

### 2.6.3 Tykkelse på stålplater ved sammenføyninger av 3 bjelker

For finne tykkelsen på oppleggsplatene ved sammenføyninger av 3 bjelker settes det en grense for nedøyning. Dette er fordi bjelken må være tilstrekkelig stiv slik at kontaktflaten mellom bjelken og platen ikke blir mindre enn minimumsarealet. Hvis platen ikke er stiv nok til å opprettholde kontaktflaten vil påkjenningen virke på et mindre areal, noe som øker trykkspenningen. Blir den påkjente trykkfastheten større enn den dimensjonerende, vil trefibrene presses sammen slik at det dannes deformasjoner i trevirket. For tilstrekkelig stivhet settes maks. tillatt nedbøyning:  $\delta_{till.} = \frac{l}{500}$ . Videre brukes formeler for nedbøyning til å finne platetykkelsen. For å sikre at nedbøyningen er under den maks. tillatte i alle retninger, må det evt. brukes understøttelser.

Formel 53 – Nedbøyning utkraget, fast innspent bjelke:

$$\delta_{max} = \frac{ql^4}{8EI} \Rightarrow \delta_{max} = \frac{ql^4}{8E \frac{1}{12}bh^3} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{3ql^4}{2Eb\delta_{max}}} \quad (\text{Johannessen 2002})$$

### 2.6.4 Tykkelse på stålplater ved sammenføyninger av to bjelker og enkeltbjelker

Det tas utgangspunkt i bøyefastheten til stålet for å finne tykkelsen på oppleggsplatene. Ved å sveise fast plater på høykant til oppleggsplaten forhindres nedbøyning av denne. For å finne tykkelsen på disse platene tas det utgangspunkt i strekkfastheten til stålet.

Formel 54 – Maksimalt tillatt bøyepening

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

- Materialfaktor for stålets tverrsnittskapasitet:  $\gamma_{M0} = 1,05$  (Fallsen 2012a, s. 1-3)
- Materialfaktor for stålets strekkapasitet:  $\gamma_{M2} = 1,25$  (Fallsen 2012a, s. 1-3)
- Stålkvalitet:  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$  (Fallsen 2012a, s. 1-11)

Formel 55 - Minste motstandsmoment for stål:

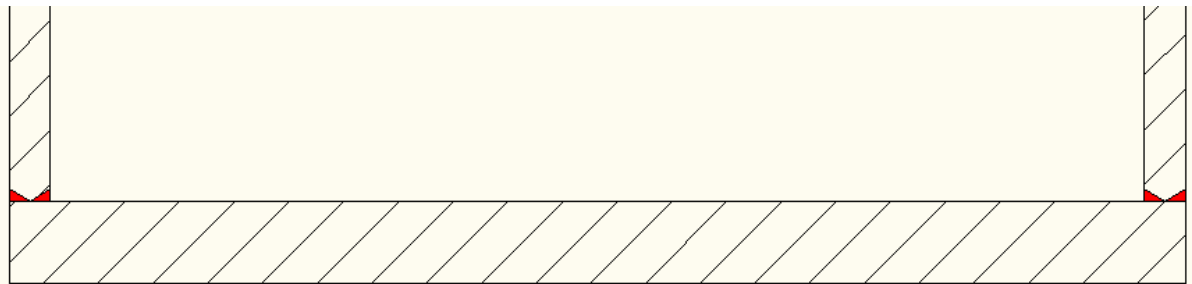
$$W \geq \frac{M_{Ed}}{f_d} \Rightarrow W_{min} = \frac{M_{Ed}}{f_d} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 56 – Minimumshøyde på stålplate:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{6W}{b}} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

### 2.6.5 Sveis

Der oppleggsplaten og sideplatene møtes må de skjøtes sammen. Dette gjøres ved at de oppsveises. Størrelsen på sveisen i de forskjellige oppleggene avhenger av hvor stor kraft som virker på sveisen. Det er ulike krefter som virker i de forskjellige oppleggene og sammenføyningene. Det vil derfor ikke bli beregnet for hver enkelt sveis, da dette blir for tidskrevende. I stedet blir det vist hvordan den bør utføres og hvordan en sveis kan beregnes. For å få en sveis som er lett å utføre, samtidig som den sitter godt, skrånkjæres kanten på sideplatene. Da har sveiseren mulighet til å fylle denne sprekken som dannes mellom side- og oppleggsplatene. Tykkelsen på sveisen benevnes som  $a$  – mål. Ved utregning er det denne faktoren som forteller hvor tykk sveisen skal være. Ved å skrånkjære kanten på platene vil dette minimumsmålet lett kunne fylles, samtidig som at sveisen ikke tar opp plass inni bjelkeskoen. Figur 28 viser et tverrsnitt av en bjelkesko der platene blir oppsveiset.



Figur 28: Utføring av sveis

Formel 57 – Sveisens dimensjonerende skjærspenning:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{M2} \times \beta_w \times \sqrt{3}} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Hvor:

- Strekkfasthet:  $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$  (Fallsen 2012a, s. 1-11)
- Materialfaktor for stålets fasthet:  $\gamma_{M2} = 1,25$  (Fallsen 2012a, s. 1-3)
- Korrelasjonsfaktor:  $\beta_w = 0,9$  (Fallsen 2012a, s. 17-13)

Formel 58 – Sveisens  $a$  – mål (forenklet metode):

(Fallsen 2012a)

$$a = \frac{N_{Ed}}{f_{vw,d} \times l_{eff}}$$

Hvor:

- Dimensjonerende oppleggskraft =  $N_{Ed}$
- Sveisens effektive lengde:  $l_{eff} = 2 \times (\text{lengde} - 2 \times \text{antatt } a)$  (Fallsen 2012a, s. 7-16)

### 2.6.6 Branndimensjonering av forbindelser

Faktorer som ligger til grunn for vurderingen av brannbeskyttelse av stålkonstruksjonene:

- Det må være en estetisk fin løsning
- Må ha en brannmotstand på R60 som resten av bærekonstruksjonen

## 2.7 Økonomi

For å kunne få en pris på limtrebjelkene som skal dimensjoneres ble Moelven Limtre kontaktet. De gav følgende opplysninger:

- 215 mm er den største dimensjon det kan fremstilles standard trelast til
- Skal man ha større bredder må det kantlime eller lime sammen to eller flere bjelker for å få større tverrsnitts bredde. I dette prosjektet er det mest aktuelt med det siste alternativet. Ved å lime sammen 190 + 165 mm får man 355 mm, 190 + 215 gir 405 mm

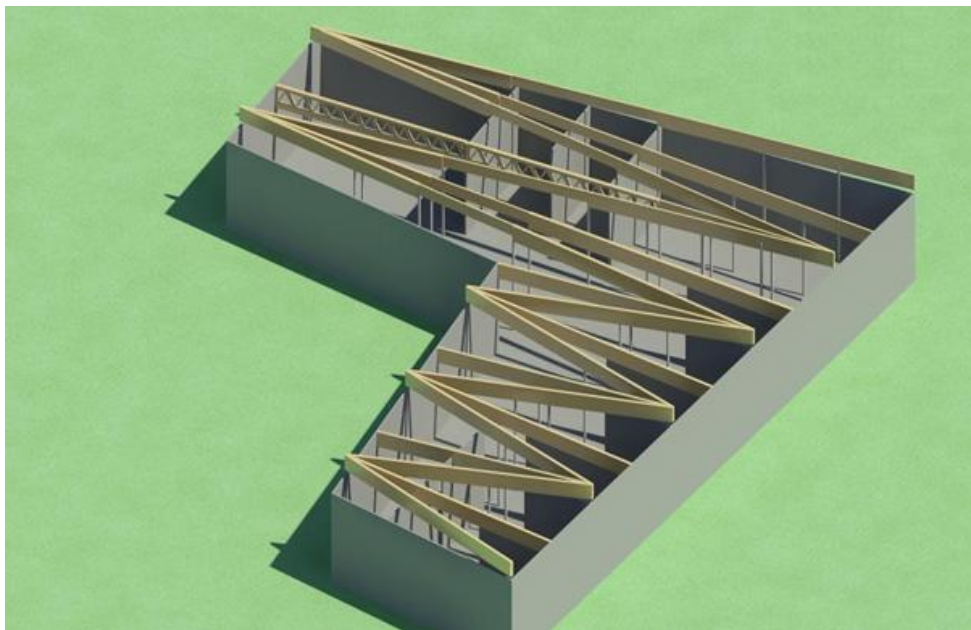
Moelvens priser pr. m<sup>3</sup> eks. mva. for prosjektet:

- Bredder opp til 215 mm, ca kr 8 000 pr. m<sup>3</sup>
- Sammenlimte bjelker, ca kr 10 000 pr. m<sup>3</sup>
- I tillegg kommer bearbeiding og frakt

## 3.0 Resultat

### 3.1 Resultat for dimensjonering av tre

Figur 29 viser en skisse over hele takkonstruksjonen, hvor man ser resultatet av taket som en helhet. Videre i resultatkapittelet er det tatt frem løsninger det er kommet frem til. Disse vises mer detaljert ved hjelp av tegninger og en kort beskrivelse.



Figur 29: Modell av takkonstruksjon

#### 3.1.1 Dimensjoneringsresultater

Dimensjoneringen ble delt opp slik at det ble 5 forskjellige tverrsnitt på bjelkene, pluss to fagverk. Dette ble gjort med tanke på transport, altså lengden på bjelkene, for å få de mest gunstige dimensjonene og med tanke på det praktiske. Med det praktiske menes systemet på inndeling og montering. Dette kommer frem på vedlegg 6.

Fagverkene er beregnet med skrålast og limtrebjelkene for en jevnt fordelt last. Grunnen til det er at fagverkene er de bjelkene som får desidert størst påkjenning. Dette er noe som kunne vært gjort ved alle bjelkene, men ved beregningen av limtrebjelkene ble det forenklet med en jevnt fordelt last.



## 3.1.2 Resultat limtredimensjonering

Tabellen viser en oversikt over resultatet for dimensjoneringen av limtrebjelkene.

Dimensjonstabell for limtrebjelkene						
Navn:	Lengde (meter)	Lastbredde (meter)	Dimensjon (mm)	Limtre kvalitet	Årsak til dim.	Henvi- sing beregning
<b>B1</b>	23,2	2,1	400 x 1440	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B2</b>	23,2	2,9	400 x 1440	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B3</b>	23,6	4,2	400 x 1440	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B5</b>	23,2	4,2	400 x 1440	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B6</b>	14,8 + 8,4	1,9 + 2,9	400 x 1440	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B7</b>	15,1 + 8,6	2,7 + 3,2	400 x 1440	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B8</b>	8,4 + 8,4	2,5 + 2,8	220 x 1080	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B9</b>	8,43 + 8,43	3,85 + 4,85	220 x 1080	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B10</b>	8,6 + 8,6	4,2 + 4,2	220 x 1080	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B12</b>	7,6 + 9,25	4,2 + 4,2	220 x 1080	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B13</b>	12,1	4,4	220 x 1080	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B14</b>	12,6	4,1	220 x 1080	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B15</b>	12,4	3,35	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B16</b>	8,65 + 8,6	3,7 + 4,2	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B17</b>	11,9	6,3	220 x 1520	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B18</b>	8,6 + 8,5	7,35 + 8,4	220 x 1520	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B19</b>	11,6	4,2	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B20</b>	9,1 + 7,9	4,2 + 4,2	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B21</b>	6,3 + 7	2,65 + 1,85	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B22</b>	8,3	1	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B23</b>	6,8 + 6,3	4,2 + 4,2	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B24</b>	6,9 + 8	4,2 + 4,2	220 x 1520	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B25</b>	19,7	6,8	400 x 1560	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B26</b>	13,1	8,4	400 x 1560	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B27</b>	20,7	4,2	400 x 1560	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B28</b>	11,2	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B29</b>	14,6 + 8,2	6,05 + 3,25	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B30</b>	8,3	1,7	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B31</b>	17,5	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1

<b>B32</b>	13,2	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B33</b>	16,9	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B34</b>	13,1	8,4	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B35</b>	17,5	4,25	360 x 1480	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B36</b>	13,1	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B37</b>	12,3 + 8,2	8,4 + 4,7	360 x 1480	CE L40c	<b>Styrke</b>	Vedlegg 1
<b>B38</b>	8,3	2,4	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B39</b>	11,7 + 3,6	4,2 + 4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B40</b>	13,2	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B41</b>	11,2 + 3,5	3,4 + 4,5	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B42</b>	13,1	8,4	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B43</b>	10,9 + 4,4	4,2 + 4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B44</b>	13,1	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B45</b>	9,2 + 8,9	8,4 + 5,45	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B46</b>	8,3	2,65	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B47</b>	8,4 + 6,8	4,2 + 4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B48</b>	11,1	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B49</b>	8 + 8,3	2,7 + 5,5	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B50</b>	8,9	8,4	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B51</b>	8,4	2,6	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1
<b>B52</b>	15,3	4,2	360 x 1480	CE L40c	Likhet	Vedlegg 1

### 3.1.3 Resultat fagverksdimensjonering

Etter møte med veileder ble det enighet om å fokusere på gurtene og stavene. Dette fordi det kun er størrelsen som er av interesse. Fagverkene ble utformet med tanke på at de skulle få lik høyde. Denne ble satt til 2 meter, som gir en indre momentarm på 1,6 meter. Tabellen viser resultatet for dimensjoneringen av fagverksbjelkene.

Dimensjonstabell for fagverkene (Fagverk i limtre med kvalitet CE L40c)						
Fagverk:	Lengde: (Meter)	Lastbredde (Meter)	Dimensjon: Overgurt	Dimensjon: Undergurt	Dimensjon: Staver	Henvisning beregninger
<b>B4</b>	23,2	8,4 og 5,6	480 x 320	480 x 480	180 x 480	Vedlegg 2
<b>B11</b>	23,9	5,7 og 2,7	320 x 360	320 x 440	180 x 320	Vedlegg 2

### 3.1.4 Resultat branndimensjonering

Ved branndimensjoneringen av limtrebjelkene gikk alle dimensjonene med god margin ut i fra tverrsnittene som ble valgt i den ordinære dimensjoneringen ved brudd- og brukslast.

Både over- og undergurtene på fagverksbjelkene tilfredstilte brannkravene, mens tverrsnittet på stavene måtte økes på begge bjelkene. Det mest kritiske er allikevel forbindelsene i knutepunktene. Det blir ikke fokusert på dette i denne rapporten, men det vil allikevel bli kommentert i analysen.

## 3.2 Resultat for dimensjonering av sammenføyninger

For å kunne lokalisere de forskjellige sammenføyningene er de navngitt med henholdsvis BPY og BPI, etterfulgt av nummer. BPY betyr ”Bærepunkt yttervegg” og BPI betyr ”Bærepunkt innvendig”.

Det er mange av bærepunktene i yttervegg som har noenlunde lik oppleggskraft. Det er derfor forenklet ved å dele opp i 9 forskjellige typer sammenføyninger, men på grunn av at det er forskjellig fallvinkel på flere av bjelkene blir det til sammen 11 varianter med små justeringer. Den dimensjonerende blir det bærepunktet med størst oppleggskraft.

Når det gjelder bærepunktene innvendig er det konstruert en type for de 6 forskjellige tilfellene som vil oppstå. De som er konstruert er de som har størst påkjenning.

### 3.2.1 Dimensjonstabell for stålplater

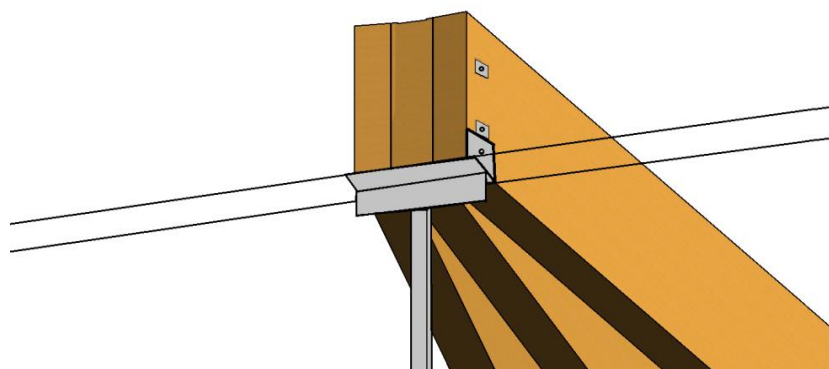
For beregning av oppleggskrefter og nødvendig oppleggsareal for de forskjellige punktene, se vedlegg 3 og 4. For oversikt over hvor de forskjellige bærepunktene er plassert, se vedlegg 6. Tabellen viser resultatet for dimensjoneringen av stålplatene i de forskjellige bærepunktene. For beregninger av de forskjellige stålplatene, se vedlegg 5.

Dimensjonstabell for stålplatene (Stålkvalitet S355)					
	Oppleggsplater:			Sideplater:	Understøtter:
Navn bærepunkt	Tykkelse (mm)	Lengde (mm)	Bredde (mm)	Tykkelse (mm)	Dimensjon (mm)
<b>Yttervegg:</b>					
BPY 1 og 2	40	1200	480	10	15 x 270 x 1200
BPY 3, 4 og 5	55	1100	590	10	15 x 215 x 1100
BPY 6	45	660	350	10	
BPY 7, 8 og 9	70	1080	400	10	
BPY 10	35	480	900	20	
BPY 11, 12, 13 og 20	25	360	700	10	
BPY 14 og 15	20	220	600	5	
BPY 16	30	400	700	15	
BPY 17, 18 og 19	25	360	750	10	
<b>Innvendig:</b>					
<b>BPI 1:</b>					
B4	35	480	800	15	
B11	35	320	850	15	
<b>BPI 2:</b>					
B11	25	320	700	10	
B21	25	220	150	10	
<b>BPI 3:</b>					
B3	30	400	650	10	
B10	30	220	300	10	
<b>BPI 4:</b>					
B13	30	220	600	15	
B25	30	400	850	15	
<b>BPI 5:</b>					
B25	30	400	850	15	
B26	30	400	700	15	
<b>BPI 6:</b>					
B31	25	360	150	5	
B32	25	360	150	5	

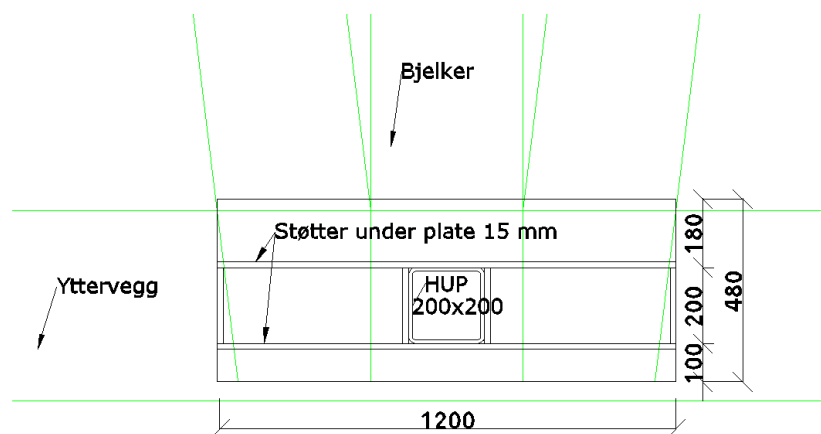
### 3.3 Bærepunkter i yttervegg

#### 3.3.1 BPY 1 og BPY 2

I BPY 1 og BPY 2 er det tre limtrebjelker av typen 400 x 1440 mm som skal sammenføyres på en stålplate oppå en HUP – søyle i ytterveggen. Dette ble løst med en bjelkesko som blir tredd ned på HUP – søylen. Bjelkeskoen består av en rektangulær plate på 1200 x 400 mm med en tykkelse på 40 mm som dekker det nødvendige oppleggsarealet. Under platen er det sveiset på to understøtter på hver side av søylen som skal stive opp platen. Understøttelsene består av to plater på 1200 x 270 mm med en tykkelse på 15 mm. Disse er plassert inntil søylen på to av sidene. I tillegg blir understøttelsene avstivet med avstandsplater, for å holde understøttelsene på plass. Bjelkene blir låst sammen med to gjennomgående bolter som igjen blir festet i bjelkeskoen i sideplatene. Figur 30 og 31 viser hvordan dette er løst.



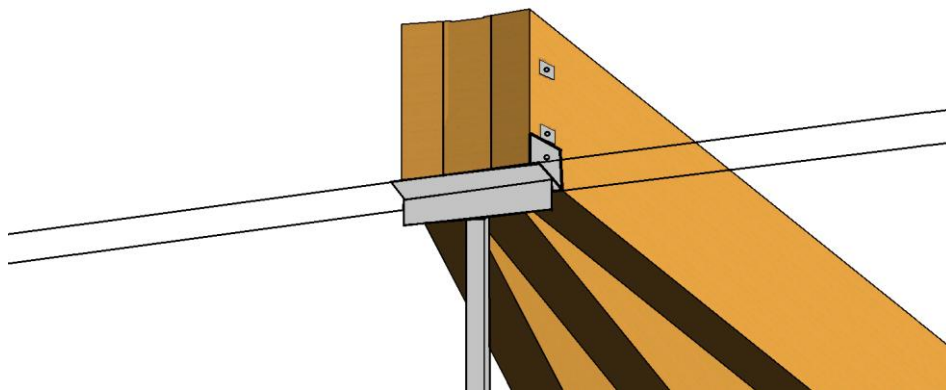
Figur 30: BPY 1 og 2



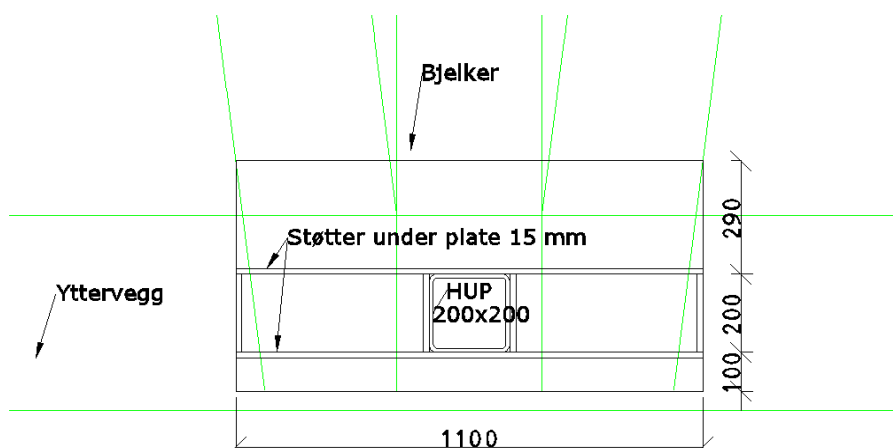
Figur 31: BPY 1 og 2 med mål

### 3.3.2 BPY 3, BPY 4 og BPY 5

Disse bærepunktene er konstruert på samme måte som BPY 1 og BPY 2. Men her er det tre limtrebjelker av typen 360 x 1480 mm som skal sammenføyres i ytterveggen. I dette tilfellet ble det også løst med en bjelkesko som blir tredd ned på HUP – søylen. Bjelkeskoen består av en rektangulær plate på 1100 x 590 mm med en tykkelse på 55 mm som dekker det nødvendige oppleggsarealet. Under oppleggsplaten er det sveiset på to understøtter på hver side av søylen med avstandsplater som skal stive opp platen, på samme måte som på BPY 1 og BPY 2. Understøttelsene består av to plater på 1100 x 215 mm med en tykkelse på 15 mm. På samme måte som BPY 1 og 2 blir disse bjelkene satt sammen ved hjelp av to gjennomgående bolter og bjelkene blir festet i sideplatene. Figur 32 og 33 viser hvordan dette er løst.



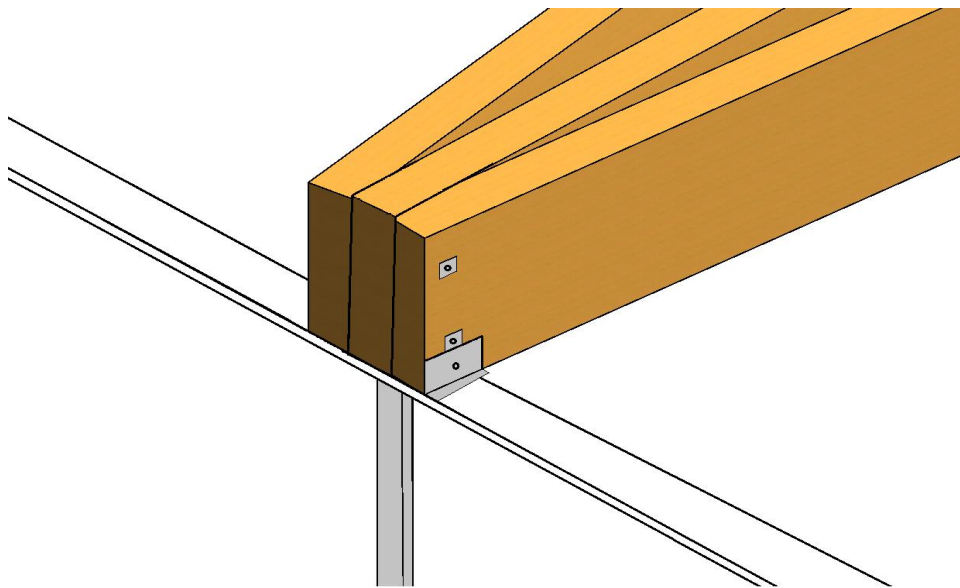
Figur 32: BPY 3,4 og 5



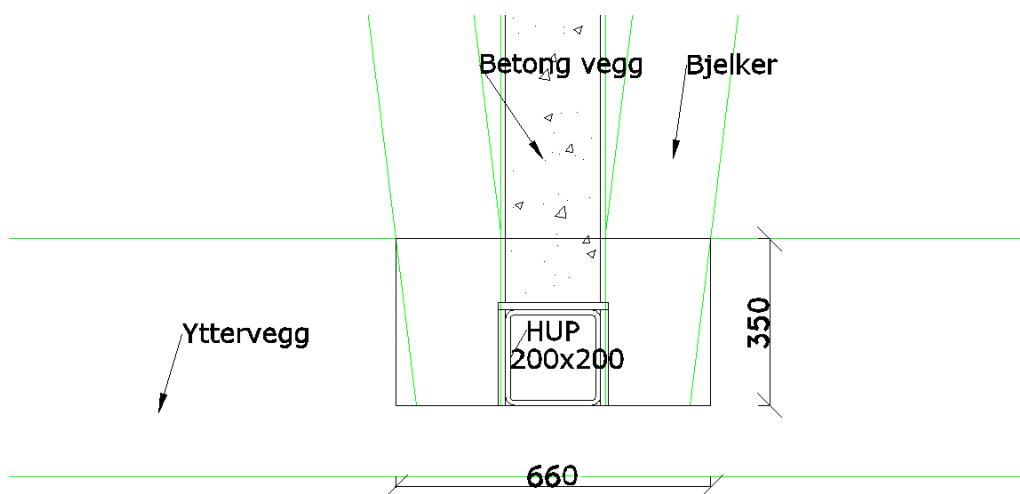
Figur 33: BPY 3,4 og 5 med mål

### 3.3.3 BPY 6

Dette opplegget har også tre limtrebjelker som skal sammenføres i ytterveggen. Denne bjelkeskoen har en rektangulær oppleggsplate på 660 x 350 mm og en tykkelse på 45 mm, som skal støtte de tre limtrebjelkene på 220 x 1520 mm. Denne oppleggsplaten har ikke understøttelser som de to andre typene, men bjelkeskoen hviler på HUP – søylen og betongveggen. På samme måte som de andre endeoppleggene blir bjelkene satt sammen av to gjennomgående bolter og bjelkene blir festet i sideplatene. Figur 34 og 35 viser hvordan dette er løst.



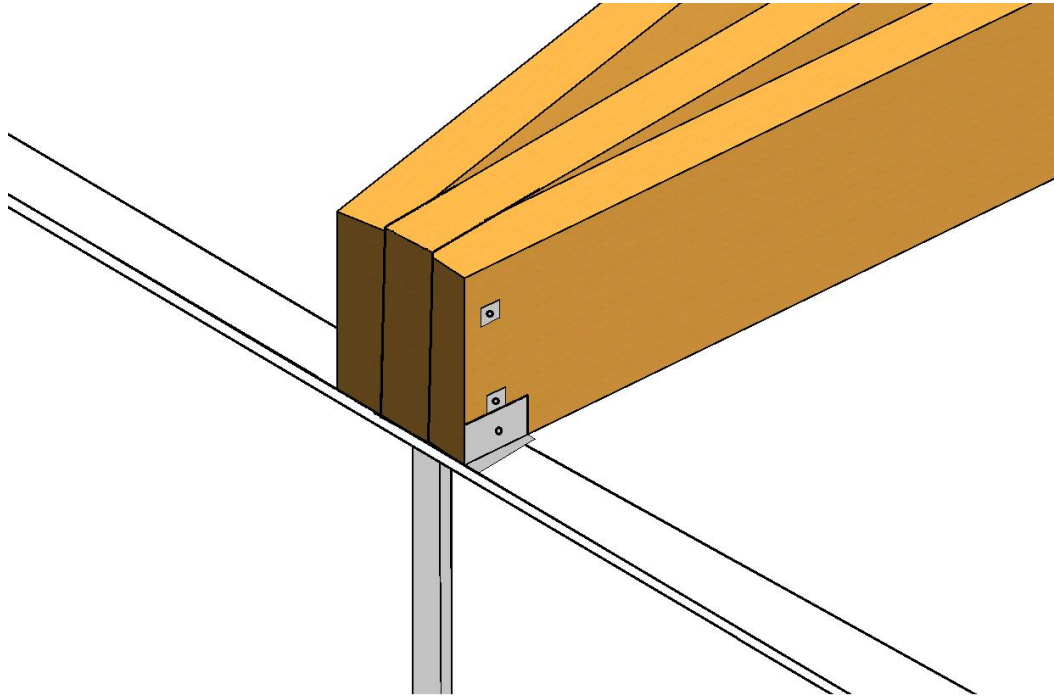
Figur 34: BPY 6



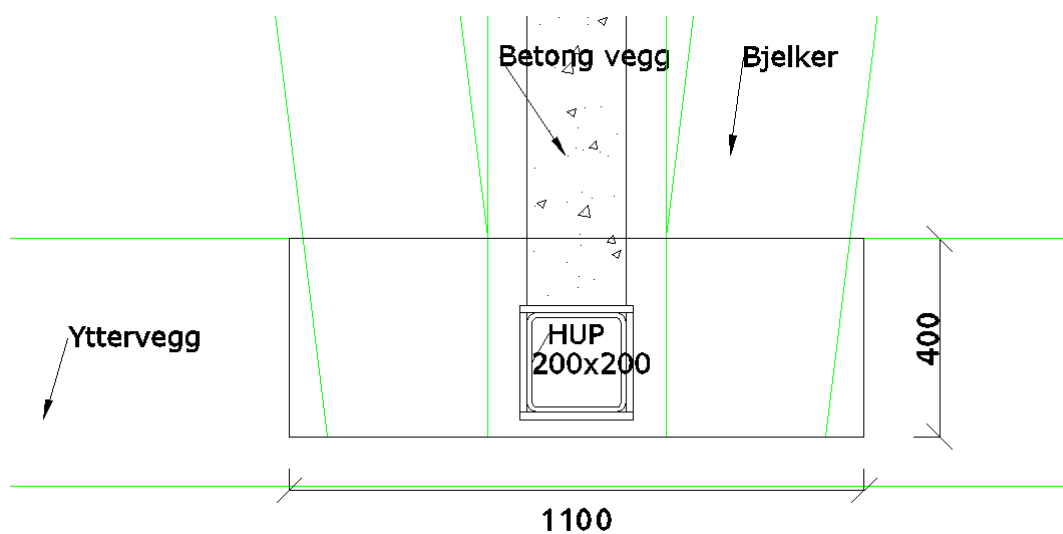
Figur 35: BPY 6 med mål

### 3.3.4 BPY 7, BPY 8 og BPY 9

Denne bjelkeskoen er konstruert på samme måte som BPY 6, der oppleggsplaten hviler på HUP – søylen og betongveggen. Men disse blir større på grunn av at det er 3 bjelker med en bredde på 360 mm som skal sammenføres. Bjelkenes dimensjon er på 360 x 1480 mm. Oppleggsplaten på disse blir 1100 x 400 mm for å dekke det nødvendige oppleggsarealet og har en tykkelse på 70 mm. Bjelkene henger sammen ved hjelp av to gjennomgående bolter og fester bjelkene i sideplatene. Figur 36 og 37 viser hvordan dette er løst.



Figur 36: BPY 7, 8 og 9

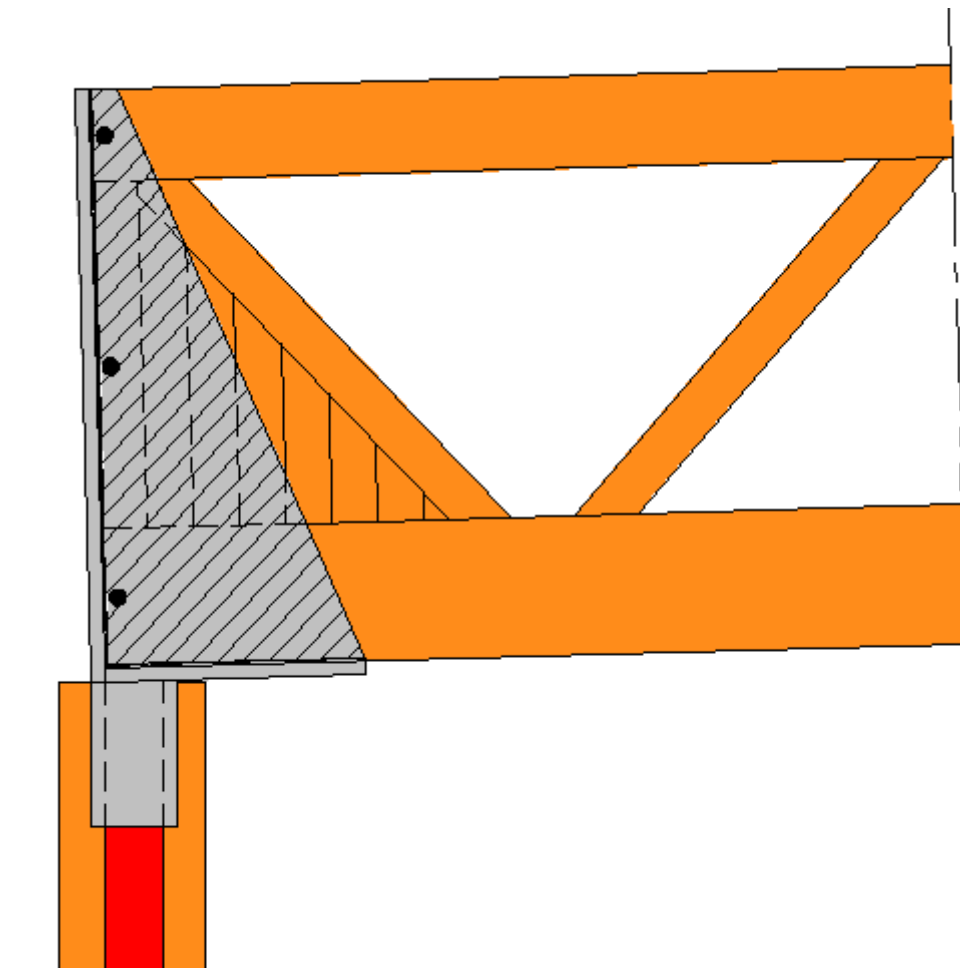


Figur 37: BPY 7, 8 og 9 med mål



### 3.3.5 BPY 10

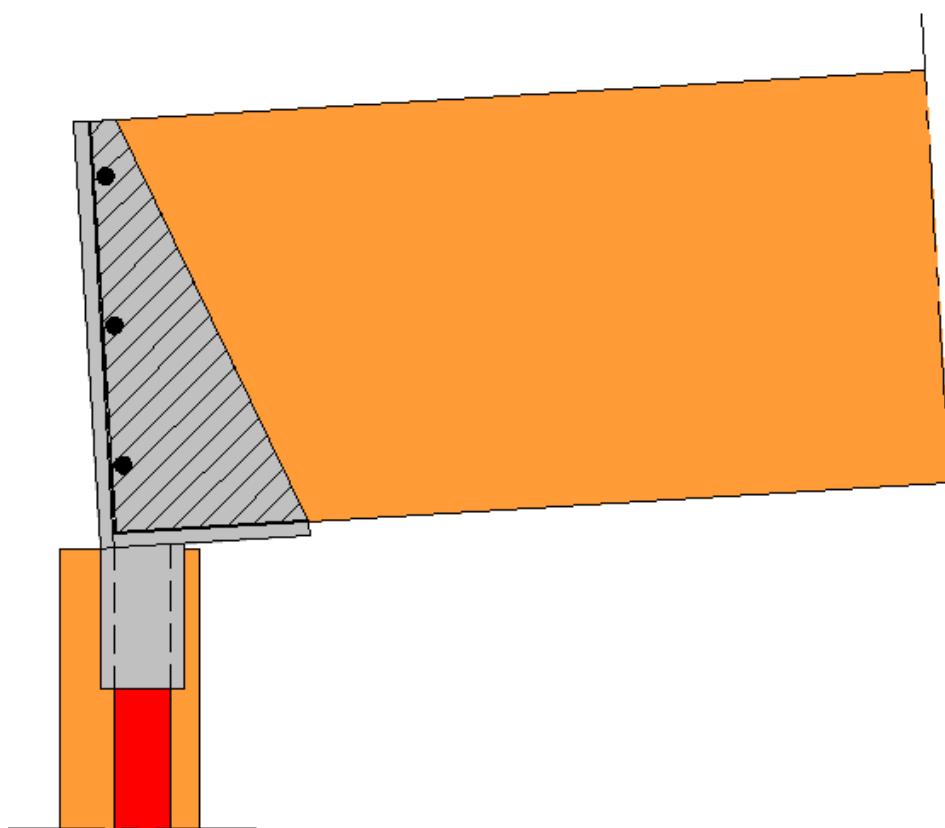
Dette er opplegget for fagverket i B4 og et endeopplegg. Det nødvendige oppleggsarealet er 480 x 900 mm. For å løse dette er det brukt en bjelkesko, som har sideplater som skal hjelpe til med å holde oppleggsplaten oppe og de skal hjelpe til med å holde igjen fagverket mot å gå sidevis. På samme måte som de andre bjelkeskoene kan denne tilpasses og sveises sammen slik at man kan tre den på HUP – søylen som bjelken skal ligge på. Fagverket skal festes i bjelkeskoen med 3 gjennomgående bolter. Det er spart 50 mm på det minste på utsiden av fagverket for isolasjon. Det måtte fylles tett under den første staven i fagverket, dette ble gjort fordi bjelken skal tåle trykket og momentet som kommer av oppleggsplaten. Fagverket har en fallvinkel på 1,6 °. Figur 38 viser hvordan dette er løst.



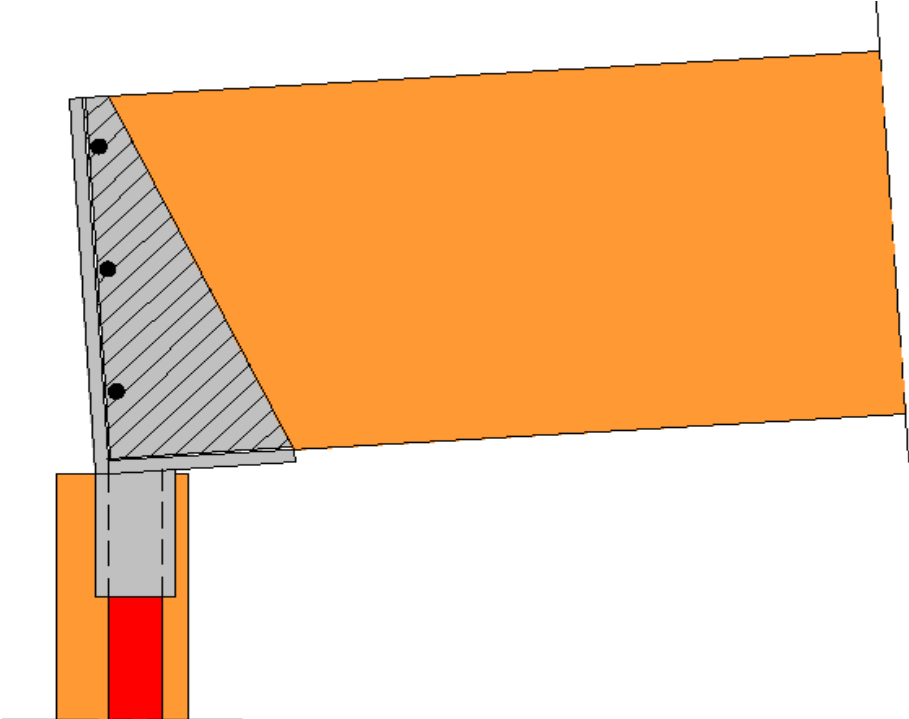
Figur 38: BPY 10

### 3.3.6 BPY 11, BPY 12, BPY 13 og BPY 20

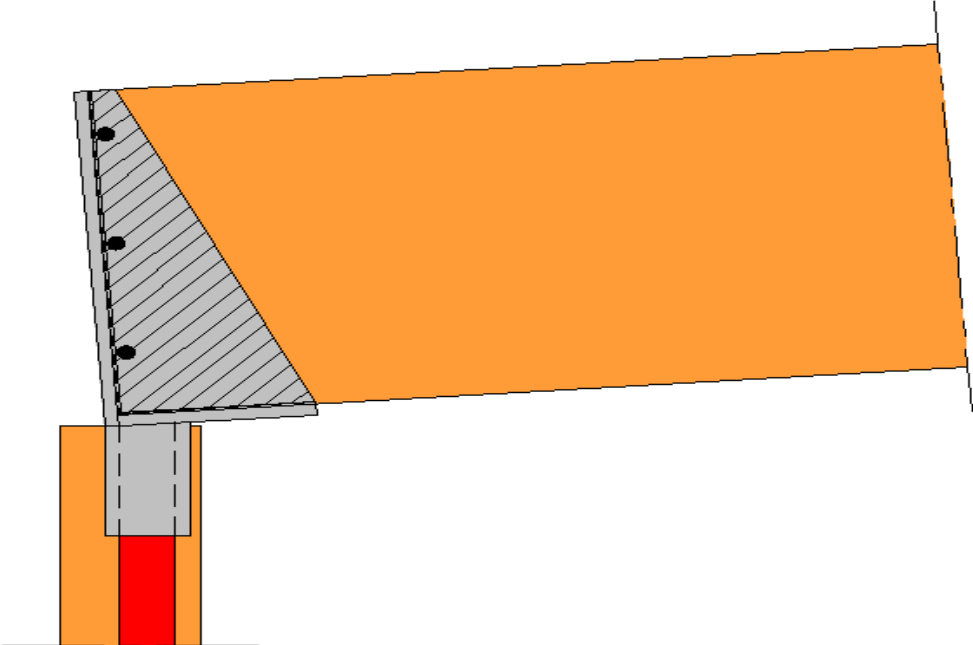
Dette er endeopplegg for limtrebjelker med dimensjon 360 x 1480 mm. Det nødvendige oppleggsarealet til disse er 360 x 700 mm. Dette er løst på samme måte som ved fagverket altså BPY 10. Bjelkene som skal ligge på bærepunktene og alle er forskjellige i forhold til fallvinkelen. BPY 11 er 3,5 °, BPY 12 er 3,7 °, BPY 13 er 4,1 ° og BPY 20 er en rett bjelke. Derfor er hver enkelt bjelkesko tilpasset for dette. Bjelkeskoen er sveiset sammen til en enhet og blir tredd ned på søylen og sveiset i bunn. Det er spart på det minste 50 mm på utsiden av bjelkeskoen for isolasjon. Figur 39, 40, 41 og 42 viser hvordan bærepunktene er løst.



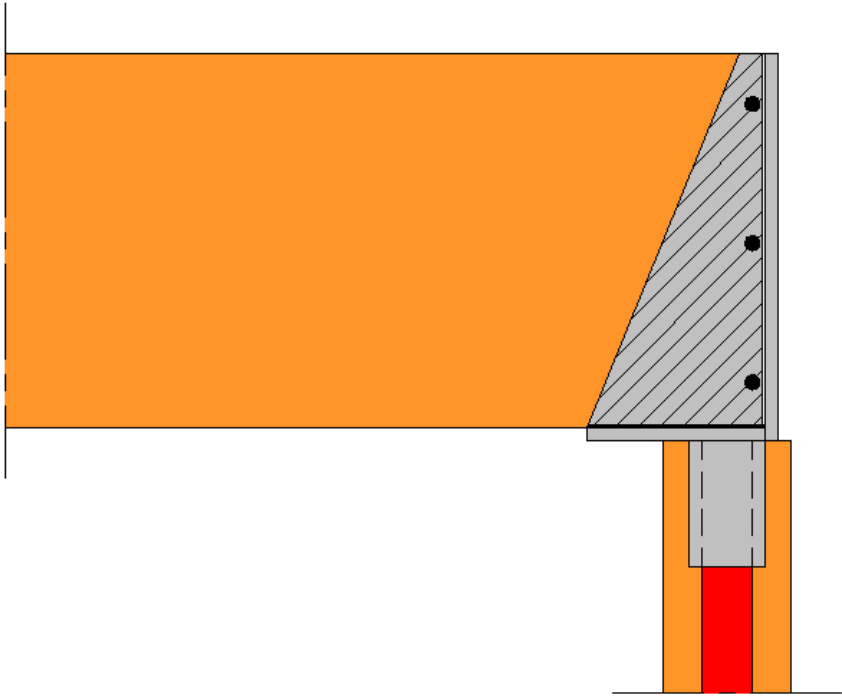
Figur 39: BPY 11



Figur 40: BPY 12



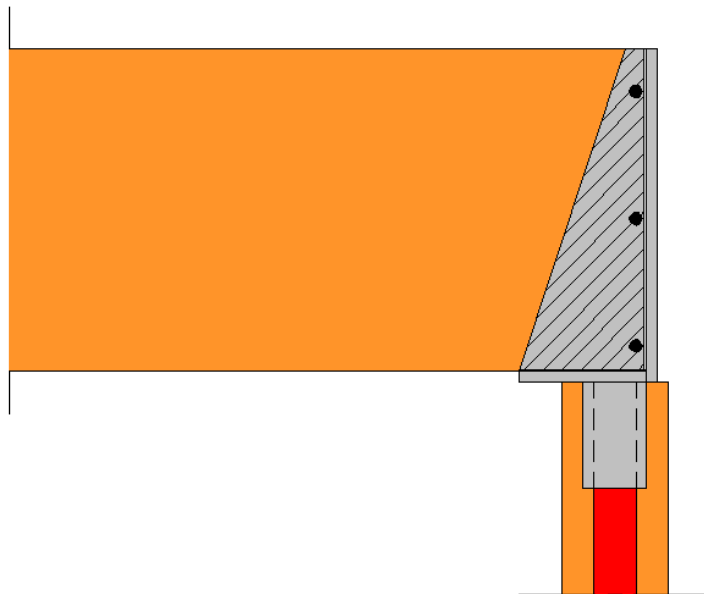
Figur 41: BPY 13



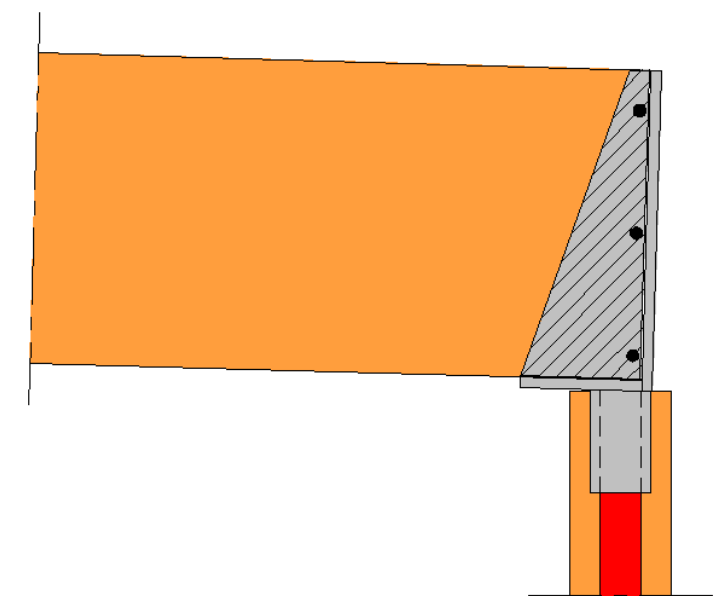
Figur 42: BPY 20

### 3.3.7 BPY 14 og BPY 15

Dette er to endeopplegg for bjelker med dimensjon 220 x 1520 mm og det nødvendige oppleggsarealet for disse er 220 x 600 mm. Hvor BPY 14 er for en rett bjelke og BPY 15 er en bjelke med en fallvinkel på 1,6 °. Disse er løst på samme måte som de foregående endeoppleggene, men bjelkeskoen i BPY 15 måtte tilpasses på grunn av fallvinkelen som bjelken ligger i. På det minste spart 50 mm på utsiden av bjelkeskoen for å få plass til isolasjon. Figur 43 og 44 viser hvordan dette er løst.



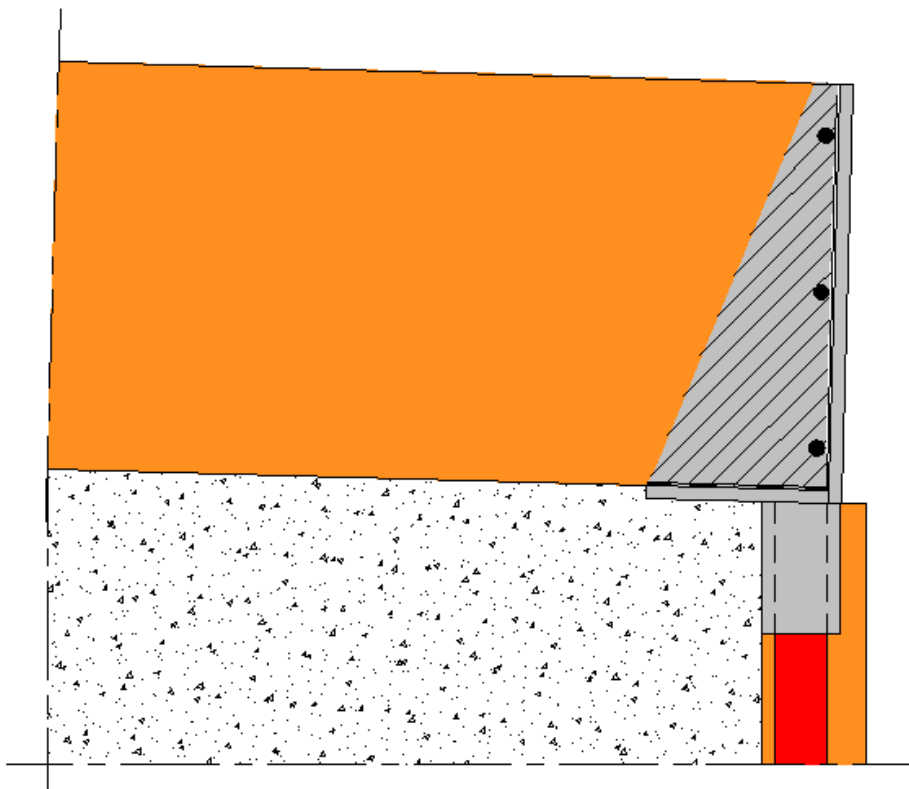
Figur 43: BPY 14



Figur 44: BPY 15

### 3.3.8 BPY 16

Dette er et endeopplegg hvor bjelken ligger over en betongvegg. Betongveggen er ført inn til søylen i ytterveggen. Det nødvendige oppleggsarealet som bjelken trenger er 400 x 700 mm og bjelkens dimensjon er 400 x 1560 mm. Her er bjelkeskoen tredd ned på søylen på samme måte som tidligere, i tillegg til at denne vil ligge på den bærende betongveggen. På samme måte er det spart plass til isolasjon på utsiden av bjelkeskoen. Bjelkeskoen vil da ligge på søylen og betongveggen. Figur 45 viser hvordan dette er løst.



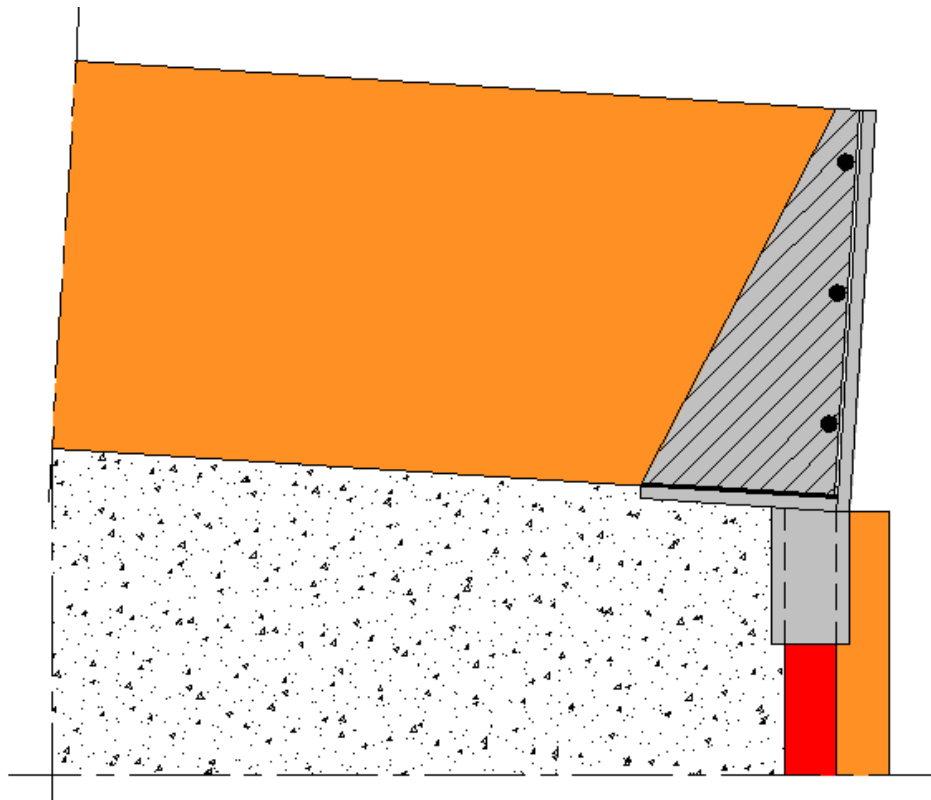
Figur 45: BPY 16

### 3.3.9 BPY 17, BPY 18 og BPY 19

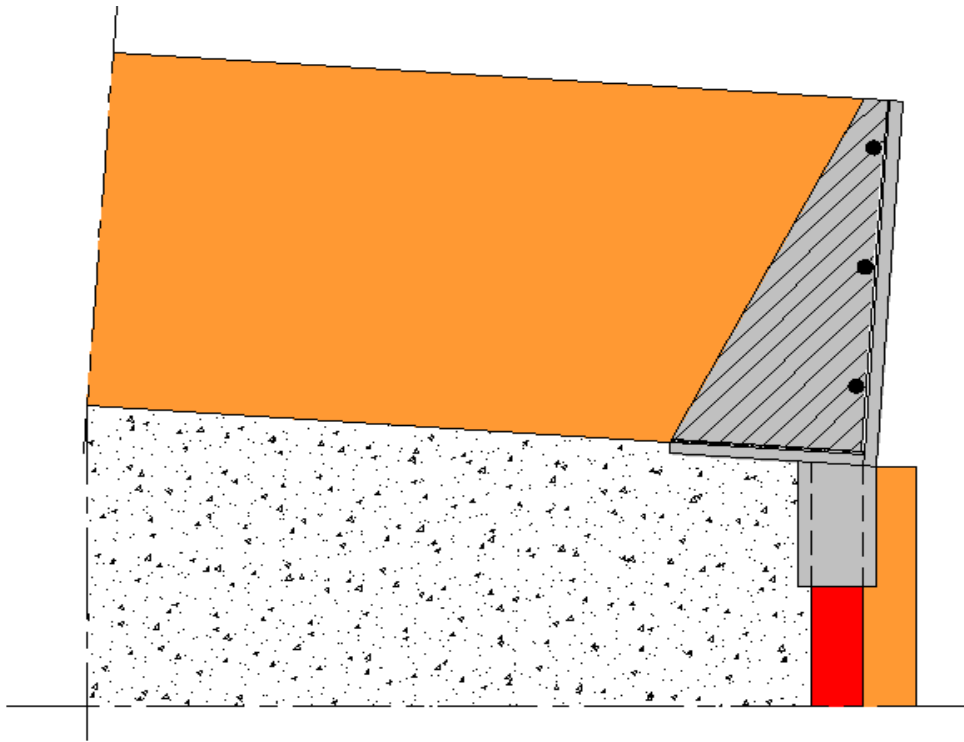
På disse bærepunktene er det bjelker med en dimensjon på 360 x 1480 mm. Det nødvendige oppleggsarealet disse har er 360 x 750 mm. De er løst på samme måten som de andre endeoppleggene. Men her også vil man være nødt til å tilpasse hver enkelt bjelkesko på grunn av at fallvinkelen på bjelkene varierer. Fallvinkelen på bjelkene:

- BPY 17 = 3,6°
- BPY 18 = 3,9 ° og
- BPY 19 = 4,3 °

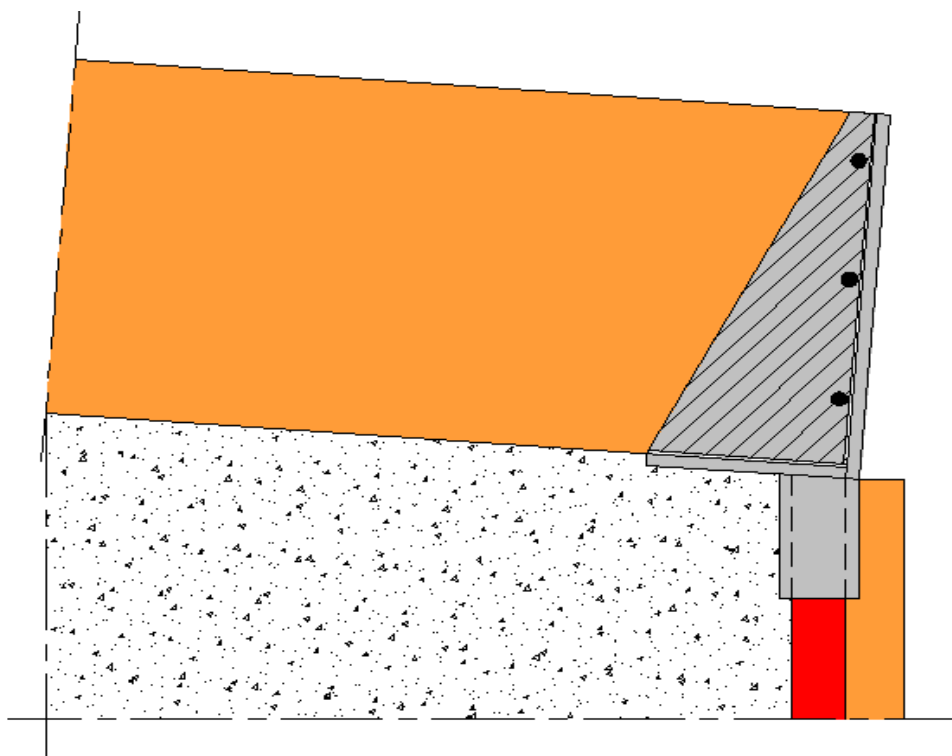
Bjelkeskoene blir liggende på søylen og betongveggen. Figur 46, 47 og 48 viser hvordan dette er løst.



Figur 46: BPY 17



Figur 47: BPY 18



Figur 48: BPY 19

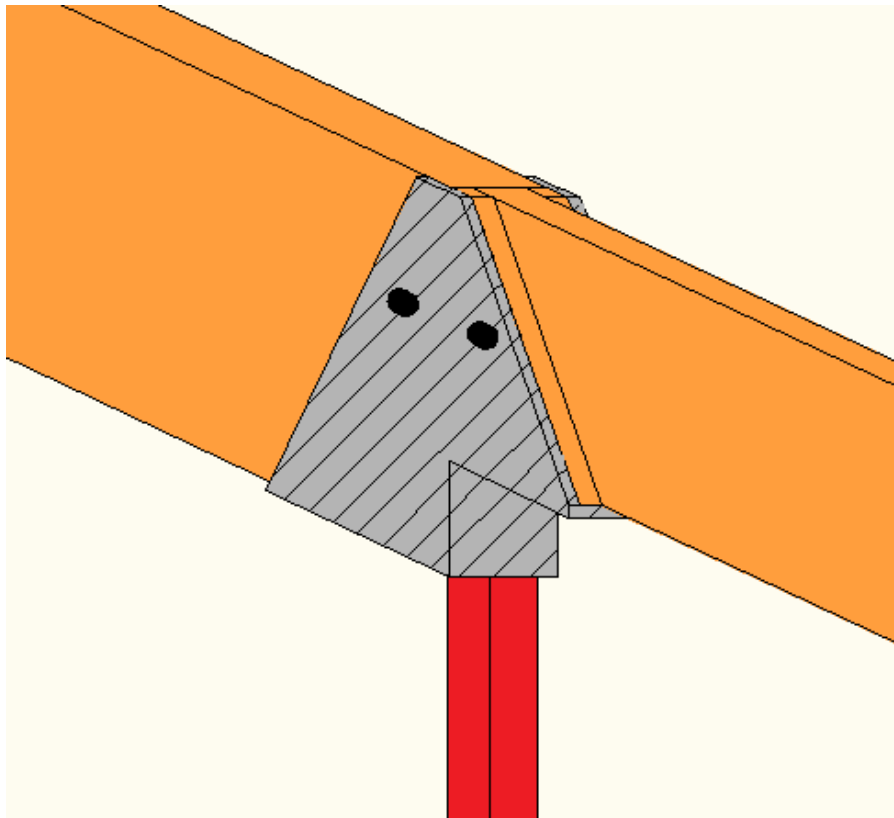


### 3.4 Bærepunkter innvendig

Tidligere i resultatet er det gått igjennom løsningene på de utvendige bærepunktene. De innvendige bærepunktene er to bjelker som skal bindes sammen til en søyle, samtidig som man må tenke på at disse skal være fritt opplagt og ikke bli kontinuerlig. Det er en del av bærepunktene som har to bjelker med forskjellige dimensjoner, både tykkere og høyere. Høydeforskjellene mellom bjelkene er kommentert og løst i punktene under.

Breddeforskjellen løses ved at bjelkeskoen blir lagd like bred som den bredeste bjelken. På den andre siden, hvor bjelken er smalere, vil den resterende bredden i bjelkeskoen bli fylt med trevirke. På denne måten blir det press på den smaleste bjelken slik at den ligger på plass. Figur 49 viser hvordan dette skal gjøres.

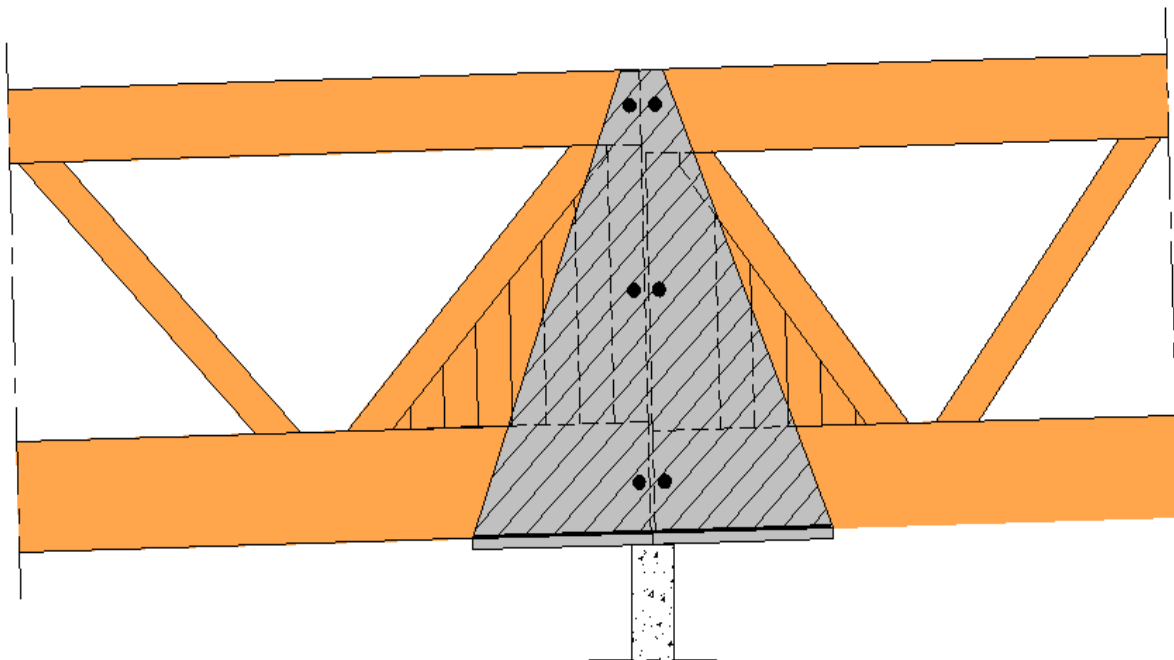
For beregninger av oppleggskreftene og de nødvendige oppleggsarealene, se vedlegg 3 og 4. For beregninger av stålplatene, se vedlegg 5.



Figur 49: Bjelkesko med forskjellig bjelkebredde

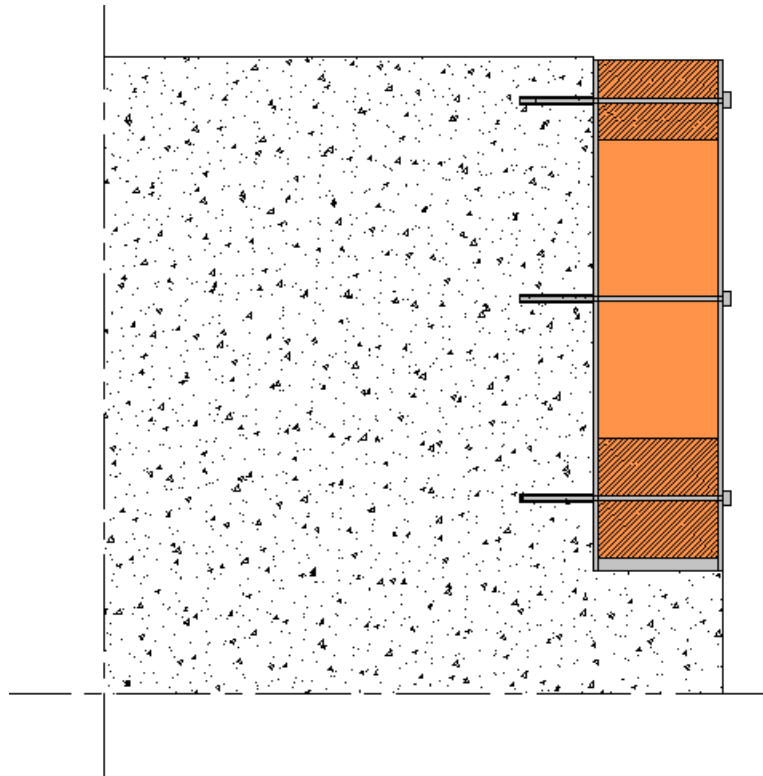
### 3.4.1 BPI 1

Dette punktet er over en tversgående betongvegg, hvor fagverkene som er dimensjonert skal skjøtes. Her er det først og fremst tatt hensyn til det nødvendige oppleggsarealet. Det nødvendige oppleggsarealet for fagverket B4 er 480 x 800 mm og for fagverket B11 320 x 850 mm. Fagverkene har en fallvinkel på  $1,6^\circ$ . Bjelkeskoen ble laget med like store oppleggsareal på begge sider, dette arealet er 480 x 850 mm. Fagverkene blir boltet fast i bjelkeskoen ved hjelp av tre bolter. Fagverkene måtte fylles under den første staven, slik at de holder mot trykket og momentet som blir dannet av oppleggsplaten. Figur 50 viser hvordan dette er løst.



Figur 50: BPI 1

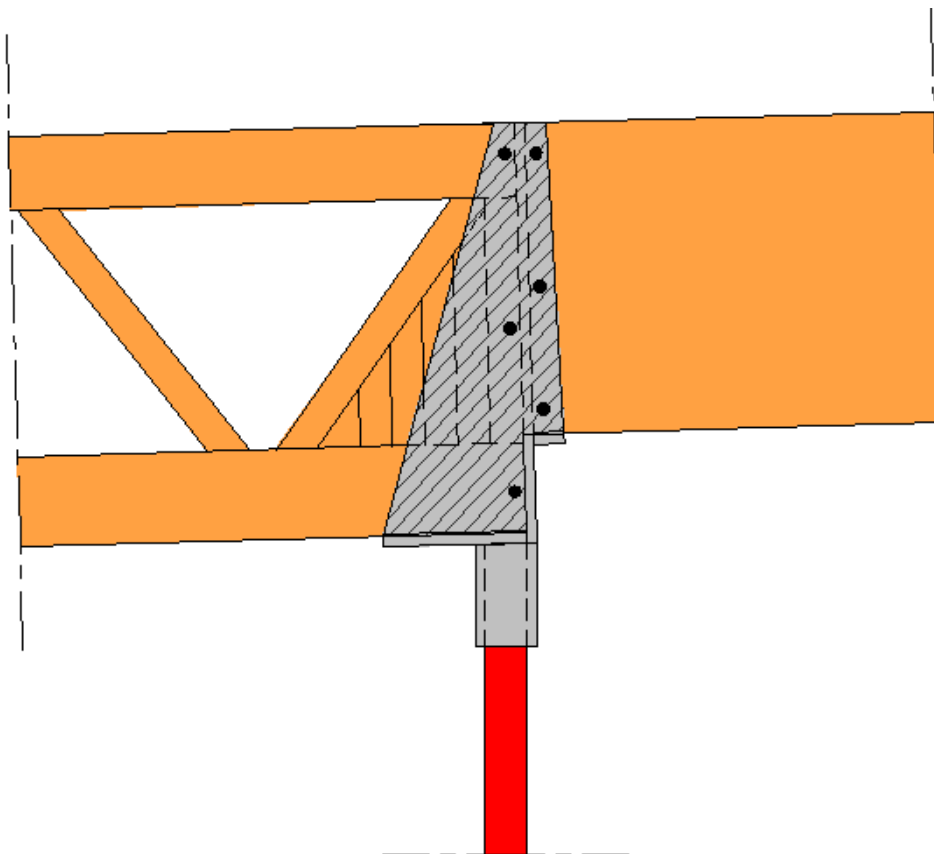
På grunn av fagverkets høyde på 2 meter bør det festes i veggen. Dette blir gjort for å låse fast fagverkene mot å gå sideveis, og spesielt mot velting før monteringen av takplatene. Dette vil bli gjort ved at fagverkene forankres gjennom stålplatene og rett inn i veggen. Figur 51 viser hvordan dette er løst.



Figur 51: Innfesting ved BPI 1

### 3.4.2 BPI 2

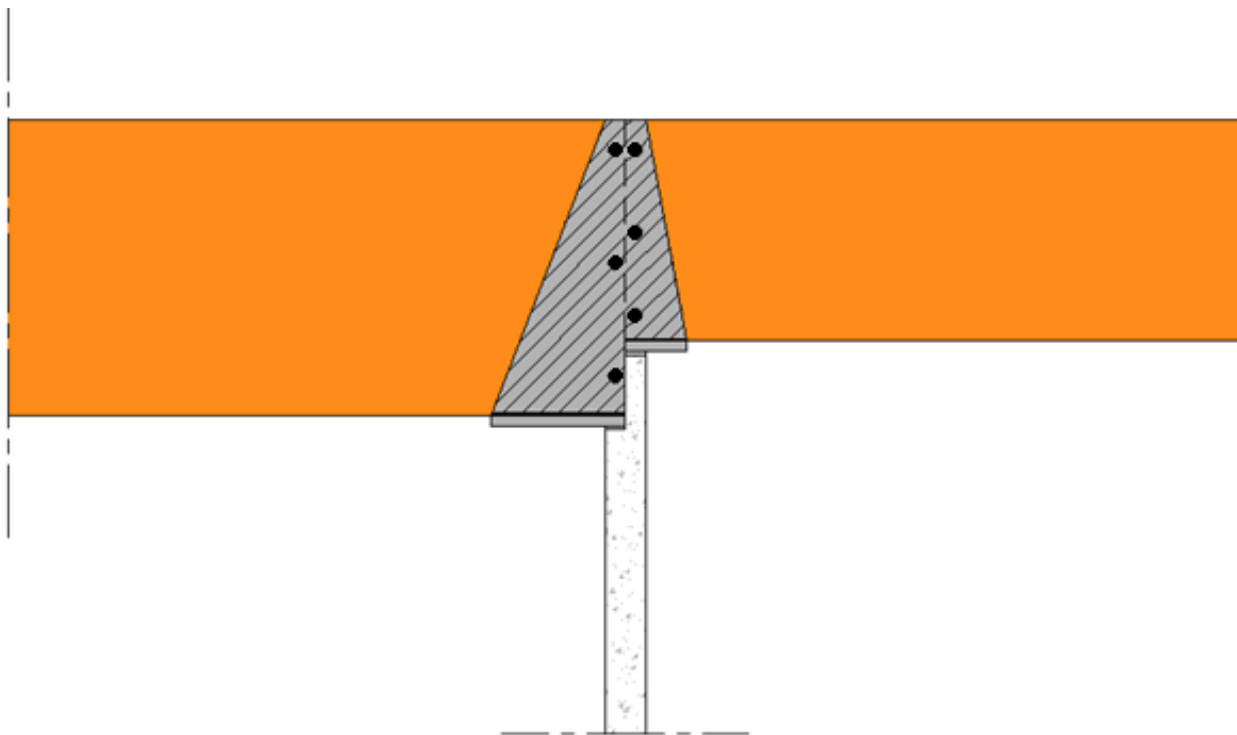
BPI 2 er en overgang fra fagverk til bjelke, hvor høyden på fagverket er 2 meter og bjelkehøyden er 1,52 meter. Det nødvendige oppleggsarealet for fagverket er 320 x 700 mm og limtrebjelkens nødvendige oppleggsareal er 220 x 150 mm. Fagverket og bjelken har en fallvinkel på 1,6°. Denne skjøten er over en søyle så dette måtte løses på en annen måte enn i BPI 1. Bjelken må på samme måte som i BPI 1 fylles tett med trevirke under den første staven for at den skal holde trykket og momentet den ble utsatt for. Denne bjelkeskoen lages slik at den ligger over hele søylen, hvor det blir sveiset fast en stålplate i enden som bjelkeskoen til limtrebjelken blir festet til. Platen som blir festet i enden på fagverkets bjelkesko skal overføre oppleggskreftene til limtrebjelken ned i søylen. Til slutt blir det sveiset på en stålramme under bjelkeskoene slik at den kan tres ned på søylen og bli sveiset i bunn. Limtrebjelken boltes til bjelkeskoen på samme måte som fagverkene. Figur 52 viser hvordan dette er løst.



Figur 52: BPI 2

### 3.4.3 BPI 3

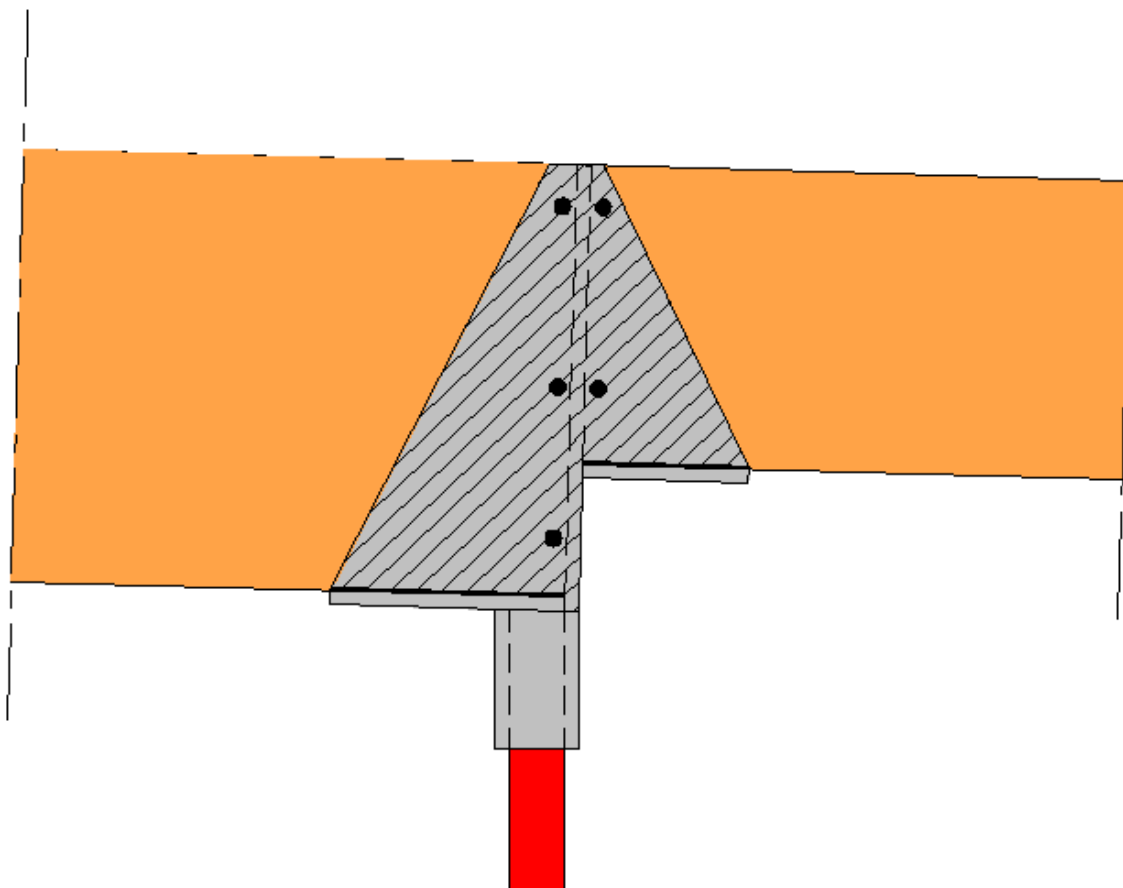
Dette er en bjelkeskjøt over en tverrgående betongvegg. Den ene limtrebjelken har en dimensjon på 400 x 1440 mm og ett nødvendig oppleggsareal på 400 x 650 mm, mens den andre limtrebjelken har en dimensjon på 220 x 1080 mm og det nødvendige oppleggsarealet for denne er 220 x 300 mm. Denne sammenføyningen er også løst med samme type bjelkesko. Høydeforskjellen mellom bjelkene er noe som må løses, dette ble gjort ved å støpe inn en plate i riktig høyde for hver av bjelkene i betongveggen. Videre er selve bjelkeskoen løst på samme måte som de andre, sveiset og satt sammen til en enhet. Den blir så sveiset fast i platene som er støpt inn i veggen og bjelkene blir festet til bjelkeskoen med bolter på samme måte som de andre. Figur 53 viser hvordan dette er løst.



Figur 53: BPI 3

### 3.4.4 BPI 4

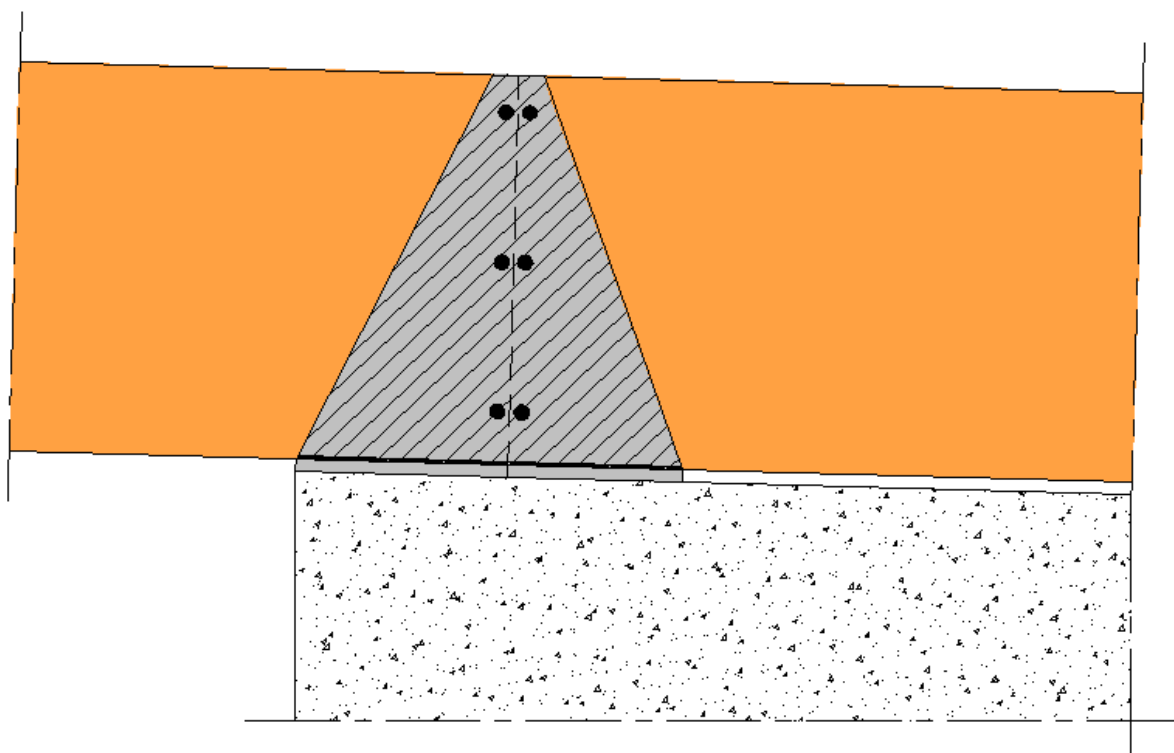
Dette er ett opplegg som går over søyle hvor det er to limtrebjelker. Den ene bjelken har en dimensjon på 400 x 1560 mm og et nødvendig oppleggsareal på 400 x 850 mm, mens den andre bjelken har en dimensjon på 220 x 1080 mm og ett nødvendig oppleggsareal på 220 x 600 mm. Bjelkene har en fallvinkel på  $1,6^\circ$ . Denne sammenføyningen er i det store å hele løst på samme måte som BPI 2. Bjelkeskoen til den største bjelken trekkes over hele søylen og det blir festet en stålplate i enden på bjelkeskoen. Videre er bjelkeskoen til den lavere bjelken festet til denne. På samme måte blir det lagd en stålramme som er litt bredere enn søylen på bjelkeskoen, slik at den kan tres ned på søylen og sveiset i bunn. Figur 54 viser hvordan dette er løst.



Figur 54: BPI 4

### 3.4.5 BPI 5

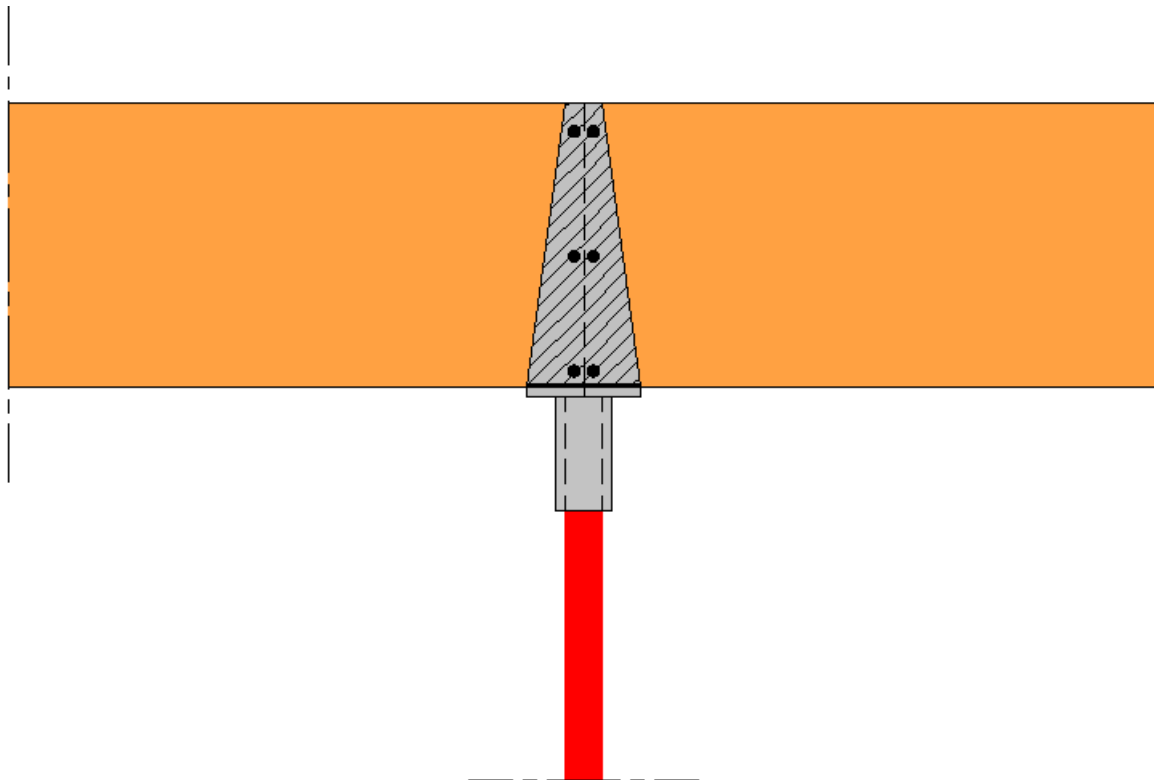
Her er det en sammenføyning som går over en betongvegg som går i lengderetning, hvor begge bjelkene har samme dimensjon 400 x 1560 mm og begge bjelkene har en fallvinkel på  $1,6^\circ$ . Bjelken som kommer inn på veggen har et nødvendig oppleggsareal på 400 x 850 mm mens den som allerede ligger over veggen må ha et oppleggsareal på 400 x 700 mm. For å få understøtte på bjelkeskoen er bjelken som kommer inn på veggen ført 850 mm inn og den andre ligger allerede på veggen. Det er brukt samme type bjelkesko som de andre innvendige bærepunktene har. Det skal støpes inn en stålplate i riktig høyde som bjelkeskoen vil bli festet til. Figur 55 viser hvordan dette er løst.



Figur 55: BPI 5

### 3.4.6 BPI 6

Den siste som er kontrollert av de innvendige bærepunktene er en sammenføyning hvor det er to like bjelker over en stålsøyle. Begge bjelkene har en dimensjon på 360 x 1480 mm og det nødvendige oppleggsarealet bjelkene trenger er 360 x 150 mm. Dette ga ikke noen veldig store problemer i og med at oppleggsplatene kun ble 50 mm utenfor søylen. Men dette ble løst på samme metode som de andre bjelkene, med unntak av at disse bjelkene blir skjøtet midt over søylen. Bjelkeskoen blir festet på samme måte til søylen, ved å tre den på søylen og sveise den fast i bunn. Sideplatene blir ført litt lengre ut enn nødvendig, det blir gjort fordi det gir bedre støtte sideveis og det blir også finere med tanke på det estetiske som er en faktor i nettopp dette prosjektet. Figur 56 viser hvordan dette er løst.



Figur 56: BPI 6



### 3.5 Resultat for branndimensjonering av forbindelser

Ut ifra faktorene som ligger til grunn vil det bli benyttet en type brannbeskyttende maling etter produsents henvisning som tilfredsstillende en brannmotstand på R60.

### 3.6 Resultat for hvorfor tre bør vurderes

#### 3.6.1 Økonomi

Ut ifra prisen pr. m<sup>3</sup> for sammenlimte bjelker på kr 10 000 pr. m<sup>3</sup>. og for enkeltbjelker på kr 8000 pr. m<sup>3</sup> fra Moelven Limtre blir prisen på limtrebjelkene totalt 3 531 960,- kr. eks. mva. Se vedlegg 7.

#### 3.6.2 Miljø

Forsøket som er nevnt i kapittel 2.3.7 viste at bruk av limtre har en betydelig mindre negativ effekt på miljøet enn stål. Hele 58 % mindre utslipp av CO<sub>2</sub> – ekvivalenter ved bruk av limtre istedenfor stål i bærekonstruksjonen.

#### 3.6.3 Positive og negative egenskaper ved bruk av tre

- Limtre er et godt utprøvd materiale i Norge som ble første gang produsert i 1916 ved fabrikk i Mysen.
- Grove trekonstruksjoner forkuller under brann og har derfor svært gode brann egenskaper.
- Store dimensjoner i forhold til stål
- Tre og limtre har gode varmeisolerende egenskaper som gjør det enklere å løse problemer med kuldebroer og kondens.
- Sprekker kan oppstå som følge av temperatur- og fuktvariasjoner
- Tre og limtre som byggemateriale har betydelig mindre utslipp av CO<sub>2</sub> – ekvivalenter enn stål. I selve produksjonen krever limtreprodukter vesentlig mindre energiforbruk ved fremstilling enn stålprodukter.
- På grunn av treets lave egenvekt gir dette kostnadsbesparinger ved transport og montering.
- Gjenbruk av trebjelker krever informasjon om kvalitet og lasthistorie

- I motsetning til stål er det lettere å gjøre små tilpasses på tre og limtre, som for eksempel med en håndsag og andre enkle verktøy.
- Dyrere enn stål
- Kan bli utsatt for sopp og råte

## 4.0 Analyse og diskusjon

### 4.1 Dimensjonering av limtre og fagverk

Teorien som er lagt til grunn for beregningene er formler og laster som er hentet fra Norsk Standard og lærebøker. Dette bygger på kilder som er forskningsmessig forankret og er derfor en sikker informasjonskilde.

Det første som skal analyseres rundt er hvordan det ble valgt å dele lastene som bjelkene blir utsatt for. Ved beregningene av fagverkene var det hensiktsmessig å bruke skrålast siden det er disse bjelkene som får størst påkjenning. Grunnen til at dette mulig er fordi lastbredden vil variere over hele taket. Dette er noe som kunne vært gjort med samtlige bjelker. Ved beregningen av limtrebjelkene ble den største lastbredden brukt som en jevnt fordelt last over hele for å forenkle dimensjoneringen. Dette er en ting som kunne gjort utslag på dimensjonene på noen av bjelkene.

Det er 3 faktorer som man kan stille seg kritisk til i beregningene:

- En av disse er snølasten som taket blir utsatt for. Det ble undersøkt en del i snøstandarden for å finne noe som kunne gi svar på dette, men snøstandarden ga ingen konkrete svar på nettopp dette. Det er formen på takkonstruksjonen som gjør dette problematisk. Snølasten som er brukt ved dimensjoneringen av takbjelkene er utformet ut ifra et samarbeid med veileder og tolkning av gjeldene standarder. Usikkerheten er hvor stor snølasten blir og hvordan denne vil opptre.
- Det andre kritiske momentet er at det har kommet en ny tabell for fasthetsverdier for limtrekvalitet CE L40c, altså den kvaliteten som er benyttet i beregningene. Dette ble observert etter at beregningene var gjennomført. Ut i fra tabellen viser det seg at de fleste verdiene er uendrede, men det er to verdier som hadde gjort utslag i beregningene. Det er bjelkens trykkkapasitet 90 grader på fiberretning og bjelkens skjærkapasitet. Dette kunne gjort utslag for dimensjonen fordi skjærkraften har vært dimensjonerende ved flere tilfeller. I tillegg hadde dette gjort utslag på det nødvendige oppleggsarealet.
- Det tredje kritiske momentet er vindlasten som taket blir utsatt for. På samme måte som ved snølasten tar ikke vindstandarden for seg hvordan vinden angriper et tak av

denne formen. Standard Norge er blitt kontaktet i håp om å få klarhet rundt problemet, men det ble ikke gitt tilbakemelding på dette. Vindlasten ble løst ved et samarbeid med veileder og tolkning av gjeldene standarder. Det usikre momentet er variasjonen mellom sug- og trykkrefter. Dette vil variere fra dal til dal og siden formfaktoren for trykkreftene er veldig liten vil ikke denne ha stor betydning for dimensjoneringen. Samtidig er man på den sikre siden.

Beregningene som er gjort viser at det vil problematisk å tilfredsstillere kravene arkitekten stiller til høyden på himlingen ved at bjelkene har for stor høyde.

Det er gjort forsøk på å kontrollere de manuelle beregningene ved hjelp av beregningsprogrammet Focus Konstruksjon. Det viste seg at det manglet en del kunnskaper rundt programvaren. På grunn av begrenset tid utgikk dette.

## **4.2 Branndimensjonering**

Samtlige limtrebjelker er kontrollert opp mot kravet, som i dette tilfellet er R60. Det viste seg at dette skulle gå med veldig god margin, noe som kommer tydelig frem i vedlegg 1. Ut ifra teorien som er innhentet og beregningene som er gjort kan man si at dette er et bevis på at limtre er et godt valg av konstruksjonsmateriale med tanke på brann.

Branndimensjoneringen av fagverkene er det mest kritiske punktet med tanke på brann. I rapporten ble det beregnet for kun trevirke, men det største problemet ved brann i fagverk er forbindelsene. Dette er ikke sett på i denne rapporten, men dette kan løses ved å feste lasker rundt forbindelsene som er like tykke som forkullingsdybden blir etter kravet. Det finnes også flere muligheter for å løse dette, disse er nevnt i teorikapittelet. Fagverk er nok det svakeste leddet med tanke på brann når man får et så høyt brannkrav som i dette tilfellet. Det er nødvendigvis ikke stavene og gurtene i fagverket, men forbindelsene i knutepunktene. Se vedlegg 2.

### 4.3 Dimensjonering av forbindelser

For å komme fram til resultatet for sammenføyninger og forbindelser ble det brukt teori som var samlet inn rundt temaet. Noe som fort ble avdekket under kartleggingen av teorien rundt dette var at det ikke fantes noen mal- eller standardløsning for slike tilfeller. Derfor ble det søkt råd fra veileder og en ingeniør som jobber med konstruksjoner. Se vedlegg 8. Dette resulterte i at det best kunne løses med forskjellige typer bjelkeskoløsninger, der man måtte tilnærme seg en løsning etter praktisk sans. Tanken med å bruke dybler var aktuell en stund, men dette utgikk tidlig i prosessen etter fraråding om bruk av dybler på grunn av bæresystemets utforming. Dette ble frarådet fordi dyblene ikke kan ta opp aksiallastene i endene hvor 3 limtrebjelker møtes. I tillegg ville dyblene ville ha ført til kontinuitet av bjelkene, noe som ville vært negativt for dimensjoneringen med tanke på skjærkrefter. Det ville også vært fare for oppsprekking mellom dyblene på så høye bjelker som det er i dette tilfellet. Etter konklusjonen om at en type bjelkesko ville være den mest ideelle løsningen ble det arrangert en ekskursjon til Hamar OL – amfi for inspirasjon. Her kunne man se hvordan lastene ble ført ned fra fagverkene og videre ned i betongsøyler via bjelkesko.

På bakgrunn av dette arbeidet ble det lagd to hoveddesign:

- En av disse var et hoveddesign med 4 varianter for de tilfellene der 3 limtrebjelker møtes oppå ytterveggen
- Det andre hoveddesignet har til sammen 17 varianter :
  - 11 av de er bjelker som møter yttervegg
  - 6 av de er bjelker i samme lengderetning av forskjellige dimensjoner som møtes over bærevegger i lengderetning, over søyler og over tverrgående bærevegger

Det andre hoveddesignet ble i stor grad synlig, og har derfor fått en utforming som er gjennomgående for alle de 17 variantene. Denne utformingen har som hensikt å dekke det nødvendige oppleggsarealet, gi nødvendig støtte sideveis, redusere tykkelsen på oppleggsplaten og gi et estetisk fint design.

## 4.4 Branndimensjonering av stål

Resultatet, som konkluderer med at brannbeskyttende maling skal anvendes på stålkonstruksjonene, bygger på verdien av det estetiske. I dette prosjektet vil stålforbindelsene mellom og i enden av limtrebjelkene som består av bjelkesko bli synlig noen steder.

Stålforbindelsene blir synlig der bjelkene ligger på frittstående søyler, oppå bærevegger inne og steder der oppleggsarealet er større enn tykkelsen på ytterveggene. Tildekking av synlige ståldetaljer med brannbeskyttende plater som beskrevet i teorien er ikke noe spesielt fint. Det er heller ikke vanlig å tildekke slike detaljer som ble observert under ekskursjonene som ble gjennomført, blant annet til Hamar OL – amfi. Det er på dette grunnlaget det er kommet frem til et resultat der brannbeskyttende maling er det beste alternativet.

## 4.5 Hvorfor tre bør velges som materiale i bæresystemet

### 4.5.1 Økonomi

Resultatet bygger på prisene som er gitt fra Moelven på limtrebjelker, hvor Moelven har tatt i betraktning størrelsen på prosjektet. Se vedlegg 7. Prisen brukt i beregningen tar kun for seg materialkostnaden. Bearbeiding og frakt av limtrebjelkene samt fagverket er ikke kostnadmessig tatt med i beregningen, siden dette er en spesiell konstruksjon med flere kompliserte detaljer. Konklusjonen går derfor kun ut på antall kubikkmeter av limtrebjelker, siden det ikke er nok grunnlag til å beregne noe nøyaktig pris på bearbeiding, frakt og fagverkene.

Siden det er kun limtredimensjonen som er kjent og ikke ståldimensjonen i bæresystemet har det ikke blitt gjort noen kostnadmessige sammenligninger av hele systemet. Men det er etter en henvendelse til Optimera AS gjort en liten sammenligning av limtre og stå.

Sammenligningen gikk ut på å se på et 10 meters spenn der en limtrebjelke og en stålbjelke som skulle tåle en lik påkjenning. Se vedlegg 7. Denne beregningen viste at stålbjelken var ca. 13 % billigere enn limtrebjelken.

### 4.5.2 Miljø

Man får et unøyaktig resultat på hvilke miljøbelastninger et materiale gir om man ikke tar med hele prosessen fra materialet blir fremstilt til det skal deponeres. Dette er ofte et problem

når man ser på materialets miljøpåvirkninger fra produsentenes synspunkt. Produsentene har ofte en tendens til kun å fremme de positive sidene til produktene når de argumenterer om miljøet i forhold sine produkter. Det er derfor viktig å se på hele livsløpet til produktet. Selv om et produkt er gjenbrukbart kan det medføre miljøskadelige utslipp og kreve omfattende bruk av energi til fremstillingen. Det er derfor resultatet bygger på en livssyklusanalyse som kommer frem til at bruk av limtre er mer miljøvennlig enn bruk av stål. Dette gir et mer nøyaktig resultat siden det bygger på en livssyklusanalyse som tar med seg alle faktorene fra fremstilling til deponering.

#### **4.5.3 Negative sider ved bruk av tre som er avdekket**

- Store dimensjoner i forhold til stål
- Dyrere enn stål
- Gjenbruk av trebjelker krever informasjon om kvalitet og lasthistorie
- Kan bli utsatt for sopp og råte
- Sprekker kan oppstå som følge temperatur- og fuktvariasjoner

## 5.0 Konklusjon

*Er det mulig å utføre bæresystemet i limtre på en slik måte at kravene til arkitekten overholdes?*

Nei, i dette prosjektet er ikke kravet fra arkitekten om at bjelkene i taket skal ligge skjult over akustikkhimlingen tilfredsstillt. Dette skyldes at akustikkhimlingen kun skal ligge 900 mm under de selvbærende takplatene, mens den minste bjelken i dette tilfellet får en høyde på 1080 mm og den høyeste har en høyde helt opp i 1560 mm. Dette kunne vært løst med en annen teknisk detalj fra arkitekten, der de selvbærende takplatene var festet inn på siden av bjelkene istedenfor oppå. Men det letteste hadde selvfølgelig vært å tillate en synlig bærekonstruksjon i limtre, i og med at det ikke er noe problem med limtrebjelker på så lange spenn. Det finnes en rekke eksempler på vellykkede prosjekter der bruk av limtre har gitt en fin kontrast til de mer moderne materialene.

*Hvordan kan problematikken med sammenføyninger av bjelkene løses på best mulig måte?*

Når det gjelder sammenføyninger av limtrebjelkene er det beste alternativet bruk av forskjellige typer bjelkesko som dekker kravet til oppleggsareal i dette prosjektet. Av bjelkesko som skal ivareta sammenføyning av knutepunkt der 3 limtrebjelker møtes oppå ytterveggen har vi kommet frem til 4 varianter som svaret på dette spørsmålet i problemstilling. Vi har til sammen kommet frem til 17 varianter av bjelkesko som skal sammenføye og støtte opp bjelker i samme lengderetning. Altså der som forskjellige dimensjoner møtes over bærevegger inne, over søyler og hvor enkeltbjelker avsattes mot ytterveggen.

*Hvorfor bør tre vurderes som materiale i bæresystemet?*

Først og fremst er tre et byggemateriale med stor og lett tilgjengelighet i Norge som har lange tradisjoner i byggeskikken. Med en tilvekst av tømmer som er større enn hogsten, vil en økt bruk av dette materialet bidra til norsk treforedlingsindustri. I tillegg er Norge et av de ledende landene i Europa på limtreteknologi. Med denne kompetansen er det ingen ting i veien for å bruke limtre i større grad enn i dag. Limtre benytter treets gode fasthetsegenskaper sammen med moderne limingsteknikk, noe som gir et utrolig allsidig og sterkt produkt.



Gjennom arbeidet med oppgaven er det kommet frem til følgende argumenter for å vurdere tre som materiale i bæresystem:

- Limtre er et godt utprøvd materiale i Norge, som er ledende innen limtre i Europa.
- Grove trekonstruksjoner forkuller under brann og har derfor svært gode brannegenskaper.
- Tre og limtre har gode varmeisolerende egenskaper som gjør det enklere å løse problemer med kuldebroer og kondens.
- Tre og limtre som byggemateriale har betydelig mindre utslipp av CO<sub>2</sub> – ekvivalenter enn stål. I selve produksjonen krever limtreprodukter vesentlig mindre energiforbruk ved fremstilling enn stålprodukter.
- På grunn av treets lave egenvekt gir dette kostnadsbesparinger ved transport og montering.
- I motsetning til stål er det lettere å gjøre små tilpasninger på tre, som for eksempel med en håndsag og andre enkle verktøy.
- Høy styrke i forhold til egenvekt.

## 6.0 Litteraturliste

Bergersen, M. (2012) *Ny ungdomsskole på Bråtejordet*. [online]. [ww.skedsmo.kommune.no](http://www.skedsmo.kommune.no): Skedsmo kommune. URL: <http://www.skedsmo.kommune.no/Nyheter/Ny-ungdomsskole-pa-Bratejordet1/>.

*Brannmaling*. (2013) [online]. [www.bboslo.net](http://www.bboslo.net): Bare Brannsikring Oslo. URL: <http://www.bboslo.net/brannmaling/>.

Carling, O., Å. Holmestad og H. Gross (2002) *Limtreboka*. Stockholm: Svenskt limträ AB.

*Dimensjonsliste limtre*. (2013) [online]. [www.moelven.com](http://www.moelven.com): Moelven Limtre AS. URL: <http://www.moelven.com/Documents/Limtre/Dimensjonsliste%20Limtre.pdf>.

Fallsen, H. B. (2012a) *Kompendium (Forelesninger) i Dimensjonering av stålkonstruksjoner etter (Eurocode 3) NS-EN 1993-1-1 og NS-EN 1993-1-8 (av2008)*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik.

Fallsen, H. B. (2012b) *Kompendium (Forelesninger) i faget Konstruksjonslære II (v/HIG)*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik.

Fallsen, H. B. (2013) *Kompendium (Forelesninger) i Dimensjonering av trekonstruksjoner etter Europeisk/Norsk Standard NS EN1995-1-1+NA (2009 norsk språk) og NS EN 1995-1-2 (2004 engelsk)*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik.

Gry Alfredsen, B. R. A., Per Otto Flæte og E. Larnøy (2008) *Miljøeffekter ved bruk av tre*. [online]. [www.skogoglandskap.no](http://www.skogoglandskap.no): Skog og Landskap. URL: [http://www.skogoglandskap.no/filearchive/net\\_or\\_3\\_08\\_miljoeffekter\\_ved\\_bruk\\_av\\_tre.pdf](http://www.skogoglandskap.no/filearchive/net_or_3_08_miljoeffekter_ved_bruk_av_tre.pdf).

*Gyptone BIG Sixto 65*. (2013) [online]. [www.akusto.no](http://www.akusto.no): Acusto AS. URL: <http://akusto.no/Global/TekniskSenter/Produktdatablad/GyptoneBIGSixto65.pdf>.

*Hvorfor velge tre?* (2005) [online]. [www.trefokus.no](http://www.trefokus.no): TreFokus. URL: <http://www.trefokus.no/fullstory.aspx?m=45&amid=3401>.

Johannessen, J. (2002) *Tekniske tabeller*. Oslo: Cappelen.

Lackner, R. (1989) *Bjelkeskjøt med stålplater og stavdybler*. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt.

*Limtre*. (2013) [online]. [www.trefokus.no](http://www.trefokus.no): TreFokus. URL: <http://www.trefokus.no/fullstory.aspx?m=84>.

*Limtre til bærende konstruksjoner*. (2010) [online]. [www.treteknisk.no](http://www.treteknisk.no): Norsk Treteknisk Institutt. URL: <http://www.treteknisk.no/fullstory.aspx?m=1455&amid=13697>.

Opdal, T. (1995) *Miljøargumenter for nordisk trevirke og treprodukter*, b. 27. Oslo: Norsk treteknisk institutt.

Redner, R. (1987) *Treboka*. [Rud]: NKI-forlaget.

*Sammenlikning med andre materialer*. (2005) [online]. [www.trefokus.no](http://www.trefokus.no): TreFokus. URL: [http://www.trefokus.no/dt\\_singlearticleplain.aspx?m=57&amid=863](http://www.trefokus.no/dt_singlearticleplain.aspx?m=57&amid=863).

*Sedumtak*. (2013) [online]. [www.reiersol.no](http://www.reiersol.no): Reiersøl Planteskole. URL: <http://www.reiersol.no/sedumtak>.

*Selvbærende plate T130M-75L-930*. (2013) [online]. [www.ruukki.no](http://www.ruukki.no): Ruukki Norge AS. URL: <http://www.ruukki.no/Produkter-og-løsninger/Byggløsninger/Selvbærende-takplater/Selvbærende-plate-T130M-75L-930>.

Standard, N. (2008a) *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger*. Lysaker: Standard Norge. 52 s.

Standard, N. (2008b) *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*. Lysaker: Standard Norge. 68 s.

Standard, N. (2008c) *Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Lysaker: Standard Norge. 92 s.

Standard, N. (2009a) *Eurocode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*. Lysaker: Standard Norge. 88 s.

Standard, N. (2009b) *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. Lysaker: Standard Norge. 188 s.

Standard, N. (2010) *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1, allmenne regler og regler for bygninger* Oslo: Standard Norge. 117+4 s.

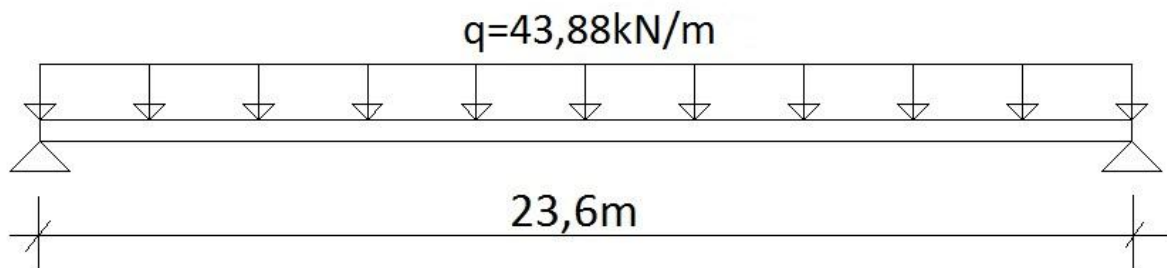
*Treteknisk håndbok* (2009), b. nr. 4. Oslo: Norsk treteknisk institutt.

*Underlag av stål - Plan isolasjonsløsning*. (2013) [online]. [www.rockwool.no](http://www.rockwool.no): Rockwool. URL: <http://www.rockwool.no/produkter/u/2011.construction/2781/>.

*Veiledning om tekniske krav til byggverk*. (2010). Direktoratet for byggkvalitet. 305 s.

Vedlegg 1 Bjelkedimensjonering**Bjelke B1 – B3 og B5 – B7**

Vi beregner den mest utsatte av disse, og det er B3.

**Lastbilde B3**

$$\text{Bruddlast: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 = 41,11 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 5})$$

$$\text{Egenlast bjelke: } E_{400 \times 1440}^{Bjelke} = 0,4 \times 1,44 \times 1 \times 4,0 \times 1,2 = 2,77 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 4})$$

$$\text{Total: } q_d = 41,11 + 2,77 = 43,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{Moment: } M_{ed} = \frac{1}{8} \times 43,88 \times 23,6^2 = 3054,93 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 7})$$

$$f_{m,d} = 30,8 \times \frac{0,9}{1,15} = 24,10 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 6})$$

$$\text{Motstandsmoment: } W_{min} = \frac{3054,93 \times 10^6}{24,10} = 126\,761 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 9})$$

$$\text{Min høyde: } W_y = \frac{1}{6} b h^2 \Rightarrow h = \sqrt{\frac{6 W_y}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 126\,761 \times 10^3}{400}} = 1379 \text{ mm} \quad (\text{Formel 10})$$

$$\text{Prøver CE L40c: } 400 \times 1440 \text{ mm, } W_y = \frac{1}{6} \times 400 \times 1440^2 = 138\,240 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{ed} = 43,88 \times 23,6 \times \frac{1}{2} = 517,78 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

$$\text{Trevirkets skjærfasthet: } f_{v,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 11})$$

$$\text{Min. høyde: } h_{min} = \frac{517,78 \times 10^3}{43,88 + \frac{4}{9} \times 400 \times 2,11} = 1236 \text{ mm} < 1440 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK} \quad (\text{Formel 14})$$

Bruker CE L40c: $400 \times 1440 \text{ mm}$ , $W_y = 138\,240 \times 10^3 \text{ mm}^3$
--

**Nedbøyning**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,2 + 2,30 = 6,65 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 4,2 = 23,52 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast: } q_{def} = 6,65 \times (1 + 0,6) + 23,52 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 36,98 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Krav: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{23600}{200} = 118 \text{ mm}$$

$$\text{Treghetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 400 \times 1440^3 = 9953280 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

$$\text{Nedbøyning: } \delta_m = \frac{5 \times 36,98 \times 23600^4}{384 \times 13000 \times 9953280 \times 10^4} = 115 \text{ mm} < \delta_{max} = 118 \text{ mm} \quad (\text{Formel 17})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstiller nedbøyningskravet.
--

**Branndimensjonering**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,2 + 2,30 = 6,65 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{NL} = 5,60 \times 4,2 = 23,52 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast: } q_{d,fi} = 6,65 \times 1,0 + 23,52 \times 0,2 = 11,35 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 11,35 \times 23,6^2 = 790,19 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 34})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 11,35 \times 23,6 \times \frac{1}{2} = 133,93 \text{ kN} \quad (\text{Formel 36})$$

$$\text{Forkullingsdybde: } d_{eff} = 0,7 \times 60 + 7 = 49 \text{ mm} \quad (\text{Formel 38})$$

Med brannangrep på 4 sider:

$$\text{Rest areal: } A_{rest} = (400 - 2 \times 49) \times (1440 - 2 \times 49) = 302 \times 1342 = 405284 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$\text{Rest motstandsmoment: } W_y^{rest} = \frac{1}{6} \times 302 \times 1342^2 = 90\,648\,521 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 40})$$

$$\text{Bøyesspenning: } f_{md,fi} = 30,8 \times 1,15 = 35,42 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 41})$$

$$\text{Skjærspenning: } f_{vd,fi} = 2,7 \times 1,15 = 3,105 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 42})$$

Kontroll:

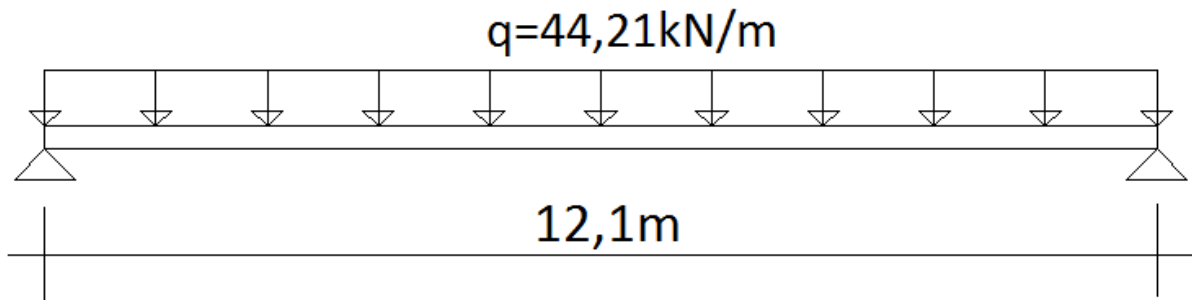
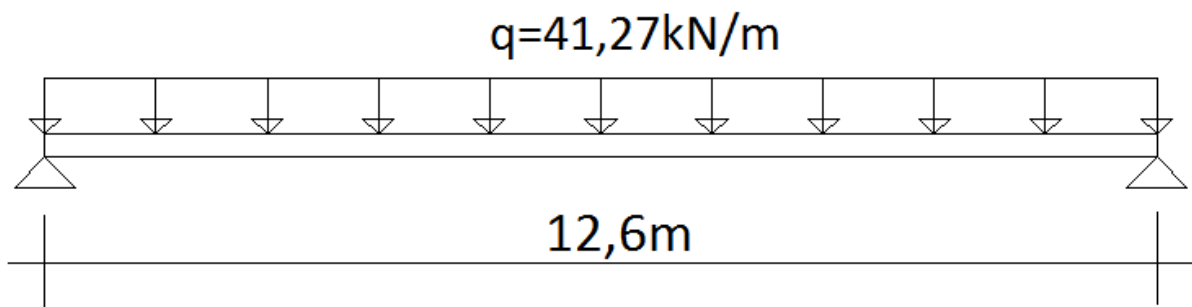
$$W_{y,fi}^{min} = \frac{790,19 \times 10^6}{35,42} = 22\,309\,147 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 90\,648\,521 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{133,93 \times 10^3}{3,105} = 97\,051 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 405\,284 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

Bjelken holder brannkravet på R60
-----------------------------------

**Bjelke B8 – B10 og B12 – B14**

På disse bjelkene vil B14 gi det største momentet og B13 vil gi den største skjærkraften. Vi kontrollerer derfor begge bjelkene.

**Lastbilde B13****Lastbilde B14**

$$\text{Bruddlast B13: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 4,4 = 43,07 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 5})$$

$$\text{Bruddlast B14: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 4,1 = 40,13 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 5})$$

$$\text{Egenlast bjelke: } E_{220 \times 1080}^{Bjelke} = 0,22 \times 1,08 \times 1 \times 4,0 \times 1,2 = 1,14 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 4})$$

$$\text{Total bruddlast B13: } q_d = 43,07 + 1,14 = 44,21 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total bruddlast B14: } q_d = 40,13 + 1,14 = 41,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momentet i B13: } M_{ed} = \frac{1}{8} \times 44,21 \times 12,1^2 = 809,10 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 7})$$



$$\text{Moment i B14: } M_{ed} = \frac{1}{8} \times 41,27 \times 12,6^2 = 819 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 7})$$

$$\text{Skjærkraften i B13: } V_{ed} = 44,21 \times 12,1 \times \frac{1}{2} = 267,47 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

$$\text{Skjærkraften i B14: } V_{ed} = 41,27 \times 12,6 \times \frac{1}{2} = 260 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

$$\text{Dim. Bøyesspenning: } f_{m,d} = 30,8 \times \frac{0,9}{1,15} = 24,10 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 6})$$

$$\text{Trevirkets skjærfasthet: } f_{v,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 11})$$

$$\text{Motstandsmoment: } W_{min} = \frac{819 \times 10^6}{24,10} = 33\,983 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 9})$$

Prøver CE L40c: $220 \times 1080 \text{ mm}$ , $W_y = 42\,768 \times 10^6 \text{ mm}^3$
---

$$\text{Min. høyde: } h_{min} = \frac{267,47 \times 10^3}{44,21 + \frac{4}{5} \times 220 \times 2,11} = 1068 \text{ mm} < 1080 \text{ mm} \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 14})$$

Bruker CE L40c: $220 \times 1080 \text{ mm}$ , $W_y = 42\,768 \times 10^3 \text{ mm}^3$
---

### Nedbøyning B14

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,1 + 0,95 = 5,20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{KAR,NL} = 5,6 \times 4,1 = 22,96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast: } q_{def} = 5,20 \times (1 + 0,6) + 22,96 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 34,04 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Krav: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{12600}{200} = 63,00 \text{ mm}$$

$$\text{Treghetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 220 \times 1080^3 = 2\,309\,472 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

$$\text{Nedbøyning: } \delta_m = \frac{5 \times 34,04 \times 12600^4}{384 \times 13000 \times 2309472 \times 10^4} = 37,21 \text{ mm} < \delta_{max} = 63,00 \text{ mm} \quad (\text{Formel 17})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstiller nedbøyningskravet.
--

**Nedbøyning B13**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,4 + 0,95 = 5,51 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 4,4 = 24,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast: } q_{def} = 5,51 \times (1 + 0,6) + 24,64 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 36,41 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Krav: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{12100}{200} = 60,5 \text{ mm}$$

$$\text{Treghetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 220 \times 1080^3 = 2\,309\,472 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

$$\text{Nedbøyning: } \delta_m = \frac{5 \times 36,41 \times 12100^4}{384 \times 13000 \times 2309472 \times 10^4} = 33,85 \text{ mm} < \delta_{max} = 60,5 \text{ mm} \quad (\text{Formel 17})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstillers nedbøyningskravet.

**Branndimensjonering B13**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,4 + 0,95 = 5,51 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{NL} = 5,60 \times 4,4 = 24,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast: } q_{d,fi} = 5,51 \times 1,0 + 24,64 \times 0,2 = 10,44 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 10,44 \times 12,1^2 = 191,07 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 34})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 10,44 \times 12,1 \times \frac{1}{2} = 63,16 \text{ kN} \quad (\text{Formel 36})$$

$$\text{Forkullingsdybde: } d_{eff} = 0,7 \times 60 + 7 = 49 \text{ mm} \quad (\text{Formel 38})$$

Med brannangrep på 4 sider:

$$\text{Rest areal: } A_{rest} = (220 - 2 \times 49) \times (1080 - 2 \times 49) = 122 \times 982 = 119\,804 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$\text{Rest motstandsmoment: } W_y^{rest} = \frac{1}{6} \times 122 \times 982^2 = 19\,607\,921 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 40})$$

$$\text{Bøyesspenning: } f_{md,fi} = 30,8 \times 1,15 = 35,42 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 41})$$

$$\text{Skjærspenning: } f_{vd,fi} = 2,7 \times 1,15 = 3,105 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 42})$$

Kontroll:

$$W_{y,fi}^{min} = \frac{191,07 \times 10^6}{35,42} = 5\,394\,410 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 19\,607\,921 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{63,16 \times 10^3}{3,105} = 45\,768 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 119\,804 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

Bjelken holder brannkravet på R60

### Branndimensjonering B14

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,1 + 0,95 = 5,20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{NL} = 5,60 \times 4,1 = 22,96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast: } q_{d,fi} = 5,20 \times 1,0 + 22,96 \times 0,2 = 9,79 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 9,79 \times 12,6^2 = 194,28 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 34})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 9,79 \times 12,6 \times \frac{1}{2} = 61,68 \text{ kN} \quad (\text{Formel 36})$$

Kontroll:

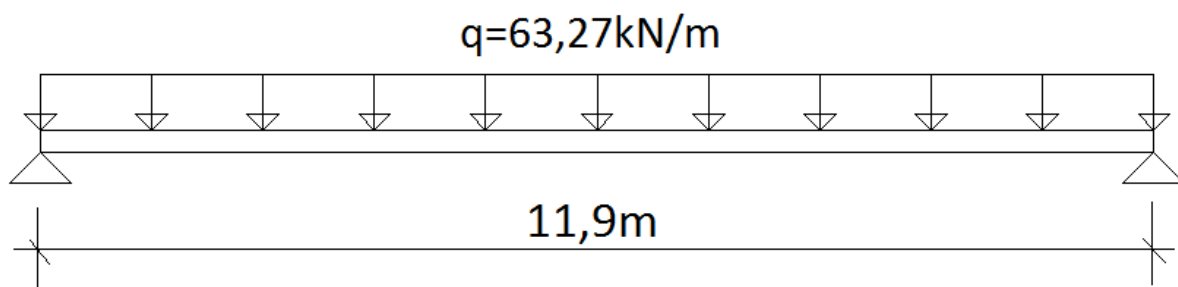
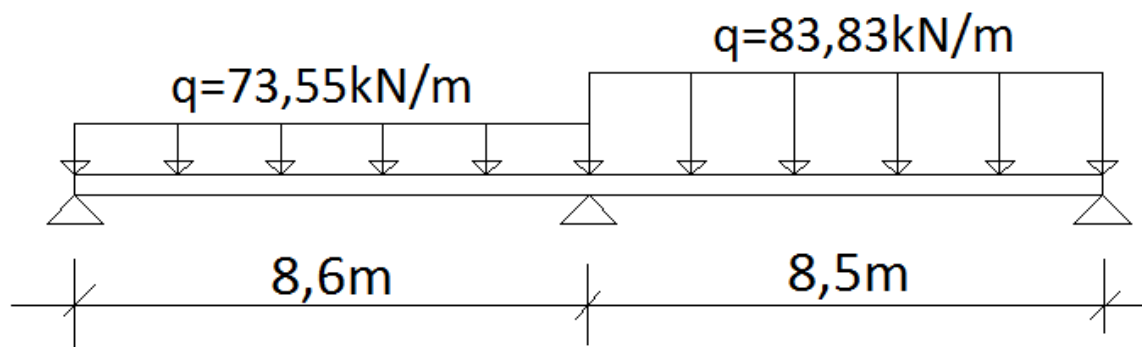
$$W_{y,fi}^{min} = \frac{194,28 \times 10^6}{35,42} = 5\,485\,037 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 19\,607\,921 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{61,68 \times 10^3}{3,105} = 44\,696 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 119\,804 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

Bjelken holder brannkravet på R60

**Bjelke B15 – B24**

I bjelkeområde B15 – B23 har vi også to forskjellige bjelker som gir det største momentet og skjærkraft. Vi vil kontrollere B17 for det største momentet og B18 for den største skjærkraften.

**Lastbilde B17****Lastbilde B18**

$$\text{Bruddlast B17: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 6,3 = 61,66 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 5})$$

$$\text{Bruddlast B18.1: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 7,35 = 71,94 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 5})$$

$$\text{Bruddlast B18.2: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 = 82,22 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 5})$$

$$\text{Egenlast bjelke: } E_{220 \times 1520}^{Bjelke} = 0,22 \times 1,52 \times 1 \times 4,0 \times 1,2 = 1,61 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 4})$$

$$\text{Total bruddlast B17: } q_d = 61,66 + 1,61 = 63,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total bruddlast B18.1: } q_d = 71,94 + 1,61 = 73,55 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total bruddlast B18.2: } q_d = 82,22 + 1,61 = 83,83 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momentet i B17: } M_{ed} = \frac{1}{8} \times 63,27 \times 11,9^2 = 1119,96 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 7})$$

$$\text{Momentet i B18: } 2M_b(8,6 + 8,5) = \frac{73,55}{4} \times 8,6^3 + \frac{83,83}{4} \times 8,5^3 \leftrightarrow M_b = 718,30 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 8})$$

$$\text{Skjærkraften i B17: } V_{ed} = 63,27 \times 11,9 \times \frac{1}{2} = 376,46 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

$$\text{Skjærkraften i B18: } V_{ed} = 83,83 \times 8,5 \times \frac{1}{2} + \frac{718,30}{8,5} = 440,78 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

$$\text{Dim. Bøyespenning: } f_{m,d} = 30,8 \times \frac{0,9}{1,15} = 24,10 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 6})$$

$$\text{Trevirkets skjærfasthet: } f_{v,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 11})$$

$$\text{Motstandsmoment: } W_{min} = \frac{1119,96 \times 10^6}{24,10} = 46\,471 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 9})$$

Prøver CE L40c: $220 \times 1520 \text{ mm}$ , $W_y = 84\,715 \times 10^3 \text{ mm}^3$
---

$$\text{Min. høyde: } h_{min} = \frac{440,78 \times 10^3}{83,83 + \frac{4}{9} \times 220 \times 2,11} = 1519 \text{ mm} < 1520 \text{ mm} \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 14})$$

Bruker CE L40c: $220 \times 1520 \text{ mm}$ , $W_y = 84\,715 \times 10^3 \text{ mm}^3$
---

**Nedbøyning B18**

$$\text{Egenlast 1: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 7,35 + 1,34 = 8,96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Egenlast 2: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 8,4 + 1,34 = 10,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast 1: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 7,35 = 41,16 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast 2: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 8,4 = 47,04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast 1: } q_{def} = 8,96 \times (1 + 0,6) + 41,16 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 60,44 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Brukslast 2: } q_{def} = 10,05 \times (1 + 0,6) + 47,04 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 68,77 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Moment: } 2M_b^{def}(8,6 + 8,5) = \frac{60,44}{4} \times 8,6^3 + \frac{68,77}{4} \times 8,5^3 \leftrightarrow M_b^{def} = 589,74 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 8})$$

$$\text{Krav felt A – B: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{8600}{200} = 43,00 \text{ mm}$$

$$\text{Krav felt A – B: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{8500}{200} = 42,50 \text{ mm}$$

$$\text{Trehetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 220 \times 1520^3 = 6\,438\,315 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

Nedbøyning felt A – B:

$$\delta_m = \frac{5 \times 60,44 \times 8600^4}{384 \times 13000 \times 6438315 \times 10^4} - \frac{589,74 \times 8600^2}{16 \times 13000 \times 6438315 \times 10^4} = 5,14 \text{ mm} < \delta_{max} = 43,00 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (\text{Formel 18})$$

Nedbøyning felt B – C:

$$\delta_m = \frac{5 \times 68,77 \times 8500^4}{384 \times 13000 \times 6438315 \times 10^4} - \frac{589,74 \times 8500^2}{16 \times 13000 \times 6438315 \times 10^4} = 5,59 \text{ mm} < \delta_{max} = 43,00 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (\text{Formel 18})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstiller nedbøyningskravet.

**Nedbøyning B17**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 6,3 + 1,34 = 7,87 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 6,3 = 35,28 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast: } q_{def} = 7,87 \times (1 + 0,6) + 35,28 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 52,11 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Krav: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{11900}{200} = 59,5 \text{ mm}$$

$$\text{Treghetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 220 \times 1520^3 = 6\,438\,315 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

$$\text{Nedbøyning: } \delta_m = \frac{5 \times 52,11 \times 11900^4}{384 \times 13000 \times 6438315 \times 10^4} = 16,26 \text{ mm} < \delta_{max} = 59,5 \text{ mm} \quad (\text{Formel 17})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstillers nedbøyningskravet.

**Branndimensjonering B17**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 6,3 + 1,34 = 7,87 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{NL} = 5,60 \times 6,3 = 35,28 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast: } q_{d,fi} = 7,87 \times 1,0 + 35,28 \times 0,2 = 14,93 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 14,93 \times 11,9^2 = 264,28 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 34})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 14,93 \times 11,9 \times \frac{1}{2} = 88,83 \text{ kN} \quad (\text{Formel 36})$$

$$\text{Forkullingsdybde: } d_{eff} = 0,7 \times 60 + 7 = 49 \text{ mm} \quad (\text{Formel 38})$$

Med brannangrep på 4 sider:

$$\text{Rest areal: } A_{rest} = (220 - 2 \times 49) \times (1520 - 2 \times 49) = 122 \times 1422 = 173484 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$\text{Rest motstandsmoment: } W_y^{rest} = \frac{1}{6} \times 122 \times 1422^2 = 41115708 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 40})$$

$$\text{Bøyespenning: } f_{m,d,fi} = 30,8 \times 1,15 = 35,42 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 41})$$

$$\text{Skjærspenning: } f_{v,d,fi} = 2,7 \times 1,15 = 3,105 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 42})$$

Kontroll:

$$W_{y,fi}^{min} = \frac{264,28 \times 10^6}{35,42} = 7\,461\,321 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 41\,115\,708 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{88,83 \times 10^3}{3,105} = 64\,370 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 173\,484 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

Bjelken holder brannkravet på R60

### Branndimensjonering B18

$$\text{Egenlast - 1: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 7,35 + 1,34 = 8,96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Egenlast - 2: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 8,4 + 1,34 = 10,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast - 1: } q_{NL} = 5,60 \times 7,35 = 41,16 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast - 2: } q_{NL} = 5,60 \times 8,4 = 47,04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast - 1: } q_{d,fi} = 8,96 \times 1,0 + 41,16 \times 0,2 = 17,19 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Brannlast - 2: } q_{d,fi} = 10,05 \times 1,0 + 47,04 \times 0,2 = 19,46 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } 2M_b(8,6 + 8,5) = \frac{17,19}{4} \times 8,6^3 + \frac{19,46}{4} \times 8,5^3 \Leftrightarrow M_{b,fi} = 167,29 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 35})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 19,46 \times 8,5 \times \frac{1}{2} + \frac{167,29}{8,5} = 102,39 \text{ kN} \quad (\text{Formel 37})$$

Kontroll:

$$W_{y,fi}^{min} = \frac{167,29 \times 10^6}{35,42} = 4\,723\,038 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 41\,115\,708 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{102,39 \times 10^3}{3,105} = 74\,196 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 173\,484 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

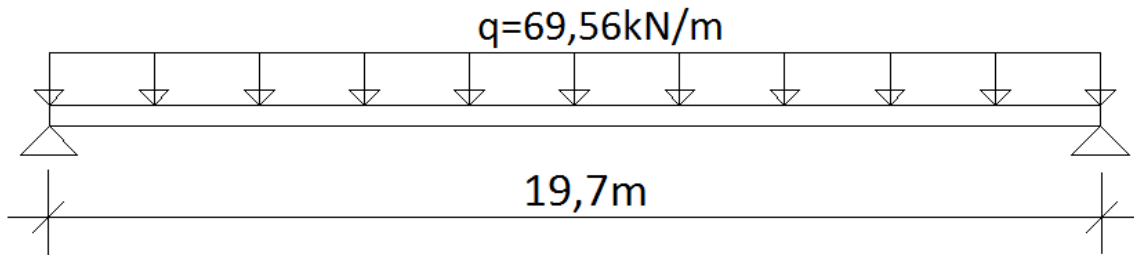
Bjelken holder brannkravet på R60



## Bjelke B25 – B27

Av disse bjelkene er det B25 som blir den dimensjonerende.

## Lastbilde B25



$$\text{Bruddlast B25: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 6,8 = 66,56 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 5})$$

$$\text{Egenlast bjelke: } E_{400 \times 1560}^{Bjelke} = 0,4 \times 1,56 \times 1 \times 4,0 \times 1,2 = 3,00 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 4})$$

$$\text{Total bruddlast: } q_d = 66,56 + 3,00 = 69,56 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momentet i B25: } M_{ed} = \frac{1}{8} \times 69,56 \times 19,7^2 = 3374,44 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 7})$$

$$\text{Skjærkraften i B25: } V_{ed} = 69,56 \times 19,7 \times \frac{1}{2} = 685,17 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

$$\text{Dim. bøyespenning: } f_{m,d} = 30,8 \times \frac{0,9}{1,15} = 24,10 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 6})$$

$$\text{Trevirkets skjærfasthet: } f_{v,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 11})$$

$$\text{Motstandsmoment: } W_{min} = \frac{3374,44 \times 10^6}{24,10} = 140\,018 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 9})$$

$$\text{Min høyde: } W_y = \frac{1}{6} b h^2 \Rightarrow h = \sqrt{\frac{6W_y}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 140018 \times 10^3}{400}} = 1449 \text{ mm} \quad (\text{Formel 10})$$

Prøver CE L40c: $400 \times 1560 \text{ mm}$ , $W_y = 162\,240 \times 10^3 \text{ mm}^3$
--

$$\text{Min. høyde: } h_{min} = \frac{685,17 \times 10^3}{69,56 + \frac{4}{9} \times 400 \times 2,11} = 1541 \text{ mm} < 1560 \text{ mm} \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 14})$$

Bruker CE L40c: $400 \times 1560 \text{ mm}$ , $W_y = 162\,240 \times 10^3 \text{ mm}^3$
--

### Nedbøyning

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 6,8 + 2,5 = 9,55 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{KAR,NL} = 5,6 \times 6,8 = 38,08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast: } q_{def} = 9,55 \times (1 + 0,6) + 38,08 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 57,93 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Krav: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{19700}{200} = 98,5 \text{ mm}$$

$$\text{Treghetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 400 \times 1560^3 = 12\,654\,720 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

$$\text{Nedbøyning: } \delta_m = \frac{5 \times 57,93 \times 19700^4}{384 \times 13000 \times 12654720 \times 10^4} = 69,06 \text{ mm} < \delta_{max} = 98,5 \text{ mm} \quad (\text{Formel 17})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstiller nedbøyningskravet.
--

### Branndimensjonering

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 6,8 + 2,5 = 9,55 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{NL} = 5,60 \times 6,8 = 38,08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast: } q_{d,fi} = 9,55 \times 1,0 + 38,08 \times 0,2 = 17,17 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 17,17 \times 19,7^2 = 832,94 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 34})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 17,17 \times 19,7 \times \frac{1}{2} = 169,12 \text{ kN} \quad (\text{Formel 36})$$

$$\text{Forkullingsdybde: } d_{eff} = 0,7 \times 60 + 7 = 49 \text{ mm} \quad (\text{Formel 38})$$

Med brannangrep på 4 sider:

$$\text{Rest areal: } A_{rest} = (400 - 2 \times 49) \times (1560 - 2 \times 49) = 302 \times 1462 = 441\,524 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$\text{Rest motstandsmoment: } W_y^{rest} = \frac{1}{6} \times 302 \times 1462^2 = 107\,584\,681 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 40})$$

$$\text{Bøyesspenning: } f_{md,fi} = 30,8 \times 1,15 = 35,42 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 41})$$

$$\text{Skjærspenning: } f_{vd,fi} = 2,7 \times 1,15 = 3,105 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 42})$$

Kontroll:

$$W_{y,fi}^{min} = \frac{832,94 \times 10^6}{35,42} = 23\,516\,093 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 107\,584\,681 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

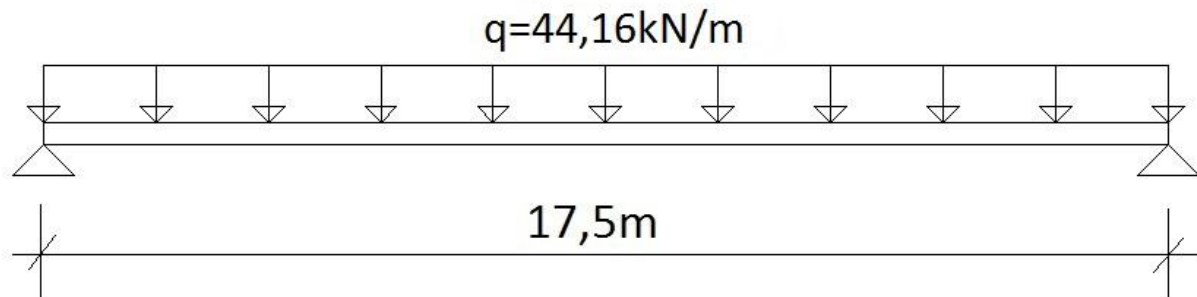
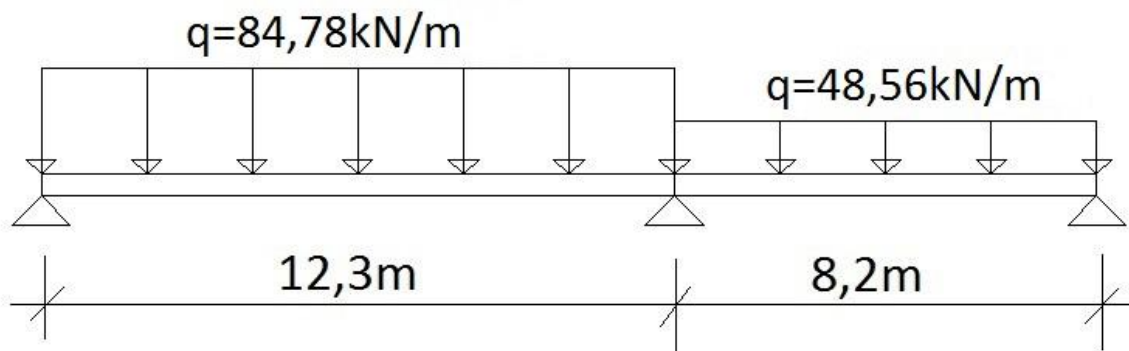
$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{169,12 \times 10^3}{3,105} = 122\,551 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 441\,524 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

Bjelken holder brannkravet på R60
-----------------------------------

**Bjelke B28 – B52**

Vi kontrollerer bjelke B35 og B37 for å finne hvordan bjelker vi skal bruke fra B28 – B52.

Grunnen til dette er at B35 gir det største momentet og B37 gir den største skjærkraften.

**Lastbilde B35****Lastbilde B37**

$$\text{Bruddlast i B35: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 4,25 = 41,60 \text{ kN/m}$$

(Formel 5)

$$\text{Bruddlast i B37 – 1: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 = 82,22 \text{ kN/m}$$

(Formel 5)

$$\text{Bruddlast i B37 – 2: } q_d = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 4,7 = 46,00 \text{ kN/m}$$

(Formel 5)

$$\text{Egenlast bjelke: } E_{360 \times 1480}^{Bjelke} = (0,36 \times 1,48 \times 1 \times 4,0 \times 1,2) = 2,56 \text{ kN/m}$$

(Formel 4)

$$\text{Total i B35: } q_d = 41,6 + 2,56 = 44,16 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total i B37 - 1: } q_d = 82,22 + 2,56 = 84,78 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total i B37 - 2: } q_d = 46,00 + 2,56 = 48,56 \text{ kN/m}$$

$$\text{Moment i B35: } M_{ed} = \frac{1}{8} \times 44,16 \times 17,5^2 = 1690,50 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 7})$$

$$\text{Momentet i B37: } 2M_b(12,3 + 8,2) = \frac{84,78}{4} \times 12,3^3 + \frac{48,56}{4} \times 8,2^3 \leftrightarrow M_b = 1125,24 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 8})$$

$$\text{Dim. bøyespenning: } f_{m,d} = 30,8 \times \frac{0,9}{1,15} = 24,10 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 6})$$

$$\text{Motstandsmoment: } W_{min} = \frac{1690,50 \times 10^6}{24,10} = 70\,145 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 9})$$

$$\text{Prøver CE L40c: } 360 \times 1480 \text{ mm, } W_y = \frac{1}{6} \times 360 \times 1480^2 = 131\,424 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{Skjærkraft i B35: } V_a = V_b = 44,16 \times 17,5 \times \frac{1}{2} = 386,40 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

$$\text{Skjærkraft i B37: } V_{ed} = 84,78 \times 12,3 \times \frac{1}{2} + \frac{1125,24}{12,3} = 612,88 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

$$\text{Trevirkets skjærfasthet: } f_{v,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 11})$$

$$\text{Min. høyde: } h_{min} = \frac{612,88 \times 10^3}{84,78 + \frac{4}{9} \times 360 \times 2,11} = 1451 \text{ mm} < 1480 \text{ mm} \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 14})$$

$$\text{Vi bruker CE L40c: } 360 \times 1480 \text{ mm, } W_y = \frac{1}{6} \times 360 \times 1480^2 = 131\,424 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

**Nedbøyning B37**

$$\text{Egenlast 1: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 8,4 + 2,13 = 10,84 \text{ kN/m}$$

$$\text{Egenlast 2: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,7 + 2,13 = 7,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast 1: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 8,4 = 47,04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast 2: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 4,7 = 26,32 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast 1: } q_{def} = 10,84 \times (1 + 0,6) + 47,04 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 70,03 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Brukslast 2: } q_{def} = 7,0 \times (1 + 0,6) + 26,32 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 40,68 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Moment: } 2M_b^{def} (12,3 + 8,2) = \frac{70,03}{4} \times 12,3^3 + \frac{40,68}{4} \times 8,2^3 \leftrightarrow M_b^{def} = 931,38 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 8})$$

$$\text{Krav felt A – B: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{12300}{200} = 61,50 \text{ mm}$$

$$\text{Krav felt B – C: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{8200}{200} = 41,00 \text{ mm}$$

$$\text{Trehetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 360 \times 1480^3 = 9\,725\,376 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

Nedbøyning felt A – B:

$$\delta_m = \frac{5 \times 70,03 \times 12300^4}{384 \times 13000 \times 9725376 \times 10^4} - \frac{931,38 \times 12300^2}{16 \times 13000 \times 9725376 \times 10^4} = 16,51 \text{ mm} < \delta_{max} = 61,5 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (\text{Formel 18})$$

Nedbøyning felt B – C:

$$\delta_m = \frac{5 \times 40,68 \times 8200^4}{384 \times 13000 \times 9725376 \times 10^4} - \frac{921,52 \times 8200^2}{16 \times 13000 \times 9725376 \times 10^4} = 1,89 \text{ mm} < \delta_{max} = 41,0 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (\text{Formel 18})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstiller nedbøyningskravet.

**Nedbøyning B35**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,25 + 2,13 = 6,54 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{KAR.NL} = 5,6 \times 4,25 = 23,80 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brukslast: } q_{def} = 6,54 \times (1 + 0,6) + 23,80 \times (1 + 0,2 \times 0,6) = 37,12 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 15})$$

$$\text{Krav: } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{17500}{200} = 87,5 \text{ mm}$$

$$\text{Treghetsmoment } y - y: I_y = \frac{1}{12} 360 \times 1480^3 = 9\,725\,376 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad (\text{Formel 16})$$

$$\text{Nedbøyning: } \delta_m = \frac{5 \times 37,12 \times 17500^4}{384 \times 13000 \times 9725376 \times 10^4} = 35,85 \text{ mm} < \delta_{max} = 87,50 \text{ mm} \quad (\text{Formel 17})$$

Det vil si at bjelken tilfredsstillers nedbøyningskravet.

**Branndimensjonering B35**

$$\text{Egenlast: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,25 + 2,13 = 6,54 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } q_{NL} = 5,60 \times 4,25 = 23,80 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast: } q_{d,fi} = 6,54 \times 1,0 + 23,80 \times 0,2 = 11,30 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 11,30 \times 17,5^2 = 432,58 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 34})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 11,30 \times 17,5 \times \frac{1}{2} = 98,88 \text{ kN} \quad (\text{Formel 36})$$

$$\text{Forkullingsdybde: } d_{eff} = 0,7 \times 60 + 7 = 49 \text{ mm} \quad (\text{Formel 38})$$

Med brannangrep på 4 sider:

$$\text{Rest areal: } A_{rest} = (360 - 2 \times 49) \times (1480 - 2 \times 49) = 262 \times 1382 = 362\,084 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$\text{Rest motstandsmoment: } W_y^{rest} = \frac{1}{6} \times 262 \times 1382^2 = 83\,400\,015 \text{ mm}^3 \quad (\text{Formel 40})$$

$$\text{Bøyespenning: } f_{md,fi} = 30,8 \times 1,15 = 35,42 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 41})$$

$$\text{Skjærspenning: } f_{vd,fi} = 2,7 \times 1,15 = 3,105 \text{ N/mm} \quad (\text{Formel 42})$$

Kontroll:

$$W_{y,fi}^{min} = \frac{432,58 \times 10^6}{35,42} = 12\,212\,874 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 83\,400\,015 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{98,88 \times 10^3}{3,105} = 71\,652 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 362\,084 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

Bjelken holder brannkravet på R60

### Branndimensjonering B37

$$\text{Egenlast - 1: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 8,4 + 2,13 = 10,84 \text{ kN/m}$$

$$\text{Egenlast - 2: } q_{EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 4,7 + 2,13 = 7,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast - 1: } q_{NL} = 5,60 \times 8,4 = 47,04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast - 2: } q_{NL} = 5,60 \times 4,7 = 26,32 \text{ kN/m}$$

$$\text{Brannlast - 1: } q_{d,fi} = 10,84 \times 1,0 + 47,04 \times 0,2 = 20,25 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Brannlast - 2: } q_{d,fi} = 7,0 \times 1,0 + 26,32 \times 0,2 = 12,26 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$\text{Moment: } 2M_{b,fi}(12,3 + 8,2) = \frac{20,25}{4} \times 12,3^3 + \frac{12,26}{4} \times 8,2^3 \leftrightarrow M_{b,fi} = 271 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 35})$$

$$\text{Skjærkraft: } V_{Ed,fi} = 20,25 \times 12,3 \times \frac{1}{2} + \frac{271}{12,3} = 146,57 \text{ kN} \quad (\text{Formel 37})$$

Kontroll:

$$W_{y,fi}^{min} = \frac{271 \times 10^6}{35,42} = 7\,651\,045 \text{ mm}^3 < W_y^{rest} = 83\,400\,015 \text{ mm}^3 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 43})$$

$$A^{min} = \frac{9}{4} \times \frac{146,57 \times 10^3}{3,105} = 106\,210 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 362\,084 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 44})$$

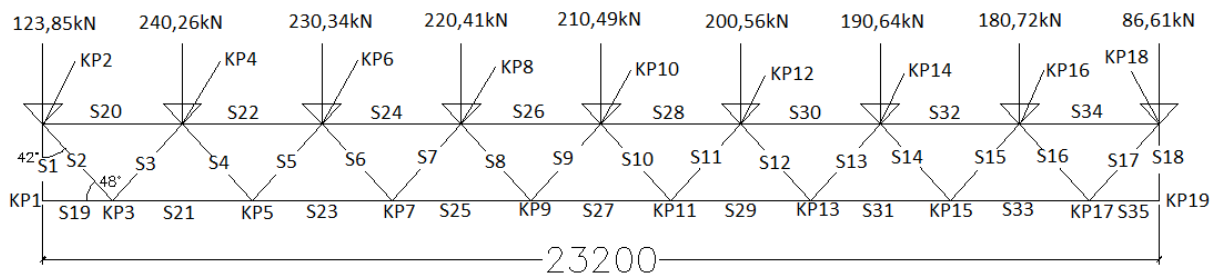
Bjelken holder brannkravet på R60



## Vedlegg 2 Fagverk

### Strekk- / trykkrefter i B4

#### Lastbilde B4



KP = Knutepunkt

S = Stav

Vinkel mellom stav og vertikal =  $42^\circ$ For statisk bestemt bjelke:  $2 \times \text{ant. KP} = \text{ant. staver} + 3$ 

$$2 \times 19 = 35 + 3$$

$$38 = 38$$

=&gt; Bjelken er statisk bestemt og vi kan beregne fagverket med likevektslikninger.

Egenvekt fagverk:  $EV^{\text{Fagverk}} = (0,5 \times 0,5 \times 1 \times 4,5) \times 3 \times 1,2 = 4,05 \text{ kN/m}$  (Formel 4)

$$\text{Bruddlast: } q_{d.1} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 + 4,05 = 86,27 \text{ kN/m}$$

(Formel 5)

$$\text{Bruddlast: } q_{d.2} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6 + 4,05 = 58,86 \text{ kN/m}$$

(Formel 5)

**Oppleggskrefter**

$$\text{Skrålast: Resultant} = (86,27 - 58,86) \times 23,2 \times \frac{1}{2} = 317,96 \text{ kN} \quad (\text{Formel 22})$$

$$\text{Opplegg A: } F_B = 58,86 \times 23,2 \times \frac{1}{2} + 317,96 \times \frac{2}{3} = 894,75 \text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

$$\text{Opplegg B: } F_B = 58,86 \times 23,2 \times \frac{1}{2} + 317,96 \times \frac{1}{3} = 788,76 \text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

Opplager A = 894,75 kN og opplager B = 788,76 kN

**Knutepunkt 1**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A + S_1 = 0 \Rightarrow S_1 = -894,75 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{19} = 0 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 2**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -123,85 \text{ kN} - S_{2y} - S_1 = 0 \Rightarrow S_{2y} = 770,9 \text{ kN}$$

$$S_{2x} = \tan(42) \times 770,9 \text{ kN} \Rightarrow S_{2x} = 694,12 \text{ kN}$$

$$S_2 = \sqrt{770,9^2 + 694,12^2} \Rightarrow S_2 = 1037,35 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{20} + S_{2x} = 0 \Rightarrow S_{20} = -694,12 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 3**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{2y} + S_{3y} = 0 \Rightarrow S_{3y} = -770,9 \text{ kN}$$

$$S_{3x} = \tan(42) \times (-770,9 \text{ kN}) \Rightarrow S_{3x} = -694,12 \text{ kN}$$

$$S_3 = -\sqrt{770,9^2 + 694,12^2} \Rightarrow S_3 = -1037,35 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{21} + S_{3x} - S_{219} - S_{2x} = 0 \Rightarrow S_{21} = 1388,24 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 4**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -240,26 \text{ kN} - S_{3y} - S_{4y} = 0 \Rightarrow S_{4y} = 530,64 \text{ kN}$$

$$S_{4x} = \tan(42) \times 530,64 \text{ kN} \Rightarrow S_{4x} = 477,79 \text{ kN}$$

$$S_4 = \sqrt{530,64^2 + 477,79^2} \Rightarrow S_4 = 714,15 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{22} + S_{4x} - S_{3x} - S_{20} = 0 \Rightarrow S_{22} = -1866,03 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 5**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{4y} + S_{5y} = 0 \Rightarrow S_{5y} = -530,64 \text{ kN}$$

$$S_{5x} = \tan(42) \times (-530,64 \text{ kN}) \Rightarrow S_{5x} = -477,79 \text{ kN}$$

$$S_5 = -\sqrt{530,64^2 + 477,79^2} \Rightarrow S_5 = -714,15 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{23} + S_{5x} - S_{21} - S_{4x} = 0 \Rightarrow S_{23} = 2343,82 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 6**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -230,34 \text{ kN} - S_{5y} - S_{6y} = 0 \Rightarrow S_{6y} = 300,3 \text{ kN}$$

$$S_{6x} = \tan(42) \times 300,3 \text{ kN} \Rightarrow S_{6x} = 270,39 \text{ kN}$$

$$S_6 = \sqrt{300,3^2 + 270,39^2} \Rightarrow S_6 = 404,09 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{24} + S_{6x} - S_{5x} - S_{22} = 0 \Rightarrow S_{24} = -2614,21 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 7**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{6y} + S_{7y} = 0 \Rightarrow S_{7y} = -300,3 \text{ kN}$$

$$S_{7x} = \tan(42) \times (-300,3 \text{ kN}) \Rightarrow S_{7x} = -270,39 \text{ kN}$$

$$S_7 = -\sqrt{300,3^2 + 270,39^2} \Rightarrow S_7 = -404,09 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{25} + S_{7x} - S_{23} - S_{6x} = 0 \Rightarrow S_{25} = 2884,6 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 8**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -220,41 \text{ kN} - S_{7y} - S_{8y} = 0 \Rightarrow S_{8y} = 79,89 \text{ kN}$$

$$S_{8x} = \tan(42) \times 79,89 \text{ kN} \Rightarrow S_{8x} = 71,93 \text{ kN}$$

$$S_8 = \sqrt{79,89^2 + 71,93^2} \Rightarrow S_8 = 107,5 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{26} + S_{8x} - S_{7x} - S_{24} = 0 \Rightarrow S_{26} = -2956,53 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 9**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{8y} + S_{9y} = 0 \Rightarrow S_{9y} = -79,89 \text{ kN}$$

$$S_{9x} = \tan(42) \times (-79,89 \text{ kN}) \Rightarrow S_{9x} = -71,93 \text{ kN}$$

$$S_9 = -\sqrt{79,89^2 + 71,93^2} \Rightarrow S_9 = -107,5 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{27} + S_{9x} - S_{25} - S_{8x} = 0 \Rightarrow S_{27} = 3028,46 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 10**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -210,49 \text{ kN} - S_{9y} - S_{10y} = 0 \Rightarrow S_{10y} = -130,6 \text{ kN}$$

$$S_{10x} = \tan(42) \times -130,6 \text{ kN} \Rightarrow S_{10x} = -117,59 \text{ kN}$$

$$S_{10} = -\sqrt{130,6^2 + 117,59^2} \Rightarrow S_{10} = -175,74 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{28} + S_{10x} - S_{9x} - S_{26} = 0 \Rightarrow S_{28} = -2910,87 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 11**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{10y} + S_{11y} = 0 \Rightarrow S_{11y} = 130,6 \text{ kN}$$

$$S_{11x} = \tan(42) \times 130,6 \text{ kN} \Rightarrow S_{11x} = 117,59 \text{ kN}$$

$$S_{11} = \sqrt{130,6^2 + 117,59^2} \Rightarrow S_{11} = 175,74 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{29} + S_{11x} - S_{27} - S_{10x} = 0 \Rightarrow S_{29} = 2793,28 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 12**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -200,56 \text{ kN} - S_{11y} - S_{12y} = 0 \Rightarrow S_{12y} = -331,16 \text{ kN}$$

$$S_{12x} = \tan(42) \times (-331,16 \text{ kN}) \Rightarrow S_{12x} = -298,18 \text{ kN}$$

$$S_{12} = -\sqrt{331,16^2 + 298,18^2} \Rightarrow S_{12} = -445,62 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{30} + S_{12x} - S_{11x} - S_{28} = 0 \Rightarrow S_{30} = -2495,1 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 13**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{12y} + S_{13y} = 0 \Rightarrow S_{13y} = 331,16 \text{ kN}$$

$$S_{13x} = \tan(42) \times 331,16 \text{ kN} \Rightarrow S_{13x} = 298,18 \text{ kN}$$

$$S_{13} = \sqrt{331,16^2 + 298,18^2} \Rightarrow S_{13} = 445,62 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{31} + S_{13x} - S_{29} - S_{12x} = 0 \Rightarrow S_{31} = 2196,92 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 14**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -190,64 \text{ kN} - S_{13y} - S_{14y} = 0 \Rightarrow S_{14y} = -521,8 \text{ kN}$$

$$S_{14x} = \tan(42) \times (-521,8 \text{ kN}) \Rightarrow S_{14x} = -469,83 \text{ kN}$$

$$S_{14} = -\sqrt{521,8^2 + 469,83^2} \Rightarrow S_{14} = -702,15 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{32} + S_{14x} - S_{13x} - S_{30} = 0 \Rightarrow S_{32} = -1727,09 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 15**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{14y} + S_{15y} = 0 \Rightarrow S_{15y} = 521,8 \text{ kN}$$

$$S_{15x} = \tan(42) \times 521,8 \text{ kN} \Rightarrow S_{15x} = 469,83 \text{ kN}$$

$$S_{15} = \sqrt{521,8^2 + 469,83^2} \Rightarrow S_{15} = 702,15 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{33} + S_{15x} - S_{31} - S_{14x} = 0 \Rightarrow S_{33} = 1257,26 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 16**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -180,72 \text{ kN} - S_{15y} - S_{16y} = 0 \Rightarrow S_{16y} = -702,52 \text{ kN}$$

$$S_{16x} = \tan(42) \times (-702,52 \text{ kN}) \Rightarrow S_{16x} = -632,55 \text{ kN}$$

$$S_{16} = -\sqrt{702,52^2 + 632,55^2} \Rightarrow S_{16} = -945,33 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 17**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{16y} + S_{17y} = 0 \Rightarrow S_{17y} = 702,52 \text{ kN}$$

$$S_{17x} = \tan(42) \times (702,52) \text{ kN} \Rightarrow S_{17x} = 632,55 \text{ kN}$$

$$S_{17} = \sqrt{702,52^2 + 632,55^2} \Rightarrow S_{17} = 945,33 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 19**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow B + S_{18} = 0 \Rightarrow S_{18} = -788,76 \text{ kN}$$

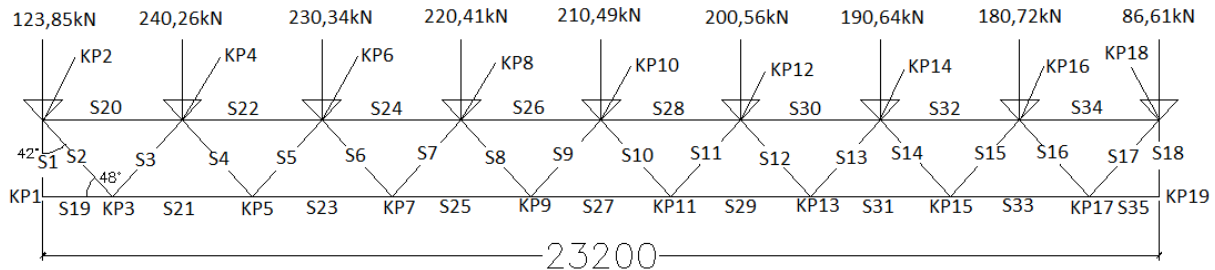
$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{35} = 0 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 18**

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow -S_{34} - S_{17x} = 0 \Rightarrow S_{34} = -632,55 \text{ kN}$$

## Dimensjonering B4

## Lastbilde B4



KP = Knutepunkt

S = Stav

Vinkel mellom stav og vertikal = 42°

Egenvekt fagverk:  $EV^{Fagverk} = (0,5 \times 0,5 \times 1 \times 4,5) \times 3 \times 1,2 = 4,05 \text{ kN/m}$  (Formel 4)

Bruddlast:  $q_{d.1} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 + 4,05 = 86,27 \text{ kN/m}$   
(Formel 5)

Bruddlast:  $q_{d.2} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6 + 4,05 = 58,86 \text{ kN/m}$   
(Formel 5)

## Oppleggskrefter

Skrålast:  $Resultant = (86,27 - 58,86) \times 23,2 \times \frac{1}{2} = 317,96 \text{ kN}$  (Formel 22)Opplegg A:  $F_B = 58,86 \times 23,2 \times \frac{1}{2} + 317,96 \times \frac{2}{3} = 894,75 \text{ kN}$  (Formel 23)Opplegg B:  $F_B = 58,86 \times 23,2 \times \frac{1}{2} + 317,96 \times \frac{1}{3} = 788,76 \text{ kN}$  (Formel 23)

Opplager A = 894,75 kN og opplager B = 788,76 kN
--

**Beregning av over- og undergurt**

Skrålast:  $86,27 - 58,86 = 27,41 \text{ kN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 58,86 \times 23,2^2 + \frac{1}{16} \times 27,41 \times 23,2^2 = 4882,17 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 21})$$

For CE L40c:  $f_{c,0,k} = 25,4 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{c,0,d} = 25,4 \times \frac{0,9}{1,15} = 19,9 \text{ N/mm}^2$  (Formel 19)

For CE L40c:  $f_{t,0,k} = 17,6 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{t,0,d} = 17,6 \times \frac{0,9}{1,15} = 13,8 \text{ N/mm}^2$  (Formel 20)

Indre momentarm =  $1,6 \text{ m} \Rightarrow \text{Strekk/Trykk} = \frac{4882,17}{1,6} = 3051,36 \text{ kN}$  (Formel 24)

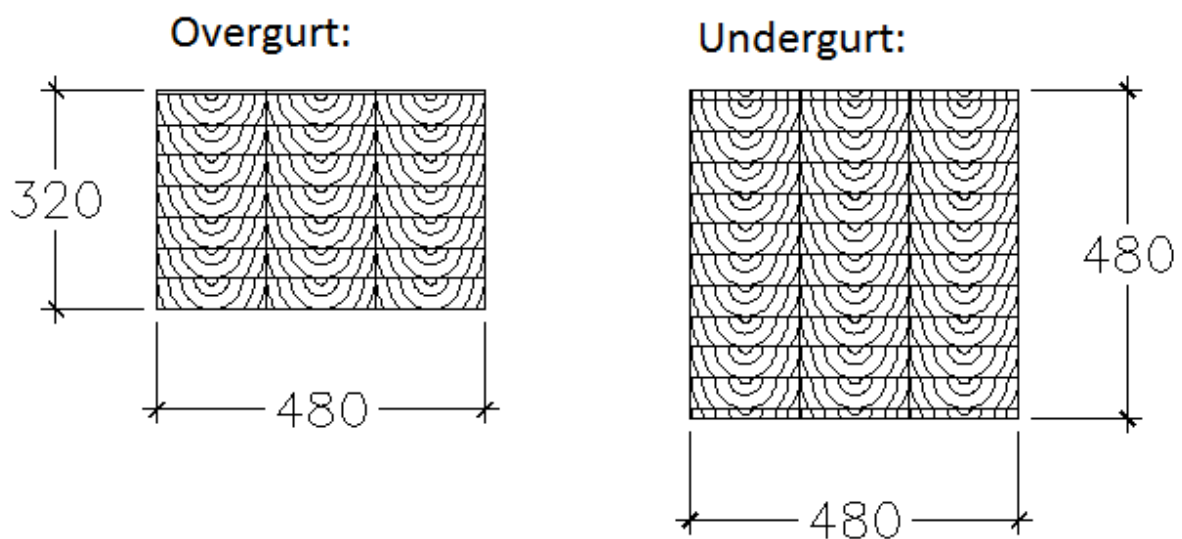
Overgurt (Trykk):  $A_{min} = \frac{3051,36 \times 10^3}{19,9} = 153335 \text{ mm}^2$  (Formel 25)

Minste kvadrat overgurt:  $\sqrt{153\ 335} = 392 \text{ mm} \times 392 \text{ mm}$

Undergurt (Strekk):  $A_{min} = \frac{3051,36 \times 10^3}{13,8} = 221113 \text{ mm}^2$  (Formel 25)

Minste kvadrat undergurt:  $\sqrt{221\ 113} = 470 \text{ mm} \times 470 \text{ mm}$

Overgurt: Bruker CE L40c 480 x 320 mm, A = 153600 mm <sup>2</sup>
Undergurt: Bruker CE L40c 480 x 480 mm, A = 230400 mm <sup>2</sup>



**Beregning av S1**

Aksiallast:  $N_{Ed} = 894,75 \text{ kN}$  (trykk)

Knekk lengde:  $l_{cr} = 1600 \text{ mm}$

$E_{0,05} = 10\,500 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,0,d} = 25,4 \times \frac{0,9}{1,15} = 19,9 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 19})$$

Prøver  $b = 120 \text{ mm}$ :

$$\text{Slankhet: } \lambda_z = \frac{1600}{0,289 \times 120} = 46,14 \quad (\text{Formel 26})$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda_{rel,z} = \frac{46,14}{\pi} \sqrt{\frac{25,4}{10500}} = 0,7224 \quad (\text{Formel 27})$$

$$k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 0,7224 + 0,7224^2) = 0,7821 \quad (\text{Formel 28})$$

$$\text{Knekkfaktor: } k_{c,z} = \frac{1}{0,7821 + \sqrt{0,7821^2 - 0,7224^2}} = 0,9244 \quad (\text{Formel 29})$$

$$\text{Dette gir: } A_{min} = \frac{894,75 \times 10^3}{0,9244 \times 19,9} = 48640 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 30})$$

$$\Rightarrow h_{min} = \frac{48\,640}{120} = 405 \text{ mm} \quad (\text{Formel 31})$$

Trenger CE L40c:  $120 \text{ mm} \times 480 \text{ mm}$ . Velger større høyde på grunn av gurtene.

**Beregning av S2**

Aksiallast:  $N_{Ed} = 1037,35 \text{ kN}$  (strekk)

$$f_{t,0,k} = 17,6 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{t,0,d} = 17,6 \times \frac{0,9}{1,15} = 13,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 20})$$

Prøver med bredde =  $480 \text{ mm}$ :

$$\text{Minste areal: } A_{min} = \frac{1037,35 \times 10^3}{13,8} = 75\,170 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 32})$$

$$\text{Minste bredde: } b = \frac{75\,170}{480} = 157 \text{ mm} \quad (\text{Formel 31})$$

Trenger CE L40c:  $160 \text{ mm} \times 480 \text{ mm}$



**Beregning av S3**

Aksiallast:  $N_{Ed} = 1037,35 \text{ kN}$  (trykk)

Knekk lengde:  $l_{cr} = 2159 \text{ mm}$

$E_{0,05} = 10\,500 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,0,d} = 25,4 \times \frac{0,9}{1,15} = 19,9 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 19})$$

Prøver med bredde  $b = 160 \text{ mm}$ :

$$\text{Slankhet: } \lambda_z = \frac{2159}{0,289 \times 160} = 46,69 \quad (\text{Formel 26})$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda_{rel,z} = \frac{46,69}{\pi} \sqrt{\frac{25,4}{10\,500}} = 0,731 \quad (\text{Formel 27})$$

$$\text{Limtre: } k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 0,731 + 0,731^2) = 0,7887 \quad (\text{Formel 28})$$

$$\text{Knekkfaktoren: } k_{c,z} = \frac{1}{0,7887 + \sqrt{0,7887^2 - 0,731^2}} = 0,922 \quad (\text{Formel 29})$$

$$\text{Dette gir: } A_{min} = \frac{1037,35 \times 10^3}{0,922 \times 19,9} = 56\,538 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 30})$$

$$h_{min} = \frac{56\,538}{160} = 353 \text{ mm} \quad (\text{Formel 31})$$

Trenger CE L40c:  $160 \text{ mm} \times 360 \text{ mm}$

Disse kontrollene tilsier at det er S2 som blir den dimensjonerende staven. Prøver  $160 \times 480 \text{ mm}$  staver på dette fagverket med kvalitet CE L40c.

**Branndimensjonering B4****Dimensjonerende last**

$$q_{2,EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 8,4 + 3,38 = 12,09 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,NL} = 5,6 \times 8,4 = 47,04 \text{ kN/m}$$

$$q_{1,EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 5,6 + 3,38 = 9,19 \text{ kN/m}$$

$$q_{1,NL} = 5,6 \times 5,6 = 31,36 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,fi} = 12,09 \times 1,0 + 47,04 \times 0,2 = 21,50 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$q_{1,fi} = 9,19 \times 1,0 + 31,36 \times 0,2 = 15,46 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$q_{1,fi} = 15,46 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,fi} = 21,50 - 15,46 = 6,04 \text{ kN/m}$$

**Oppleggskrefter**

$$F_A = 15,46 \times 23,2 \times \frac{1}{2} + 6,04 \times 23,2 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} = 226,05 \text{ kN} \quad (\text{Formel 47})$$

$$F_B = 15,46 \times 23,2 \times \frac{1}{2} + 6,04 \times 23,2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} = 202,69 \text{ kN} \quad (\text{Formel 47})$$

**Spenninger**

$$M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 15,46 \times 23,2^2 + \frac{1}{16} \times 6,04 \times 23,2^2 = 1243,33 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 48})$$

$$f_{c,0,d,fi} = 25,4 \times 1,15 = 29,21 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 46})$$

$$f_{t,0,d,fi} = 17,6 \times 1,15 = 20,24 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 45})$$

$$\text{Indre momentarm} = 1,6 \text{ m} \Rightarrow \frac{S}{T} = \frac{1243,33}{1,6} = 777,08 \text{ kN} \quad (\text{Formel 24})$$

Med brannangrep på 4 sider undergurt:

$$d_{eff} = 0,7 \times 60 + 7 = 49 \text{ mm} \quad (\text{Formel 38})$$

$$A_{rest}^{UG} = (480 - 2 \times 49) \times (480 - 2 \times 49) = 382 \times 382 = 145\,924 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$A_{rest}^{OG} = (480 - 2 \times 49) \times (320 - 2 \times 49) = 382 \times 222 = 84\,804 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

### Kontroll av over- og undergurt

Strekkgurt:

$$A_{min} = \frac{777,08 \times 10^3}{20,24} = 38\,393 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 145\,924 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 25})$$

Trykkgurt:

$$A_{min} = \frac{777,08 \times 10^3}{29,21} = 26\,603 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 84\,804 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 25})$$

Det vil si at over- og undergurten tilfredsstiller brannkravet på R60

### Kontroll av staver

Stavkrefter:

$$S_2 = S_3 = 262,60 \text{ kN} \Rightarrow N_{Ed,fi} = 262,60 \text{ kN}$$

Trykkstav:

$$A_{rest} = (160 - 2 \times 49) \times (480 - 2 \times 49) = 62 \times 382 = 23\,684 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$f_{c,0,d,fi} = 25,4 \times 1,15 = 29,21 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 46})$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{2159}{0,289 \times 62 \times \pi} \times \sqrt{\frac{29,21}{10\,500 \times 1,15}} = 1,89 \quad (\text{Formel 27})$$

$$k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 1,89 + 1,89^2) = 2,37 \quad (\text{Formel 28})$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{2,37 + \sqrt{2,37^2 - 1,89^2}} = 0,26 \quad (\text{Formel 29})$$

$$N_{Rd,fi} = 0,26 \times 29,21 \times 62 \times 382 = 179871 \text{ N} \approx 179,87 \text{ kN} < 262,60 \text{ kN} \Rightarrow NG \quad (\text{Formel 49})$$

Stavene tilfredsstiller ikke brannkravet på R 60 øker derfor bredden til 180 mm

Prøver med  $b = 180$  mm:

$$A_{rest} = (180 - 2 \times 49) \times (480 - 2 \times 49) = 82 \times 382 = 31\,324 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$f_{c,0,d,fi} = 25,4 \times 1,15 = 29,21 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 46})$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{2159}{0,289 \times 82 \times \pi} \times \sqrt{\frac{29,21}{10\,500 \times 1,15}} = 1,43 \quad (\text{Formel 27})$$

$$k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 1,43 + 1,43^2) = 1,58 \quad (\text{Formel 28})$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{1,58 + \sqrt{1,58^2 - 1,43^2}} = 0,44 \quad (\text{Formel 29})$$

$$N_{Rd,fi} = 0,44 \times 29,21 \times 82 \times 382 = 402589 \approx 402,59 \text{ kN} > 262,60 \text{ kN} \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 49})$$

Stavene tilfredsstiller brann kravet på R60. Bruker dimensjon 180 x 480 mm

Kontroll strekkstaver:

$$N_{Ed,fi} = 262,60 \text{ kN}$$

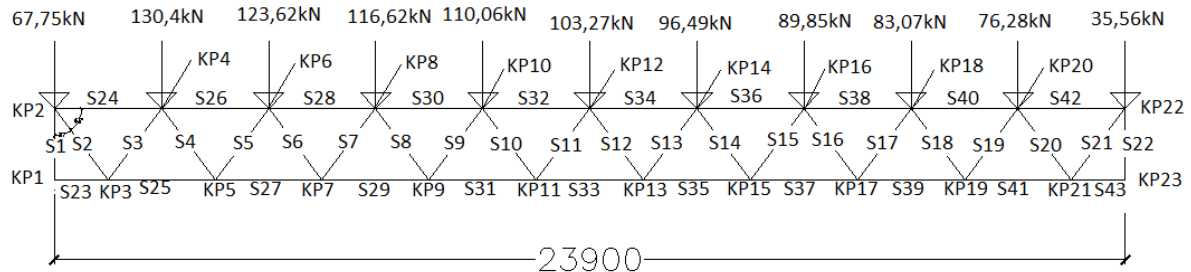
$$f_{t,0,d,fi} = 17,6 \times 1,15 = 20,24 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 45})$$

$$A^{min} = \frac{262,60 \times 10^3}{20,24} = 12\,974 \text{ mm}^2 < 31\,324 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 32})$$

Strekkstaven tilfredsstiller brann kravet på R60

## Strek- / trykkrefter i B11

## Lastbilde B11



KP = Knutepunkt

S = Stav

Vinkel mellom stav og vertikal =  $37^\circ$ For statisk bestemt bjelke:  $2 \times \text{ant. KP} = \text{ant. staver} + 3$ 

$$2 \times 23 = 43 + 3$$

$$46 = 46$$

=&gt; Bjelken er statisk bestemt og vi kan beregne fagverket med likevektsligninger.

Egenvekt fagverk:  $EV^{\text{Fagverk}} = (0,4 \times 0,4 \times 1 \times 4,5) \times 3 \times 1,2 = 2,59 \text{ kN/m}$  (Formel 4)

$$\text{Bruddlast: } q_{d.1} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6 + 2,59 = 57,40 \text{ kN/m}$$

(Formel 5)

$$\text{Bruddlast: } q_{d.2} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 2,7 + 2,59 = 29,02 \text{ kN/m}$$

(Formel 5)

## Oppleggskrefter

$$\text{Skrålast: Resultant} = (57,40 - 29,02) \times 23,9 \times \frac{1}{2} = 339,14 \text{ kN} \quad (\text{Formel 22})$$

$$\text{Opplegg A: } F_B = 29,02 \times 23,9 \times \frac{1}{2} + 339,14 \times \frac{2}{3} = 572,88 \text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

$$\text{Opplegg B: } F_B = 29,02 \times 23,9 \times \frac{1}{2} + 339,14 \times \frac{1}{3} = 459,84 \text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

Opplager A = 572,88 kN og opplager B = 459,84 kN

**Knutepunkt 1**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A + S_1 = 0 \Rightarrow S_1 = -572,88 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{23} = 0 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 2**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -67,75 \text{ kN} - S_{2y} - S_1 = 0 \Rightarrow S_{2y} = 505,13 \text{ kN}$$

$$S_{2x} = \tan(37) \times 505,13 \text{ kN} \Rightarrow S_{2x} = 380,64 \text{ kN}$$

$$S_2 = \sqrt{380,64^2 + 505,13^2} \Rightarrow S_2 = 632,49 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{24} + S_{2x} = 0 \Rightarrow S_{24} = -380,64 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 3**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{2y} + S_{3y} = 0 \Rightarrow S_{3y} = -505,13 \text{ kN}$$

$$S_{3x} = \tan(37) \times (-505,13 \text{ kN}) \Rightarrow S_{3x} = -380,64 \text{ kN}$$

$$S_3 = -\sqrt{380,64^2 + 505,13^2} \Rightarrow S_3 = -632,49 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{25} + S_{3x} - S_{23} - S_{2x} = 0 \Rightarrow S_{25} = 761,28 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 4**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -130,4 \text{ kN} - S_{3y} - S_{4y} = 0 \Rightarrow S_{4y} = 374,73 \text{ kN}$$

$$S_{4x} = \tan(37) \times 374,73 \text{ kN} \Rightarrow S_{4x} = 282,38 \text{ kN}$$

$$S_4 = \sqrt{374,73^2 + 282,38^2} \Rightarrow S_4 = 469,21 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{26} + S_{4x} - S_{3x} - S_{24} = 0 \Rightarrow S_{26} = -1043,66 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 5**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{4y} + S_{5y} = 0 \Rightarrow S_{5y} = -374,73 \text{ kN}$$

$$S_{5x} = \tan(37) \times (-374,73 \text{ kN}) \Rightarrow S_{5x} = -282,38 \text{ kN}$$

$$S_5 = -\sqrt{374,73^2 + 282,38^2} \Rightarrow S_5 = -469,21 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{27} + S_{5x} - S_{25} - S_{4x} = 0 \Rightarrow S_{27} = 1326,04 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 6**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -123,62 \text{ kN} - S_{5y} - S_{6y} = 0 \Rightarrow S_{6y} = 251,11 \text{ kN}$$

$$S_{6x} = \tan(37) \times 251,11 \text{ kN} \Rightarrow S_{6x} = 189,22 \text{ kN}$$

$$S_6 = \sqrt{251,11^2 + 189,22^2} \Rightarrow S_6 = 314,42 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{28} + S_{6x} - S_{5x} - S_{26} = 0 \Rightarrow S_{28} = -1515,26 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 7**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{6y} + S_{7y} = 0 \Rightarrow S_{7y} = -251,11 \text{ kN}$$

$$S_{7x} = \tan(37) \times (-251,11 \text{ kN}) \Rightarrow S_{7x} = -189,22 \text{ kN}$$

$$S_7 = -\sqrt{251,11^2 + 189,22^2} \Rightarrow S_7 = -314,42 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{29} + S_{7x} - S_{27} - S_{6x} = 0 \Rightarrow S_{29} = 1704,48 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 8**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -116,62 \text{ kN} - S_{7y} - S_{8y} = 0 \Rightarrow S_{8y} = 134,49 \text{ kN}$$

$$S_{8x} = \tan(37) \times 134,49 \text{ kN} \Rightarrow S_{8x} = 101,35 \text{ kN}$$

$$S_8 = \sqrt{134,49^2 + 101,35^2} \Rightarrow S_8 = 168,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{30} + S_{8x} - S_{7x} - S_{28} = 0 \Rightarrow S_{30} = -1805,83 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 9**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{8y} + S_{9y} = 0 \Rightarrow S_{9y} = -134,49 \text{ kN}$$

$$S_{9x} = \tan(37) \times (-134,49 \text{ kN}) \Rightarrow S_{9x} = -101,35 \text{ kN}$$

$$S_9 = -\sqrt{134,49^2 + 101,35^2} \Rightarrow S_9 = -168,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{31} + S_{9x} - S_{29} - S_{8x} = 0 \Rightarrow S_{31} = 1907,18 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 10**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -110,06 \text{ kN} - S_{9y} - S_{10y} = 0 \Rightarrow S_{10y} = 24,43 \text{ kN}$$

$$S_{10x} = \tan(37) \times 24,43 \text{ kN} \Rightarrow S_{10x} = 18,41 \text{ kN}$$

$$S_{10} = \sqrt{24,43^2 + 18,41^2} \Rightarrow S_{10} = 30,59 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{32} + S_{10x} - S_{9x} - S_{30} = 0 \Rightarrow S_{32} = -1925,59 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 11**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{10y} + S_{11y} = 0 \Rightarrow S_{11y} = -24,43 \text{ kN}$$

$$S_{11x} = \tan(37) \times (-24,43 \text{ kN}) \Rightarrow S_{11x} = -18,41 \text{ kN}$$

$$S_{11} = -\sqrt{24,43^2 + 18,41^2} \Rightarrow S_{11} = -30,59 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{33} + S_{11x} - S_{31} - S_{10x} = 0 \Rightarrow S_{33} = 1944 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 12**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -103,27 \text{ kN} - S_{11y} - S_{12y} = 0 \Rightarrow S_{12y} = -78,84 \text{ kN}$$

$$S_{12x} = \tan(37) \times (-78,84 \text{ kN}) \Rightarrow S_{12x} = -59,41 \text{ kN}$$

$$S_{12} = -\sqrt{78,84^2 + 59,41^2} \Rightarrow S_{12} = -98,72 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{34} + S_{12x} - S_{11x} - S_{32} = 0 \Rightarrow S_{34} = -1884,59 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 13**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{12y} + S_{13y} = 0 \Rightarrow S_{13y} = 78,84 \text{ kN}$$

$$S_{13x} = \tan(37) \times 78,84 \text{ kN} \Rightarrow S_{13x} = 59,41 \text{ kN}$$

$$S_{13} = \sqrt{78,84^2 + 59,41^2} \Rightarrow S_{13} = 98,72 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{35} + S_{13x} - S_{33} - S_{12x} = 0 \Rightarrow S_{35} = 1825,18 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 14**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -96,49 \text{ kN} - S_{13y} - S_{14y} = 0 \Rightarrow S_{14y} = -175,33 \text{ kN}$$

$$S_{14x} = \tan(37) \times (-175,33 \text{ kN}) \Rightarrow S_{14x} = -132,12 \text{ kN}$$

$$S_{14} = -\sqrt{175,33^2 + 132,12^2} \Rightarrow S_{14} = -219,54 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{36} + S_{14x} - S_{13x} - S_{34} = 0 \Rightarrow S_{36} = -1693,06 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 15**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{14y} + S_{15y} = 0 \Rightarrow S_{15y} = 175,33 \text{ kN}$$

$$S_{15x} = \tan(37) \times 175,33 \text{ kN} \Rightarrow S_{15x} = 132,12 \text{ kN}$$

$$S_{15} = \sqrt{175,33^2 + 132,12^2} \Rightarrow S_{15} = 219,54 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{37} + S_{15x} - S_{35} - S_{14x} = 0 \Rightarrow S_{37} = 1560,94 \text{ kN}$$



**Knutepunkt 16**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -89,85 \text{ kN} - S_{15y} - S_{16y} = 0 \Rightarrow S_{16y} = -265,18 \text{ kN}$$

$$S_{16x} = \tan(37) \times (-265,18 \text{ kN}) \Rightarrow S_{16x} = -199,83 \text{ kN}$$

$$S_{16} = -\sqrt{265,18^2 + 199,83^2} \Rightarrow S_{16} = -332,04 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{38} + S_{16x} - S_{15x} - S_{36} = 0 \Rightarrow S_{38} = -1361,11 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 17**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{16y} + S_{17y} = 0 \Rightarrow S_{17y} = 265,18 \text{ kN}$$

$$S_{17x} = \tan(37) \times 265,18 \text{ kN} \Rightarrow S_{17x} = 199,83 \text{ kN}$$

$$S_{17} = \sqrt{265,18^2 + 199,83^2} \Rightarrow S_{17} = 332,04 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{39} + S_{17x} - S_{37} - S_{16x} = 0 \Rightarrow S_{39} = 1161,28 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 18**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -83,07 \text{ kN} - S_{17y} - S_{18y} = 0 \Rightarrow S_{18y} = -348,25 \text{ kN}$$

$$S_{18x} = \tan(37) \times (-348,25 \text{ kN}) \Rightarrow S_{18x} = -262,43 \text{ kN}$$

$$S_{18} = -\sqrt{348,25^2 + 262,43^2} \Rightarrow S_{18} = -436,06 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{40} + S_{18x} - S_{17x} - S_{38} = 0 \Rightarrow S_{40} = -898,85 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 19**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{18y} + S_{19y} = 0 \Rightarrow S_{19y} = 348,25 \text{ kN}$$

$$S_{19x} = \tan(37) \times 348,25 \text{ kN} \Rightarrow S_{19x} = 262,43 \text{ kN}$$

$$S_{19} = \sqrt{348,25^2 + 262,43^2} \Rightarrow S_{19} = 436,06 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{41} + S_{19x} - S_{39} - S_{18x} = 0 \Rightarrow S_{41} = 636,42 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 20**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -76,28 \text{ kN} - S_{19y} - S_{20y} = 0 \Rightarrow S_{20y} = -424,53 \text{ kN}$$

$$S_{20x} = \tan(37) \times (-424,53 \text{ kN}) \Rightarrow S_{20x} = -319,91 \text{ kN}$$

$$S_{20} = -\sqrt{424,53^2 + 319,91^2} \Rightarrow S_{20} = -531,57 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 21**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{20y} + S_{21y} = 0 \Rightarrow S_{21y} = 424,53 \text{ kN}$$

$$S_{21x} = \tan(37) \times 424,53 \text{ kN} \Rightarrow S_{21x} = 319,91 \text{ kN}$$

$$S_{21} = \sqrt{424,53^2 + 319,91^2} \Rightarrow S_{21} = 531,57 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 23**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow B + S_{22} = 0 \Rightarrow S_{22} = -459,84 \text{ kN}$$

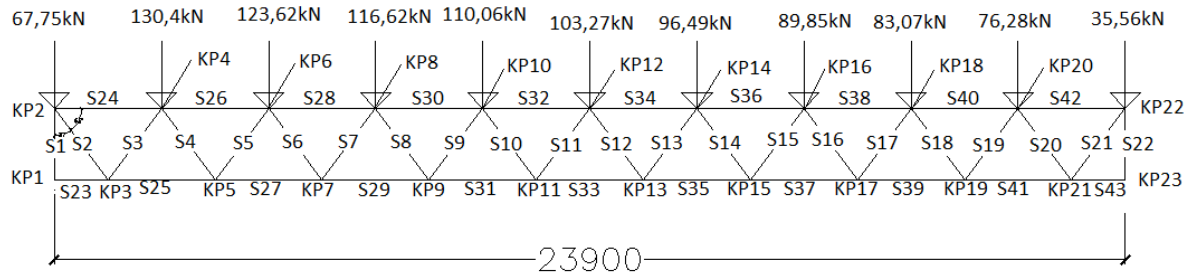
$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{43} = 0 \text{ kN}$$

**Knutepunkt 22**

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow -S_{21x} - S_{42} = 0 \Rightarrow S_{42} = -319,91 \text{ kN}$$

## Dimensjonering B11

### Lastbilde B11



KP = Knutepunkt

S = Stav

Vinkel mellom stav og vertikal =  $37^\circ$

Egenvekt fagverk:  $EV^{Fagverk} = (0,4 \times 0,4 \times 1 \times 4,5) \times 3 \times 1,2 = 2,59 \text{ kN/m}$  (Formel 4)

Bruddlast:  $q_{d.1} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6 + 2,59 = 57,40 \text{ kN/m}$

(Formel 5)

Bruddlast:  $q_{d.2} = \left( \frac{1,2 \times 1,01}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152}{\cos(13)^2} \right) \times 2,7 + 2,59 = 29,02 \text{ kN/m}$

(Formel 5)

### Oppleggskrefter

Skrålast:  $Resultant = (57,40 - 29,02) \times 23,9 \times \frac{1}{2} = 339,14 \text{ kN}$

(Formel 22)

Opplegg A:  $F_B = 29,02 \times 23,9 \times \frac{1}{2} + 339,14 \times \frac{2}{3} = 572,88 \text{ kN}$

(Formel 23)

Opplegg B:  $F_B = 29,02 \times 23,9 \times \frac{1}{2} + 339,14 \times \frac{1}{3} = 459,84 \text{ kN}$

(Formel 23)

Opplager A = 572,88 kN og opplager B = 459,84 kN

**Beregning av over- og undergurt**

Skrålast:  $57,40 - 29,02 = 28,38 \text{ kN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 29,02 \times 23,9^2 + \frac{1}{16} \times 28,38 \times 23,9^2 = 3085,25 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 21})$$

For CE L40c:  $f_{c,0,k} = 25,4 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{c,0,d} = 25,4 \times \frac{0,9}{1,15} = 19,9 \text{ N/mm}^2$  (Formel 19)

For CE L40c:  $f_{t,0,k} = 17,6 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{t,0,d} = 17,6 \times \frac{0,9}{1,15} = 13,8 \text{ N/mm}^2$  (Formel 20)

Indre momentarm = 1,6 m  $\Rightarrow$  Strekk/Trykk =  $\frac{3085,25}{1,6} = 1928,28 \text{ kN}$  (Formel 24)

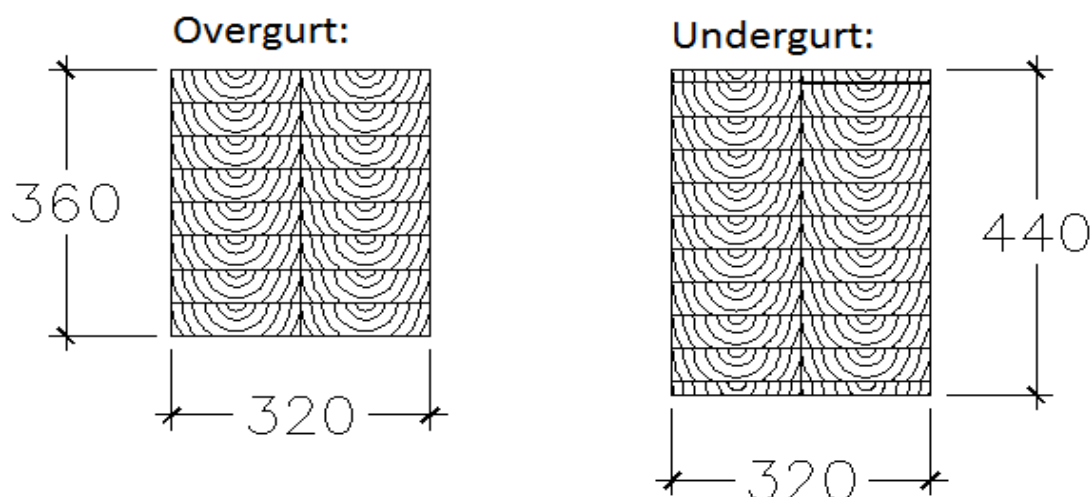
Overgurt (Trykk):  $A_{min} = \frac{1928,28 \times 10^3}{19,9} = 96898,49 \text{ mm}^2$  (Formel 25)

Minste kvadrat overgurt:  $\sqrt{96898,49} = 312 \text{ mm} \times 312 \text{ mm}$

Undergurt (Strekk):  $A_{min} = \frac{1928,28 \times 10^3}{13,8} = 139730,43 \text{ mm}^2$  (Formel 25)

Minste kvadrat undergurt:  $\sqrt{139730,43} = 374 \text{ mm} \times 374 \text{ mm}$

Overgurt: Bruker CE L40c 320 x 360 mm, A = 115200 mm <sup>2</sup>
Undergurt: Bruker CE L40c 320 x 440 mm, A = 140800 mm <sup>2</sup>



**Beregning av S1**

Aksiallast:  $N_{Ed} = 572,88 \text{ kN}$  (trykk)

Knekk lengde:  $l_{cr} = 1600 \text{ mm}$

$E_{0,05} = 10\,500 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,0,d} = 25,4 \times \frac{0,9}{1,15} = 19,9 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 19})$$

Prøver med bredde = 120 mm:

$$\text{Slankhet: } \lambda_z = \frac{1600}{0,289 \times 120} = 46,14 \quad (\text{Formel 26})$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda_{rel,z} = \frac{46,14}{\pi} \sqrt{\frac{25,4}{10\,500}} = 0,7224 \quad (\text{Formel 27})$$

$$\text{Limtre: } k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 0,7224 + 0,7224^2) = 0,7821 \quad (\text{Formel 28})$$

$$\text{Knekkfaktoren: } k_{c,z} = \frac{1}{0,7821 + \sqrt{0,7821^2 - 0,7224^2}} = 0,9244 \quad (\text{Formel 29})$$

$$\text{Dette gir: } A_{min} = \frac{572,88 \times 10^3}{0,9244 \times 19,9} = 31\,142 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 30})$$

$$h_{min} = \frac{31\,142}{120} = 260 \text{ mm} \quad (\text{Formel 31})$$

Trenger CE L40c: 120 mm × 260 mm
----------------------------------

**Beregning av stav S2**

Strekk – kraft:  $N_{Ed} = 632,49 \text{ kN}$  (strekk)

$$f_{t,0,k} = 17,6 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{t,0,d} = 17,6 \times \frac{0,9}{1,15} = 13,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 20})$$

Prøver med bredde  $b = 320 \text{ mm}$ :

$$\text{Minste areal: } A_{min} = \frac{632,49 \times 10^3}{13,8} = 45\,833 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 32})$$

$$\text{Minste bredde: } b = \frac{45\,833}{320} = 160 \text{ mm} \quad (\text{Formel 31})$$

Trenger CE L40c: 160 mm × 320 mm
----------------------------------

**Beregning av S3**

Aksiallast:  $N_{Ed} = 632,49 \text{ kN}$  (trykk)

Knekk lengde:  $l_{cr} = 1997 \text{ mm}$

$$E_{0,05} = 10 \frac{500 \text{ N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,0,d} = 25,4 \times \frac{0,9}{1,15} = 19,9 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 19})$$

Prøver med bredde  $b = 160 \text{ mm}$ :

$$\text{Slankhet: } \lambda_z = \frac{1997}{0,289 \times 160} = 43,19 \quad (\text{Formel 26})$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda_{rel,z} = \frac{43,19}{\pi} \sqrt{\frac{25,4}{10\,500}} = 0,6762 \quad (\text{Formel 27})$$

$$\text{Limtre: } k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 0,6762 + 0,6762^2) = 0,7474 \quad (\text{Formel 28})$$

$$\text{Knekkfaktoren: } k_{c,z} = \frac{1}{0,7474 + \sqrt{0,7474^2 - 0,6762^2}} = 0,9383 \quad (\text{Formel 29})$$

$$\text{Dette gir: } A_{min} = \frac{632,49 \times 10^3}{0,9383 \times 19,9} = 33\,873 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 30})$$

$$h_{min} = \frac{33\,873}{160} = 212 \text{ mm} \quad (\text{Formel 31})$$

Trenger CE L40c:  $160 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$

Disse kontrollene tilsier at det er S2 som blir den dimensjonerende staven. Prøver  $160 \times 320 \text{ mm}$  staver på dette fagverket med kvalitet CE L40c.

**Branndimensjonering B11****Dimensjonerende last**

$$q_{2,EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 5,6 + 2,16 = 7,97 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,NL} = 5,6 \times 5,6 = 31,36 \text{ kN/m}$$

$$q_{1,EV} = \frac{1,01}{\cos(13)} \times 2,7 + 2,16 = 4,96 \text{ kN/m}$$

$$q_{1,NL} = 5,6 \times 2,7 = 15,12 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,fi} = 7,97 \times 1,0 + 31,36 \times 0,2 = 14,24 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$q_{1,fi} = 4,96 \times 1,0 + 15,12 \times 0,2 = 7,98 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 33})$$

$$q_{1,fi} = 7,98 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,fi} = 14,24 - 7,98 = 6,26 \text{ kN/m}$$

**Oppleggskrefter**

$$F_A = 7,98 \times 23,9 \times \frac{1}{2} + 6,26 \times 23,9 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} = 145,23 \text{ kN} \quad (\text{Formel 47})$$

$$F_B = 7,98 \times 23,9 \times \frac{1}{2} + 6,26 \times 23,9 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} = 120,30 \text{ kN} \quad (\text{Formel 47})$$

**Spenninger**

$$M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} \times 7,98 \times 23,9^2 + \frac{1}{16} \times 6,26 \times 23,9^2 = 793,27 \text{ kNm} \quad (\text{Formel 48})$$

$$f_{c,0,d,fi} = 25,4 \times 1,15 = 29,21 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 46})$$

$$f_{t,0,d,fi} = 17,6 \times 1,15 = 20,24 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 45})$$

$$\text{Indre momentarm} = 1,6 \text{ m} \Rightarrow \frac{S}{T} = \frac{793,27}{1,6} = 495,79 \text{ kN} \quad (\text{Formel 24})$$

Med brannangrep på 4 sider undergurt:

$$d_{eff} = 0,7 \times 60 + 7 = 49 \text{ mm} \quad (\text{Formel 38})$$

$$A_{rest}^{UG} = (320 - 2 \times 49) \times (440 - 2 \times 49) = 222 \times 342 = 75\,924 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$A_{rest}^{OG} = (320 - 2 \times 49) \times (360 - 2 \times 49) = 222 \times 262 = 58\,164 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

### Kontroll av over- og undergurt

Strekkgurt:

$$A_{min} = \frac{495,79 \times 10^3}{20,24} = 24\,496 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 75\,924 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 25})$$

Trykkgurt:

$$A_{min} = \frac{495,79 \times 10^3}{29,21} = 16\,973 \text{ mm}^2 < A_{rest} = 58\,164 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 25})$$

Over- og undergurt tilfredsstillir brann kravet på R60

### Kontroll av staver

Stavkrefter:

$$S_2 = S_3 = 213,34 \text{ kN} \Rightarrow N_{Ed,fi} = 213,34 \text{ kN}$$

Trykkstav:

$$A_{rest} = (160 - 2 \times 49) \times (320 - 2 \times 49) = 62 \times 222 = 13\,764 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$f_{c,0,d,fi} = 25,4 \times 1,15 = 29,21 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 46})$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{1997}{0,289 \times 62 \times \pi} \times \sqrt{\frac{29,21}{10\,500 \times 1,15}} = 1,75 \quad (\text{Formel 27})$$

$$k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 1,75 + 1,75^2) = 2,10 \quad (\text{Formel 28})$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{2,10 + \sqrt{2,10^2 - 1,75^2}} = 0,31 \quad (\text{Formel 29})$$

$$N_{Rd,fi} = 0,31 \times 29,21 \times 62 \times 222 = 124\,634 \text{ N} \approx 124,63 \text{ kN} < 213,34 \text{ kN} \Rightarrow NG \quad (\text{Formel 49})$$

Trykkstaven tilfredsstillir ikke brann kravet på R60. Øker bredden til 180 mm



Prøver med  $b = 180$  mm:

$$A_{rest} = (180 - 2 \times 49) \times (320 - 2 \times 49) = 82 \times 222 = 18\,204 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 39})$$

$$f_{c,0,d,fi} = 25,4 \times 1,15 = 29,21 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 46})$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{1997}{0,289 \times 82 \times \pi} \times \sqrt{\frac{29,21}{10\,500 \times 1,15}} = 1,32 \quad (\text{Formel 27})$$

$$k_z = 0,5(0,97 + 0,1 \times 1,32 + 1,32^2) = 1,42 \quad (\text{Formel 28})$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{1,42 + \sqrt{1,42^2 - 1,32^2}} = 0,52 \quad (\text{Formel 29})$$

$$N_{Rd,fi} = 0,52 \times 29,21 \times 82 \times 222 = 276504 \approx 276,50 \text{ kN} > 213,34 \text{ kN} \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 49})$$

Trykkstavene tilfredsstiller brann kravet på R60. Bruker dimensjon 180 x 320 mm

Kontroll strekkstaver:

$$N_{Ed,fi} = 213,34 \text{ kN}$$

$$f_{t,0,d,fi} = 17,6 \times 1,15 = 20,24 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 45})$$

$$A^{min} = \frac{213,34 \times 10^3}{20,24} = 10\,541 \text{ mm}^2 < 18\,204 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK \quad (\text{Formel 32})$$

Strekkstaven tilfredsstiller brann kravet på R60. Bruker dimensjon 180 x 320 mm

## Vedlegg 3 Oppleggskrefter

### Oppleggskraft i BPY 1

#### B1

Lengde = 23,2 m    Lastbredde = 2,1 m    Høyde = 1,44 m    Bredde = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,1 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 23,32 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{23,32 \text{ kN/m} \times 23,2 \text{ m}}{2} = 270,51 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

#### B2

Lengde = 23,2 m    Lastbredde = 2,9 m    Høyde = 1,44 m    Bredde = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,9 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 31,15 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{31,15 \text{ kN/m} \times 23,2 \text{ m}}{2} = 361,34 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

#### B3

Lengde = 23,6 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,44 m    Bredde = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,87 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,87 \text{ kN/m} \times 23,6 \text{ m}}{2} = 517,67 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

#### BPY 1

$$BPY 1 = B1 + B2 + B3 = 270,51 \text{ kN} + 361,34 \text{ kN} + 517,67 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow BPY 1 = 1149,52 \text{ kN}$$

## Oppleggskraft i BPY 2

### B5

Lengde = 23,2 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,44 m    Bredde = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,87 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,87 \text{ kN/m} \times 23,2 \text{ m}}{2} = 508,89 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B6** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 14,8 m    Lastbredde = 1,9 m    Høyde = 1,44 m    Bredde = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 1,9 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 21,36 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 472,56 kNm

$$V_{Ed} = \frac{21,36 \text{ kN/m} \times 14,8 \text{ m}}{2} - \frac{472,56 \text{ kNm}}{14,8 \text{ m}} = 126,13 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**B7** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 15,1 m    Lastbredde = 2,7 m    Høyde = 1,44 m    Bredde = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,7 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 29,19 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 644,42 kNm

$$V_{Ed} = \frac{29,19 \text{ kN/m} \times 15,1 \text{ m}}{2} - \frac{644,42 \text{ kNm}}{15,1 \text{ m}} = 177,71 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**BPY 2**

$$BPY\ 2 = B5 + B6 + B7 = 508,89\ kN + 126,13\ kN + 177,71\ kN$$

$$\Rightarrow BPY\ 2 = 812,73\ kN$$

**Oppleggskraft i BPY 3****B31**

$$\text{Lengde} = 17,5\ m \quad \text{Lastbredde} = 4,2\ m \quad \text{Høyde} = 1,48\ m \quad \text{Bredde} = 0,36\ m$$

$$q_d = \left( \frac{1,01\ kN/m^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6\ kN/m^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\ kN/m^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2\ m$$

$$+ (0,36\ m \times 1,48\ m \times 4\ kN/m^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67\ kN/m$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67\ kN/m \times 17,5\ m}{2} = 382,11\ kN \quad (\text{Formel 12})$$

**B33**

$$\text{Lengde} = 16,9\ m \quad \text{Lastbredde} = 4,2\ m \quad \text{Høyde} = 1,48\ m \quad \text{Bredde} = 0,36\ m$$

$$q_d = \left( \frac{1,01\ kN/m^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6\ kN/m^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\ kN/m^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2\ m$$

$$+ (0,36\ m \times 1,48\ m \times 4\ kN/m^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67\ kN/m$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67\ kN/m \times 16,9\ m}{2} = 369,01\ kN \quad (\text{Formel 12})$$

**B35**

$$\text{Lengde} = 17,5\ m \quad \text{Lastbredde} = 4,25\ m \quad \text{Høyde} = 1,48\ m \quad \text{Bredde} = 0,36\ m$$

$$q_d = \left( \frac{1,01\ kN/m^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6\ kN/m^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\ kN/m^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,25\ m$$

$$+ (0,36\ m \times 1,48\ m \times 4\ kN/m^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 44,16\ kN/m$$

$$V_{Ed} = \frac{44,16\ kN/m \times 17,5\ m}{2} = 386,40\ kN \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 3**

$$BPY\ 3 = B31 + B33 + B35 = 382,11\ kN + 369,01\ kN + 386,4\ kN$$

$$\Rightarrow BPY\ 3 = 1137,52\ kN$$

## Oppleggskraft i BPY 4

**B39** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 11,7 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,48 m    Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 588,07 kNm

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 11,7 \text{ m}}{2} - \frac{588,07 \text{ kNm}}{11,7 \text{ m}} = 205,21 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**B41** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 11,2 m    Lastbredde = 3,4 m    Høyde = 1,48 m    Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 3,4 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 35,84 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 445,16 kNm

$$V_{Ed} = \frac{35,84 \text{ kN/m} \times 11,2 \text{ m}}{2} - \frac{445,16 \text{ kNm}}{11,2 \text{ m}} = 160,96 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**B43** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 10,9 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,48 m    Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 492,43 kNm

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 10,9 \text{ m}}{2} - \frac{492,43 \text{ kNm}}{10,9 \text{ m}} = 192,82 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**BPY 4**

$$BPY\ 4 = B39 + B41 + B43 = 205,21\ kN + 160,96\ kN + 192,82\ kN$$

$$\Rightarrow BPY\ 4 = 558,99\ kN$$

## Oppleggskraft i BPY 5

**B47** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 8,4 m      Lastbredde = 4,2 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+(0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 325,78 kNm

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 8,4 \text{ m}}{2} - \frac{325,78 \text{ kNm}}{8,4 \text{ m}} = 144,63 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**B49** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 8 m      Lastbredde = 2,7 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,7 \text{ m}$$

$$+(0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 28,98 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 361,05 kNm

$$V_{Ed} = \frac{28,98 \text{ kN/m} \times 8 \text{ m}}{2} - \frac{361,05 \text{ kNm}}{8 \text{ m}} = 70,79 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**B51**

Lengde = 8,4 m      Lastbredde = 2,6 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,6 \text{ m}$$

$$+(0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 28 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{28 \text{ kN/m} \times 8,4 \text{ m}}{2} = 117,6 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 5**

$$BPY\ 5 = B47 + B49 + B51 = 144,63\ kN + 70,79\ kN + 117,16\ kN$$

$$\Rightarrow BPY\ 5 = 332,58\ kN$$

**Oppleggskraft i BPY 6**

**B20** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

$$\text{Lengde} = 7,9\ m \quad \text{Lastbredde} = 4,2\ m \quad \text{Høyde} = 1,52\ m \quad \text{Bredde} = 0,22\ m$$

$$q_d = \left( \frac{1,01\ kN/m^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6\ kN/m^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\ kN/m^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2\ m$$

$$+ (0,22\ m \times 1,52\ m \times 4\ kN/m^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 42,71\ kN/m$$

$$\text{Moment i midtre opplegg} = 391,49\ kNm$$

$$V_{Ed} = \frac{42,71\ kN/m \times 7,9\ m}{2} - \frac{391,49\ kNm}{7,9\ m} = 119,15\ kN \quad (\text{Formel 13})$$

**B22**

$$\text{Lengde} = 8,3\ m \quad \text{Lastbredde} = 1,0\ m \quad \text{Høyde} = 1,52\ m \quad \text{Bredde} = 0,22\ m$$

$$q_d = \left( \frac{1,01\ kN/m^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6\ kN/m^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\ kN/m^2}{\cos(13)^2} \right) \times 1,0\ m$$

$$+ (0,22\ m \times 1,52\ m \times 4\ kN/m^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 11,39\ kN/m$$

$$V_{Ed} = \frac{11,39\ kN/m \times 8,3\ m}{2} = 47,27\ kN \quad (\text{Formel 12})$$

**B24** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

$$\text{Lengde} = 8\ m \quad \text{Lastbredde} = 4,2\ m \quad \text{Høyde} = 1,52\ m \quad \text{Bredde} = 0,22\ m$$

$$q_d = \left( \frac{1,01\ kN/m^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6\ kN/m^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\ kN/m^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2\ m$$

$$+ (0,22\ m \times 1,52\ m \times 4\ kN/m^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 42,71\ kN/m$$

$$\text{Moment i midtre opplegg} = 301,16\ kNm$$



$$V_{Ed} = \frac{42,71 \text{ kN/m} \times 8 \text{ m}}{2} - \frac{301,16 \text{ kNm}}{8 \text{ m}} = 133,20 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

**BPY 6**

$$BPY 6 = B20 + B22 + B24 = 119,15 \text{ kN} + 47,27 \text{ kN} + 133,20 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow BPY 6 = 299,62 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPY 7****B28**

$$\text{Lengde} = 11,2 \text{ m} \quad \text{Lastbredde} = 4,2 \text{ m} \quad \text{Høyde} = 1,48 \text{ m} \quad \text{Bredde} = 0,36 \text{ m}$$

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5} + \text{formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 11,2 \text{ m}}{2} = 244,55 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B30**

$$\text{Lengde} = 8,3 \text{ m} \quad \text{Lastbredde} = 1,7 \text{ m} \quad \text{Høyde} = 1,48 \text{ m} \quad \text{Bredde} = 0,36 \text{ m}$$

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 1,7 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5} + \text{formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 19,20 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{19,20 \text{ kN/m} \times 8,3 \text{ m}}{2} = 79,68 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B32**

$$\text{Lengde} = 13,2 \text{ m} \quad \text{Lastbredde} = 4,2 \text{ m} \quad \text{Høyde} = 1,48 \text{ m} \quad \text{Bredde} = 0,36 \text{ m}$$

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5} + \text{formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 13,2 \text{ m}}{2} = 288,22 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 7**

$$BPY 7 = B28 + B30 + B32 = 244,55 \text{ kN} + 79,68 \text{ kN} + 288,22 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow BPY 7 = 612,45 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPY 8****B36**

$$\text{Lengde} = 13,1 \text{ m} \quad \text{Lastbredde} = 4,2 \text{ m} \quad \text{Høyde} = 1,48 \text{ m} \quad \text{Bredde} = 0,36 \text{ m}$$

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 13,1 \text{ m}}{2} = 286,04 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B38**

$$\text{Lengde} = 8,3 \text{ m} \quad \text{Lastbredde} = 2,4 \text{ m} \quad \text{Høyde} = 1,48 \text{ m} \quad \text{Bredde} = 0,36 \text{ m}$$

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,4 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 26,05 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{26,05 \text{ kN/m} \times 8,3 \text{ m}}{2} = 108,11 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B40**

$$\text{Lengde} = 13,2 \text{ m} \quad \text{Lastbredde} = 4,2 \text{ m} \quad \text{Høyde} = 1,48 \text{ m} \quad \text{Bredde} = 0,36 \text{ m}$$

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 13,2 \text{ m}}{2} = 288,22 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 8**

$$BPY 8 = B36 + B38 + B40 = 286,04 \text{ kN} + 108,11 \text{ kN} + 288,22 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow BPY 8 = 682,37 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPY 9****B44**

Lengde = 13,1 m      Lastbredde = 4,2 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 13,1 \text{ m}}{2} = 286,04 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B46**

Lengde = 8,3 m      Lastbredde = 2,65 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,65 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 28,50 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{28,50 \text{ kN/m} \times 8,3 \text{ m}}{2} = 118,28 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B48**

Lengde = 11,1 m      Lastbredde = 4,2 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 11,1 \text{ m}}{2} = 242,37 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 9**

$$BPY 9 = B44 + B46 + B48 = 286,04 \text{ kN} + 118,28 \text{ kN} + 242,37 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow BPY 9 = 646,69 \text{ kN}$$

## Oppleggskraft i BPY 10

**B4** (Fordi dette er en fagverks – bjelke forenkler vi egenlasten ved at vi setter overgurt, undergurt og staver til å ha et tverrsnitt på  $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ , samtidig som vi setter lengde på stavene lik lengden på gurtene. I tillegg har vi økt densiteten  $0,5 \text{ kN/m}^3$  for å kompensere for vekten til stålet i knutepunktene. Bjelken har også en skjevt fordelt last)

Lengde = 23,2 m      Lastbredde = 8,4 m og 5,6 m

$$q_{d.1} = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+(0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 4,5 \text{ kN/m}^3) \times 3 \text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.1} = 86,27 \text{ kN/m}$$

$$q_{d.2} = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6 \text{ m}$$

$$+(0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 4,5 \text{ kN/m}^3) \times 3 \text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.2} = 58,86 \text{ kN/m}$$

$$\text{Resultant skrålast} = (86,27 \text{ kN/m} - 58,86 \text{ kN/m}) \times 23,2 \text{ m} \times \frac{1}{2} = 317,96 \text{ kN}$$

(Formel 22)

$$V_{Ed} = \frac{58,86 \text{ kN/m} \times 23,2 \text{ m}}{2} + 317,96 \text{ kN} \times \frac{2}{3} = 894,75 \text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

## BPY 10

$$BPY 10 = 894,75 \text{ kN}$$

### Oppleggskraft i BPY 11

**B29** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 14,6 m    Lastbredde = 6,05 m    Høyde = 1,48 m    Bredde = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 6,05 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 61,77 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 1157,82 kNm

$$V_{Ed} = \frac{61,77 \text{ kN/m} \times 14,6 \text{ m}}{2} - \frac{1157,82 \text{ kNm}}{14,6 \text{ m}} = 371,62 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

#### BPY 11

$$BPY 11 = 371,62 \text{ kN}$$

### Oppleggskraft i BPY 12

**B37** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 12,3 m    Lastbredde = 8,4 m    Høyde = 1,48 m    Bredde = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 84,78 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 1125,24 kNm

$$V_{Ed} = \frac{84,78 \text{ kN/m} \times 12,3 \text{ m}}{2} - \frac{1125,24 \text{ kNm}}{12,3 \text{ m}} = 429,91 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

#### BPY 12

$$BPY 12 = 429,91 \text{ kN}$$

### Oppleggskraft i BPY 13

**B45** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 9,2 m      Lastbredde = 8,4 m      Høyde = 1,48 m      Bredde = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 84,78 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 728,07 kNm

$$V_{Ed} = \frac{84,78 \text{ kN/m} \times 9,2 \text{ m}}{2} - \frac{728,07 \text{ kNm}}{9,2 \text{ m}} = 310,85 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

### BPY 13

$$BPY 13 = 310,85 \text{ kN}$$

### Oppleggskraft i BPY 14

**B16** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 8,6 m      Lastbredde = 4,2 m      Høyde = 1,52 m      Bredde = 0,22 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,22 \text{ m} \times 1,52 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 42,71 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 374,23 kNm

$$V_{Ed} = \frac{42,71 \text{ kN/m} \times 8,6 \text{ m}}{2} - \frac{374,23 \text{ kNm}}{8,6 \text{ m}} = 140,14 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

### BPY 14

$$BPY 14 = 140,14 \text{ kN}$$

### Oppleggskraft i BPY 15

**B18** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som er nærmest yttervegg)

Lengde = 8,5 m      Lastbredde = 8,4 m      Høyde = 1,52 m      Bredder = 0,22 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+ (0,22 \text{ m} \times 1,52 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 83,82 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 718,26 kNm

$$V_{Ed} = \frac{83,82 \text{ kN/m} \times 8,5 \text{ m}}{2} - \frac{718,26 \text{ kNm}}{8,5 \text{ m}} = 271,73 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

### BPY 15

$$BPY 15 = 271,73 \text{ kN}$$

### Oppleggskraft i BPY 16

#### B26

Lengde = 13,1 m      Lastbredde = 8,4 m      Høyde = 1,56 m      Bredder = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,56 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 85,21 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{85,21 \text{ kN/m} \times 13,1 \text{ m}}{2} = 558,13 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

### BPY 16

$$BPY 16 = 558,13 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPY 17****B34**

Lengde = 13,1 m    Lastbredde = 8,4 m    Høyde = 1,48 m    Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+(0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 84,78 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{84,78 \text{ kN/m} \times 13,1 \text{ m}}{2} = 555,31 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 17**

$$BPY 17 = 555,31 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPY 18****B42**

Lengde = 13,1 m    Lastbredde = 8,4 m    Høyde = 1,48 m    Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+(0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 84,78 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{84,78 \text{ kN/m} \times 13,1 \text{ m}}{2} = 555,31 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 18**

$$BPY 18 = 555,31 \text{ kN}$$



**Oppleggskraft i BPY 19****B50**

Lengde = 8,9 m      Lastbredde = 8,4 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+(0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 84,78 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{84,78 \text{ kN/m} \times 8,9 \text{ m}}{2} = 377,27 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 19**

$$BPY 19 = 377,27 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPY 20****B52**

Lengde = 15,3 m      Lastbredde = 4,2 m      Høyde = 1,48 m      Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+(0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,67 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,67 \text{ kN/m} \times 15,3 \text{ m}}{2} = 334,08 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPY 20**

$$BPY 20 = 334,08 \text{ kN}$$

## Oppleggskraft i BPI 1

**B4** (Fordi dette er en fagverks – bjelke forenkler vi egenlasten ved at vi setter overgurt, undergurt og staver til å ha et tverrsnitt på  $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ , samtidig som vi setter lengde på stavene lik lengden på gurtene. I tillegg har vi økt densiteten  $0,5 \text{ kN/m}^3$  for å kompensere for vekten til stålet i knutepunktene. Bjelken har også en skjevt fordelt last)

Lengde = 23,2 m      Lastbredde = 8,4 m og 5,6 m

$$q_{d.1} = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+(0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 4,5 \text{ kN/m}^3) \times 3 \text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.1} = 86,27 \text{ kN/m}$$

$$q_{d.2} = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6 \text{ m}$$

$$+(0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 4,5 \text{ kN/m}^3) \times 3 \text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.2} = 58,86 \text{ kN/m}$$

$$\text{Resultant skrålast} = (86,27 \text{ kN/m} - 58,86 \text{ kN/m}) \times 23,2 \text{ m} \times \frac{1}{2} = 317,96 \text{ kN}$$

(Formel 22)

$$V_{Ed} = \frac{58,86 \text{ kN/m} \times 23,2 \text{ m}}{2} + 317,96 \text{ kN} \times \frac{1}{3} = 788,76 \text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

**B11** (Fordi dette er en fagverks – bjelke forenkler vi egenlasten ved at vi setter overgurt, undergurt og staver til å ha et tverrsnitt på  $0,5\text{ m} \times 0,5\text{ m}$ , samtidig som vi setter lengde på stavene lik lengden på gurtene. I tillegg har vi økt densiteten  $0,5\text{ kN/m}^3$  for å kompensere for vekten til stålet i knutepunktene. Bjelken har også en skjevt fordelt last)

Lengde = 23,9 m Lastbredde = 5,6 m og 2,7

$$q_{d.1} = \left( \frac{1,01\text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60\text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6\text{ m}$$

$$+(0,4\text{ m} \times 0,4\text{ m} \times 4,5\text{ kN/m}^3) \times 3\text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.1} = 57,40\text{ kN/m}$$

$$q_{d.2} = \left( \frac{1,01\text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60\text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152\text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,7\text{ m}$$

$$+(0,5\text{ m} \times 0,5\text{ m} \times 4,5\text{ kN/m}^3) \times 3\text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.2} = 29,02\text{ kN/m}$$

$$\text{Resultant skrålast} = (57,40\text{ kN/m} - 29,02\text{ kN/m}) \times 23,9\text{ m} \times \frac{1}{2} = 339,14\text{ kN}$$

(Formel 22)

$$V_{Ed} = \frac{29,02\text{ kN/m} \times 23,9\text{ m}}{2} + 339,14\text{ kN} \times \frac{2}{3} = 572,88\text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

### BPI 1

$$BPI\ 1 = B4 + B11 = 788,76\text{ kN} + 572,88\text{ kN}$$

$$\Rightarrow BPI\ 1 = 1361,64\text{ kN}$$

## Oppleggskraft i BPI 2

**B11** (Fordi dette er en fagverks – bjelke forenkler vi egenlasten ved at vi setter overgurt, undergurt og staver til å ha et tverrsnitt på  $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ , samtidig som vi setter lengde på stavene lik lengden på gurtene. I tillegg har vi økt densiteten  $0,5 \text{ kN/m}^3$  for å kompensere for vekten til stålet i knutepunktene. Bjelken har også en skjevt fordelt last)

Lengde = 23,9 m      Lastbredde = 5,6 m og 2,7

$$q_{d.1} = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 5,6 \text{ m}$$

$$+(0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 4,5 \text{ kN/m}^3) \times 3 \text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.1} = 57,40 \text{ kN/m}$$

$$q_{d.2} = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,60 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,7 \text{ m}$$

$$+(0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 4,5 \text{ kN/m}^3) \times 3 \text{ stk} \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_{d.2} = 29,02 \text{ kN/m}$$

$$\text{Resultant skrålast} = (57,40 \text{ kN/m} - 29,02 \text{ kN/m}) \times 23,9 \text{ m} \times \frac{1}{2} = 339,14 \text{ kN}$$

(Formel 22)

$$V_{Ed} = \frac{29,02 \text{ kN/m} \times 23,9 \text{ m}}{2} + 339,14 \text{ kN} \times \frac{1}{3} = 459,84 \text{ kN} \quad (\text{Formel 23})$$

**B21** (Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som ikke er nærmest yttervegg)

Lengde = 6,3 m      Lastbredde = 2,65 m      Høyde = 1,52 m      Bredde = 0,22 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 2,65 \text{ m}$$

$$+ (0,22 \text{ m} \times 1,52 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5} + \text{formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 27,52 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 128,21 kNm

$$V_{Ed} = \frac{27,52 \text{ kN/m} \times 6,3 \text{ m}}{2} - \frac{128,21 \text{ kNm}}{6,3 \text{ m}} = 66,34 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

### **BPI 2**

$$BPI\ 2 = B11 + B21 = 459,84 \text{ kN} + 66,34 \text{ kN}$$

$$BPI\ 2 = 526,18 \text{ kN}$$

### Oppleggskraft i BPI 3

#### B3

Lengde = 23,6 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,44 m    Bredder = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,4 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 43,87 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,87 \text{ kN/m} \times 23,6 \text{ m}}{2} = 517,67 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B10** Fordi dette er en kontinuerlig bjelke beregner vi kun oppleggskraft for det feltet som ikke er nærmest yttervegg)

Lengde = 8,6 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,08 m    Bredder = 0,22 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,22 \text{ m} \times 1,08 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 42,25 \text{ kN/m}$$

Moment i midtre opplegg = 390,60 kNm

$$V_{Ed} = \frac{42,25 \text{ kN/m} \times 8,6 \text{ m}}{2} - \frac{390,60 \text{ kNm}}{8,6 \text{ m}} = 136,26 \text{ kN} \quad (\text{Formel 13})$$

#### BPI 3

$$BPI\ 3 = B3 + B10 = 517,67 \text{ kN} + 136,26 \text{ kN}$$

$$BPI\ 3 = 653,93 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPI 4****B13**

Lengde = 12,1 m    Lastbredde = 4,4 m    Høyde = 1,08 m    Bredder = 0,22 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,4 \text{ m}$$

$$+(0,22 \text{ m} \times 1,08 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 44,21 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{44,21 \text{ kN/m} \times 12,1 \text{ m}}{2} = 267,47 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B25**

Lengde = 19,7 m    Lastbredde = 6,8 m    Høyde = 1,56 m    Bredder = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 6,8 \text{ m}$$

$$+(0,4 \text{ m} \times 1,56 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 69,55 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{69,55 \text{ kN/m} \times 19,7 \text{ m}}{2} = 685,07 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPI 4**

$$BPI\ 4 = B13 + B25 = 267,47 \text{ kN} + 685,07 \text{ kN}$$

$$BPI\ 4 = 952,54 \text{ kN}$$

**Oppleggskraft i BPI 5****B25**

Lengde = 19,7 m    Lastbredde = 6,8 m    Høyde = 1,56 m    Bredder = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 6,8 \text{ m}$$

$$+(0,4 \text{ m} \times 1,56 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 69,55 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{69,55 \text{ kN/m} \times 19,7 \text{ m}}{2} = 685,07 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B26**

Lengde = 13,1 m    Lastbredde = 8,4 m    Høyde = 1,56 m    Bredder = 0,4 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 8,4 \text{ m}$$

$$+(0,4 \text{ m} \times 1,56 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 85,21 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{85,21 \text{ kN/m} \times 13,1 \text{ m}}{2} = 558,13 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPI 5**

$$BPI\ 5 = B25 + B26 = 685,07 \text{ kN} + 558,13 \text{ kN}$$

$$BPI\ 5 = 1243,2 \text{ kN}$$



**Oppleggskraft i BPI 6****B31**

Lengde = 17,5 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,48 m    Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 12,81 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{12,81 \text{ kN/m} \times 17,5 \text{ m}}{2} = 112,09 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**B32**

Lengde = 13,2 m    Lastbredde = 4,2 m    Høyde = 1,48 m    Bredder = 0,36 m

$$q_d = \left( \frac{1,01 \text{ kN/m}^2 \times 1,2}{\cos(13)} + 1,5 \times 5,6 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,5 \times 0,6 \times 0,152 \text{ kN/m}^2}{\cos(13)^2} \right) \times 4,2 \text{ m}$$

$$+ (0,36 \text{ m} \times 1,48 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^3) \times 1,2 \quad (\text{Formel 5 + formel 4})$$

$$\Rightarrow q_d = 12,81 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{12,81 \text{ kN/m} \times 13,2 \text{ m}}{2} = 84,55 \text{ kN} \quad (\text{Formel 12})$$

**BPI 6**

$$BPI\ 6 = B31 + B32 = 112,09 \text{ kN} + 84,55 \text{ kN}$$

$$BPI\ 6 = 196,64 \text{ kN}$$

## Vedlegg 4   Oppleggsareal

### Beregning av oppleggsareal BPY1 og BPY2

$$\text{Oppleggskraft} = 1149,52 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 3 \text{ stk} \times 400 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

De to bjelkene som kommer inn skrått på den midtre vil ha en vinkel på  $7^\circ$ . De vil da danne en plan flate mot den midtre bjelken som vil ha en kontaktlengde på 400 mm. Dette fører til at noe av oppleggsarealet blir borte. Prøver 480 mm bredde på oppleggsplate.

$$\text{Kapasitet midtre bjelke} = 480 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 2,11 = 405120 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

Kapasitet av bjelker som kommer skrått inn på opplegg:

$$\text{Fratrukket areal} = (480 \text{ mm} \times \tan(7^\circ)) \times 480 \text{ mm} \times 0,5 = 14145,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total kapasitet skråbjelker} = (((480 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}) - 14145,6 \text{ mm}^2) \times 2,11) \times 2)$$

$$\Rightarrow \text{Total kapasitet skråbjelker} = 750546 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Total kapasitet av alle tre bjelkene: } 750546 \text{ N} + 405120 \text{ N} = 1155,67 \text{ kN}$$

$$\text{Total kapasitet} = 1155,67 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 1149,52 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 1200 mm × 480 mm
--

**Beregning av oppleggsareal BPY3, BPY4 og BPY5**

$$\text{Oppleggskraft} = 1137,52 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 3 \text{ stk} \times 360 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

De to bjelkene som kommer inn skrått på den midtre vil ha en vinkel på  $15^\circ$ . De vil da danne en plan flate mot den midtre bjelken som vil ha en kontaktlengde på 360 mm. Dette fører til at noe av oppleggsarealet blir borte. Prøver 590 mm bredde på oppleggsplate.

$$\text{Kapazität midtre bjelke} = 590 \text{ mm} \times 360 \text{ mm} \times 2,11 = 448164 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Kapazität av bjelker som kommer skrått inn på opplegg:*

$$\text{Fratrukket areal} = (590 \text{ mm} \times \tan(15^\circ)) \times 590 \text{ mm} \times 0,5 = 46637 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total kapazität skråbjelker} = (((590 \text{ mm} \times 360 \text{ mm}) - 46637 \text{ mm}^2) \times 2,11) \times 2$$

$$\Rightarrow \text{Total kapazität skråbjelker} = 699522 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Total kapazität av alle tre bjelkene: } 699522 \text{ N} + 448164 \text{ N} = 1147,7 \text{ kN}$$

$$\text{Kapazität av bjelkene} = 1147,7 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 1137,52 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 1100 mm × 590 mm
--

**Beregning av oppleggsareal BPY6**

$$\text{Oppleggskraft} = 299,62 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 3 \text{ stk} \times 220 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

De to bjelkene som kommer inn skrått på den midtre vil ha en vinkel på  $7^\circ$ . De vil da danne en plan flate mot den midtre bjelken som vil ha en kontaktlengde på 220 mm. Dette fører til at noe av oppleggsarealet blir borte. Prøver 350 mm bredde på oppleggsplate.

$$\text{Kapazität av midtre bjelke} = 220 \text{ mm} \times 350 \text{ mm} \times 2,11 = 162470 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Kapazität av bjelker som kommer skrått inn på opplegg:*

$$\text{Fratrukket areal} = (350 \text{ mm} \times \tan(7^\circ)) \times 350 \text{ mm} \times 0,5 = 7520,55 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total kapazität skråbjelker} = (((350 \text{ mm} \times 220 \text{ mm}) - 7520,55 \text{ mm}^2) \times 2,11) \times 2)$$

$$\Rightarrow \text{Total kapazität skråbjelker} = 293203 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Total kapazität av alle tre bjelkene: } 293203 \text{ N} + 162470 \text{ N} = 455,7 \text{ kN}$$

$$\text{Kapazität av bjelkene} = 455,7 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 299,62 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Kapasiteten er mye større enn oppleggskraften, men fordi platen ikke skal ha understøttelse forblir lengden 350 mm slik at platetykkelsen ikke blir upraktisk stor i forhold til nedbøyningen.

Vi trenger en oppleggsplate som er:  $660 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$

**Beregning av oppleggsareal BPY7, BPY8 og BPY9**

$$\text{Oppleggskraft} = 682,37 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 3 \text{ stk} \times 360 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

De to bjelkene som kommer inn skrått på den midtre vil ha en vinkel på  $15^\circ$ . De vil da danne en plan flate mot den midtre bjelken som vil ha en kontaktlengde på 360 mm. Dette fører til at noe av oppleggsarealet blir borte. Prøver 400 mm bredde på oppleggsplate.

$$\text{Kapazität av midtre bjelke} = 360 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 2,11 = 303840 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Kapazität av bjelker som kommer skrått inn på opplegg:*

$$\text{Fratrukket areal} = (400 \text{ mm} \times \tan(15)) \times 400 \text{ mm} \times 0,5 = 21435,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total kapazität skråbjelker} = (((400 \text{ mm} \times 360 \text{ mm}) - 21435,9 \text{ mm}^2) \times 2,11) \times 2)$$

$$\Rightarrow \text{Total kapazität skråbjelker} = 517220,4 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Total kapazität av alle tre bjelkene: } 517220,4 \text{ N} + 303840 \text{ N} = 821,1 \text{ kN}$$

$$\text{Kapazität av bjelkene} = 821,1 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 682,39 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Kapasiteten er mye større enn oppleggskraften, men fordi platen ikke skal ha understøttelse forblir lengden 400 mm slik at platetykkelsen ikke blir upraktisk stor i forhold til nedbøyningen.

Vi trenger en oppleggsplate som er:  $1080 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$

**Beregning av oppleggsareal BPY 10**

*Dimensjonerende bjelke = B4*

*Oppleggskraft = 894,75 kN*

*Bjelkebredde = 480 mm*

*Oppleggsareal = 200 mm × 200 mm*

$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 84400 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Kapasitet = 84,4 kN < Oppleggskraft = 894,75 kN => IKKE OK*

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{894,75 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 424052,13 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{424052,13 \text{ mm}^2}{480 \text{ mm}} = 883,44 \text{ mm} \approx 900 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (480 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 911520 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Justert kapasitet = 911,52 kN > Oppleggskraft = 894,75 kN => OK*

Vi trenger en oppleggsplate som er: 480 mm × 900 mm
---

**Beregning av oppleggsareal BPY 11, BPY 12, BPY 13 og BPY 20**

*Dimensjonerende bjelke = B37*

*Oppleggskraft = 429,91 kN*

*Bjelkebredde = 360 mm*

*Oppleggsareal = 200 mm × 200 mm*

$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 84400 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Kapasitet = 84,4 kN < Oppleggskraft = 429,91 kN => IKKE OK*

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{429,91 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 203748,82 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b^{\text{Bjelke}}} = \frac{203748,82 \text{ mm}^2}{360 \text{ mm}} = 565,97 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (360 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 531720 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Justert kapasitet = 531,72 kN > Oppleggskraft = 429,91 kN => OK*

Vi trenger en oppleggsplate som er: 360 mm × 700 mm
---

**Beregning av oppleggsareal BPY 14 og BPY 15**

*Dimensjonerende bjelke = B18*

*Oppleggskraft = 271,73 kN*

*Bjelkebredde = 220 mm*

*Oppleggsareal = 200 mm × 200 mm*

*$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$*

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 84400 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Kapasitet = 84,4 kN < Oppleggskraft = 271,73 kN => IKKE OK*

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{271,73 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 128781,99 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{128781,99 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm}} = 585,37 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (220 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 278520 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Justert kapasitet = 278,52 kN > Oppleggskraft = 271,73 kN => OK*

Vi trenger en oppleggsplate som er: 220 mm × 600 mm
---



**Beregning av oppleggsareal BPY 16**

Dimensjonerende bjelke = B26

Oppleggskraft = 558,13 kN

Bjelkebredde = 400 mm

Oppleggsareal = 200 mm bred bærevegg

$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{558,13 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 264516,59 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b^{\text{Bjelke}}} = \frac{264516,59 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} = 661,29 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (400 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 590800 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

Justert kapasitet = 590,80 kN > Oppleggskraft = 558,13 kN => OK

Vi trenger en oppleggsplate som er: 400 mm × 700 mm
---

**Beregning av oppleggsareal BPY 17, BPY 18 og BPY 19**

*Dimensjonerende bjelke = B34 og B42*

*Oppleggskraft = 551,31 kN*

*Bjelkebredde = 360 mm*

*Oppleggsareal = 200 mm bred bærevegg*

$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{555,31 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 263180,09 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{263180,09 \text{ mm}^2}{360 \text{ mm}} = 731,06 \text{ mm} \approx 750 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (360 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 569700 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

*Justert kapasitet = 569,70 kN > Oppleggskraft = 555,31 kN => OK*

Vi trenger en oppleggsplate som er: 360 mm × 750 mm
---

**Beregning av oppleggsareal BPI 1****B4**

$$\text{Oppleggskraft} = 788,76 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 480 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 480 \text{ mm} \times 90 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (480 \text{ mm} \times 90 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 91152 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 91,15 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 788,76 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{788,76 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 373819,91 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{373819,91 \text{ mm}^2}{480 \text{ mm}} = 778,79 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (480 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 810240 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 810,24 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 788,76 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: $480 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$
--

**B11**

$$\text{Oppleggskraft} = 572,88 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 320 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 320 \text{ mm} \times 90 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (320 \text{ mm} \times 90 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 60768 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 60,77 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 572,88 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{572,88 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 271507,11 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{271507,11 \text{ mm}^2}{320 \text{ mm}} = 848,46 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (320 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 573920 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 573,92 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 572,88 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 320 mm × 850 mm
---

**Beregning av nødvendig oppleggsareal BPI 2****B11**

$$\text{Oppleggskraft} = 459,84 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 320 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 42200 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 42,20 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 459,84 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{459,84 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 217933,65 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{217933,65 \text{ mm}^2}{320 \text{ mm}} = 681,04 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (320 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 472640 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 472,64 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 459,84 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 320 mm × 700 mm
---

**B21**

$$\text{Oppleggskraft} = 66,34 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 42200 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 42,20 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 66,34 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{66,34 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 31440,76 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{31440,76 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm}} = 142,91 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (220 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}) \times 2,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 69630 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 69,63 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 66,34 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 220 mm × 150 mm
---

**Beregning av nødvendig oppleggsareal BPI 3****B3**

$$\text{Oppleggskraft} = 517,67 \text{ kN}$$

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

$$\text{Oppleggsareal} = 400 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (400 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 84400 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 84,4 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 517,67 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{517,67 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 245339,34 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{245339,34 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} = 613,35 \text{ mm} \approx 650 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (400 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 548600 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 548,60 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 517,67 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: $400 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$
--

**B10**

$$\text{Oppleggskraft} = 136,26 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 220 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (220 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 46420 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 46,42 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 136,26 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{136,26 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 64578,20 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{64578,20 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm}} = 293,54 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (220 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 139260 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 139,26 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 136,26 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 220 mm × 300 mm
---



**Beregning av nødvendig oppleggsareal BPI 4****B13**

$$\text{Oppleggskraft} = 267,47 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 42200 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 42,20 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 267,47 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{267,47 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 126763,03 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{126763,03 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm}} = 576,20 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (220 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 278520 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 278,52 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 267,47 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 220 mm × 600 mm
---

**B25**

$$\text{Oppleggskraft} = 685,07 \text{ kN}$$

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

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 42200 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 42,20 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 685,07 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{685,07 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 324677,73 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b^{\text{Bjelke}}} = \frac{324677,73 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} = 811,69 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (400 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 717400 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 717,4 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 685,07 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 400 mm × 850 mm
---

**Beregning av nødvendig oppleggsareal BPI 5****B25**

$$\text{Oppleggskraft} = 685,07 \text{ kN}$$

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

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm bred bærevegg}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{685,07 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 324677,73 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b^{\text{Bjelke}}} = \frac{324677,73 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} = 811,69 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (400 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 717400 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 717,40 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 685,07 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 400 mm × 850 mm
---

**B26**

$$\text{Oppleggskraft} = 558,13 \text{ kN}$$

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

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm bred bærevegg}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{558,13 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 264516,59 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{264516,59 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} = 661,29 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (400 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 590800 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 590,80 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 558,13 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 400 mm × 700 mm
---

**Beregning av nødvendig oppleggsareal BPI 6****B31**

$$\text{Oppleggskraft} = 112,09 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 360 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 42200 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 42,20 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 112,09 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{112,09 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 53123,22 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{53123,22 \text{ mm}^2}{360 \text{ mm}} = 147,46 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (360 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 113940 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 113,94 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 112,09 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 360 mm × 150 mm
---

## B32

$$\text{Oppleggskraft} = 84,55 \text{ kN}$$

$$\text{Bjelkebredde} = 360 \text{ mm}$$

$$\text{Oppleggsareal} = 200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

$$\text{Kapasitet} = (200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 42200 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Kapasitet} = 42,20 \text{ kN} < \text{Oppleggskraft} = 84,55 \text{ kN} \Rightarrow \text{IKKE OK}$$

$$\text{Nødvendig areal} = \frac{84,55 \text{ kN} \times 10^3}{2,11 \text{ N/mm}^2} = 40071,09 \text{ mm}^2 \quad (\text{Formel 51})$$

$$\text{Platelengde} = \frac{\text{Nødvendig areal}}{b_{\text{Bjelke}}} = \frac{40071,09 \text{ mm}^2}{360 \text{ mm}} = 111,31 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$\text{Justert kapasitet} = (360 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}) \times 2,11 \text{ N/mm}^2 = 113940 \text{ N} \quad (\text{Formel 52})$$

$$\text{Justert kapasitet} = 113,94 \text{ kN} > \text{Oppleggskraft} = 84,55 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Vi trenger en oppleggsplate som er: 360 mm × 150 mm
---

## Vedlegg 5 Dimensjonering av stålplater

### Tykkelse på stålplater i BPY1 og BPY2

#### Opplagsplate

Dimensjonerer platetykkelse for nedbøying. For høy stivhet er tillatt nedbøying:

$$\delta_{\text{tillatt}} = \frac{l}{500} = \frac{180}{500} = 0,36 \text{ mm}$$

$q_d$  under størst belastet bjelke B3:

$$q_d = \frac{517,67 \text{ kN}}{0,48 \text{ m}} = 1078,48 \text{ kN/m}$$

$$d_{\text{maks}} = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{1078,48 \text{ kN/m} \times 180^4}{8 \times 2,1 \times 10^5 \times \frac{1}{12} \times 400 \times h^3} \leq 0,36 \text{ mm} \quad (\text{Formel 53})$$

$$h = 38,29 \text{ mm.} \approx 40,0 \text{ mm}$$

Vi bruker 40 mm tykk stålplate.

**Støtte under oppleggsplate**

For høy stivhet er tillatt nedbøyning:  $\delta_{\text{tillatt}} = \frac{l}{500} \Rightarrow \frac{500 \text{ mm}}{500} = 1 \text{ mm}$

$q_d$  belastet på støtter under oppleggsplate:

Vekt av plate =  $1,2\text{m} \times 0,48\text{m} \times 0,04\text{m} \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 180,86 \text{ kg}$

$$q_d = \frac{180,86 \text{ kg}}{480 \text{ mm}} \times 280\text{mm} = 105,5 \text{ kg} = \frac{1,03 \text{ kN}}{1,2 \text{ m}} = 0,86 \text{ kN/m} \times 1,2 = 1,03 \text{ kN/m}$$

$q_d$  fra bjelke B3 fordelt på lastbredde:

$$\frac{1078,48 \text{ kN/m}}{0,48 \text{ m}} \times 0,28\text{m} = 629,11 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,\text{total}} = 630,14 \text{ kN/m}$$

For å forenkle dimensjoneringen blir støtten under dimensjonert som rektangulær under oppleggsplaten. Setter bredde på støtte  $b = 15 \text{ med mer}$

$$d_{\text{maks}} = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{630,14 \text{ kN/m} \times 500^4}{8 \times 2,1 \times 10^5 \times \frac{1}{12} \times 15 \times h^3} \leq 1,00 \text{ mm} \quad (\text{Formel 53})$$

$$h = 265,7\text{mm}. \approx 270,0 \text{ mm}$$

Støtter under oppleggsplate blir:  $15 \text{ mm} \times 270 \text{ mm}$



**Tykkelse på stålplater i BPY3, BPY4, BPY5****Oppleggsplate**

Dimensjonerer plate tykkelse for nedbøying. For høy stivhet er tillatt nedbøying:

$$\delta_{\text{tillatt}} = \frac{l}{500} = \frac{290}{500} = 0,58 \text{ mm}$$

$q_d$  under størst belastet bjelke B35:

$$q_d = \frac{386,4 \text{ kN}}{0,59 \text{ m}} = 677,89 \text{ kN/m}$$

$$d_{\text{maks}} = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{677,89 \text{ kN/m} \times 290^4}{8 \times 2,1 \times 10^5 \times \frac{1}{12} \times 360 \times h^3} \leq 0,58 \text{ mm} \quad (\text{Formel 53})$$

$$h = 54,7 \text{ mm.} \approx 55,0 \text{ mm}$$

Vi bruker 55 mm tykk stålplate.

**Støtte under oppleggsplate**

For høy stivhet er tillatt nedbøyning:  $\delta_{\text{tillatt}} = \frac{l}{500} = \frac{500 \text{ mm}}{500} = 1 \text{ mm}$

$q_d$  belastet på støtter under oppleggsplate:

Vekt av plate =  $1,1 \text{ m} \times 0,59 \text{ m} \times 0,055 \text{ m} \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 280,21 \text{ kg}$

$$q_d = \frac{280,21 \text{ kg}}{590 \text{ mm}} \times 390 \text{ mm} = 185,22 \text{ kg} = \frac{1,82 \text{ kN}}{1,1 \text{ m}} = 1,65 \text{ kN/m} \times 1,2 = 1,99 \text{ kN/m}$$

$q_d$  fra bjelke B35 fordelt på lastbredde:

$$\frac{677,89 \text{ kN/m}}{0,59 \text{ m}} \times 0,39 \text{ m} = 448,10 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,\text{total}} = 450,09 \text{ kN/m}$$

For å forenkle dimensjoneringen blir støtten under dimensjonert som rektangulær under oppleggsplaten. Setter bredde på støtte  $b = 15 \text{ mm}$

$$d_{\text{maks}} = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{450,09 \text{ kN/m} \times 450^4}{8 \times 2,1 \times 10^5 \times \frac{1}{12} \times 15 \times h^3} \leq 0,9 \text{ mm} \quad (\text{Formel 53})$$

$$h = 213,7 \text{ mm}. \approx 215,0 \text{ mm}$$

Støtter under oppleggsplate blir:  $15 \text{ mm} \times 215 \text{ mm}$

## Tykkelse på stålplater i BPY6

### Oppleggsplate

Dimensjonerer plate tykkelse for nedbøying:

$$\text{For høy stivhet settes } \frac{l}{500} \Rightarrow \frac{230}{500} = 0,46 \text{ mm}$$

$q_d$  under størst belastet bjelke B20:

$$q_d = \frac{133,20 \text{ kN}}{0,23 \text{ m}} = 579,13 \text{ kN/m}$$

$$d_{\text{maks}} = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{579,13 \text{ kN/m} \times 230^4}{8 \times 2,1 \times 10^5 \times \frac{1}{12} \times 350 \times h^3} \leq 0,46 \text{ mm} \quad (\text{Formel 53})$$

$$h = 41,58 \text{ mm.} \approx 45,0 \text{ mm}$$

Vi bruker 45 mm tykk stålplate.

## Tykkelse på stålplater i BPY7, BPY8, BPY9

### Oppleggsplate

Dimensjonerer plate tykkelse for nedbøying:

$$\text{For høy stivhet settes } \frac{l}{500} \Rightarrow \frac{360}{500} = 0,72 \text{ mm}$$

$q_d$  under størst belastet bjelke B40:

$$q_d = \frac{288,22 \text{ kN}}{0,36 \text{ m}} = 800,61 \text{ kN/m}$$

$$d_{\text{maks}} = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{800,61 \text{ kN/m} \times 360^4}{8 \times 2,1 \times 10^5 \times \frac{1}{12} \times 400 \times h^3} \leq 0,72 \text{ mm} \quad (\text{Formel 53})$$

$$h = 69,35 \text{ mm.} \approx 70,0 \text{ mm}$$

Vi bruker 70 mm tykk stålplate.

**Tykkelse på stålplater i BPY 10****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 480 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen:  $2,11 \text{ N/mm}$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 480^2 = 60768 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{60768}{338} = 179,79 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 179,79}{1}} = 32,84 \text{ mm} \approx 35 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 35 mm tykk stålplate.

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 480 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 480 \times \frac{1}{2} \times 900 = 455760 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{min} = \frac{455760}{284} = 1604,79 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{1604,79}{100} = 16,05 \text{ mm} \approx 20 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 20 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPY 11, BPY 12, BPY 13 og BPY 20****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 360 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 360^2 = 34182 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{34182}{338} = 101,13 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 101,13}{1}} = 24,63 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 25 mm tykk stålplate.

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 360 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 360 \times \frac{1}{2} \times 700 = 265860 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{min} = \frac{265860}{284} = 936,13 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{936,13}{100} = 9 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 10 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPY 14 og BPY 15****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 220 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 220^2 = 12765,5 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{12765,5}{338} = 37,77 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 37,77}{1}} = 15,05 \text{ mm} \approx 20 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 20 mm tykk stålplate.
---------------------------------



**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 220 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 220 \times \frac{1}{2} \times 600 = 139260 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{min} = \frac{139260}{284} = 490,35 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{490,35}{100} = 4,9 \text{ mm} \approx 5 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 5 \text{ mm}$
--

**Tykkelse på stålplater i BPY 16****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 400 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen:  $2,11 \text{ N/mm}$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 400^2 = 42200 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{42200}{338} = 124,85 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 124,85}{1}} = 27,37 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 30 mm tykk stålplate.
---------------------------------

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 400 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 400 \times \frac{1}{2} \times 700 = 295400 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{min} = \frac{295400}{284} = 1040,14 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{1040,14}{100} = 10,4 \text{ mm} \approx 15 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 15 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPY 17, BPY 18, BPY 19****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 360 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 360^2 = 34182 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{34182}{338} = 101,13 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 101,13}{1}} = 24,63 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 25 mm tykk stålplate.

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 360 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 360 \times \frac{1}{2} \times 750 = 284850 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{\min} = \frac{284850}{284} = 1002,99 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{1002,99}{100} = 10,03 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 10 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPI 1****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 480 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 480^2 = 60768 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{60768}{338} = 179,79 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 179,79}{1}} = 32,84 \text{ mm} \approx 35 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 35 mm tykk stålplate.

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 480 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 480 \times \frac{1}{2} \times 800 = 405120 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{min} = \frac{405120}{284} = 1426,48 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{1426,48}{100} = 14,26 \text{ mm} \approx 15 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 15 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPI 2****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 360 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 360^2 = 34182 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{34182}{338} = 101,13 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 101,13}{1}} = 24,63 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 25 mm tykk stålplate.



**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 320 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 320 \times \frac{1}{2} \times 700 = 236320 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{\min} = \frac{236320}{284} = 832,11 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{832,11}{100} = 8,32 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på  $t = 10 \text{ mm}$

**Tykkelse på stålplater i BPI 3****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 400 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 400^2 = 42200 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stål kvalitet S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{42200}{338} = 124,85 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 124,85}{1}} = 27,37 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 30 mm tykk stålplate.

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 400 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 400 \times \frac{1}{2} \times 650 = 274300 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{min} = \frac{274300}{284} = 965,85 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{965,85}{100} = 9,65 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 10 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPI 4****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 400 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 400^2 = 42200 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stål kvalitet S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{42200}{338} = 124,85 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 124,85}{1}} = 27,37 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 30 mm tykk stålplate.

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 400 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 400 \times \frac{1}{2} \times 850 = 385700 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{\min} = \frac{385700}{284} = 1263,03 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{1263,03}{100} = 12,63 \text{ mm} \approx 15 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 15 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPI 5****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 400 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen:  $2,11 \text{ N/mm}$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 400^2 = 42200 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stål kvalitet S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{42200}{338} = 124,85 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 124,85}{1}} = 27,37 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 30 mm tykk stålplate.

**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 400 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 400 \times \frac{1}{2} \times 850 = 358700 \text{ N}$$

Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{\min} = \frac{358700}{284} = 1263,03 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{1263,03}{100} = 12,63 \text{ mm} \approx 15 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 15 \text{ mm}$
---

**Tykkelse på stålplater i BPI 6****Oppleggsplate**

Bjelkebredde = 360 mm

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Dette blir da kraften som virker på platen: 2,11 N/mm

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 2,11 \times 360^2 = 34182 \text{ Nmm} \quad (\text{Formel 7})$$

Med stålqualität S355 får vi:

$$f_d = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

$$W_y = \frac{34182}{338} = 101,13 \quad (\text{Formel 55})$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 101,13}{1}} = 24,63 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm} \quad (\text{Formel 56})$$

Vi bruker 25 mm tykk stålplate.



**Sideplate**

Kreftene som virker på oppleggsplaten:

$$f_{c,90,d} = 2,7 \times \frac{0,9}{1,15} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 50})$$

Kapasitet i strekk for stål:

$$f_d = \frac{355}{1,25} = 284 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Formel 54})$$

Oppleggsplatens areal:

$$A = 360 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$$

Fordeler lasten til hver side:

$$N_{Ed} = 2,11 \times 360 \times \frac{1}{2} \times 150 = 56970 \text{ N}$$

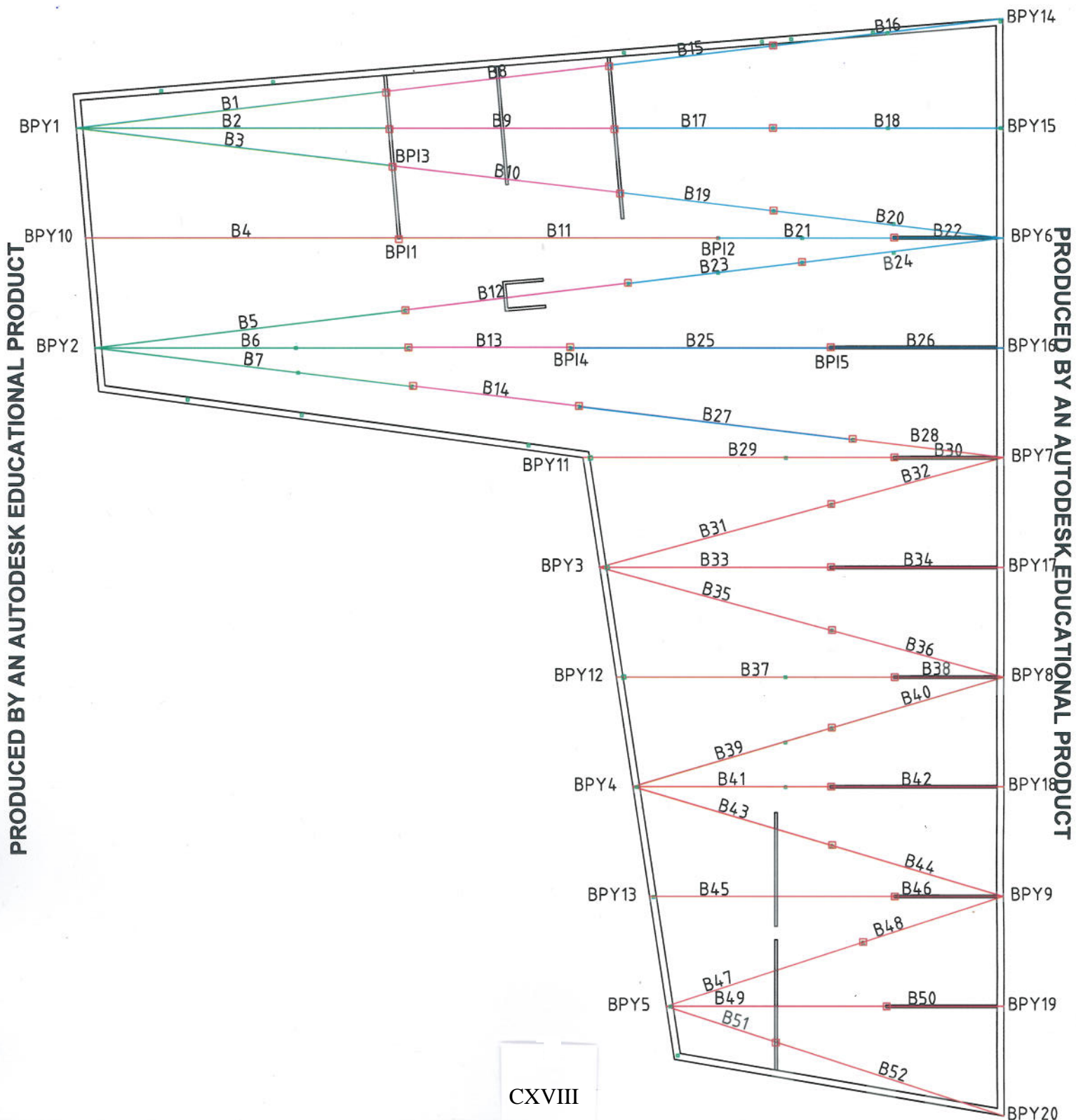
Undersøker hvor stort tverrsnitt platen trenger med  $b = 100 \text{ mm}$ , som er der hvor plate tverrsnittet er minst.

$$A^{min} = \frac{56970}{284} = 200,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow t = \frac{200,60}{100} = 2 \text{ mm} \approx 5 \text{ mm}$$

Vi bruker en platetykkelse på $t = 5 \text{ mm}$
--

**Vedlegg 6 Skisse av tak**

- Bjelkenavn har betegnelse B, etterfulgt av nummer.
- Bjelkeskjøter er markert med små, røde firkanter.
- Navn på sammenføyninger og bærepunkter har betegnelse med henholdsvis BPY for yttervegg og BPI for innvendig, etterfulgt av nummer.



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

## Vedlegg 7 Økonomi

### Priser fra Moelven Limtre

For å få et prisoverslag har vi vært i kontakt med Moelven Limtre. De ga følgende opplysninger:

**Fra:** Magnus Møller Bæren [mailto:magnus.baren@hig.no]  
**Sendt:** 26. april 2013 10:37  
**Til:** Sveen, Kato  
**Emne:** Re: SV: SV: Bacheloroppgave

Hei

Her er en liste over bjelkene vi pratet om på telefonen i sta. Det hadde vært kjempe fint å fått en ca. total pris på dette som vi kan bruke videre i bacheloroppgaven vår. Dimensjonene på bjelkene har vi funnet i Limtreboka, men om noen av de er veldig uvanlig kan vi godt se på noen i ca samme størrelse.

Mvh

Magnus

Mvh

Magnus

**Fra:** "Sveen, Kato" Ny kontakt  
**Til:** Magnus Møller Bæren  
**Tittel:** Bacheloroppgave  
**Dato:** 2013-04-26 12:26

Hei

Som jeg sa så er limtreboka litt gammel, men det betyr vel ikke noe for oppgaven.

Standard bredder på limtre i dag er:

90, 115, 140, 165, 190 og 215 mm.

215 mm er den største dimensjon det kan skaffes trelast til. Skal vi ha større bredder må vi kantlime eller lime sammen to eller flere bjelker for å få større tverrsnittsbredde. I deres tilfelle er det siste mest aktuelt. Bjelkene limes sammen med et spesiallim som vi har til slikt bruk og de fleste konstruksjonen vi bruker i bruer er produsert på denne måten.

Ved å lime sammen 190 + 165 mm får du 355 mm, 190 + 215 gir 405 mm.

Priser på limtre Gran til prosjekt:

Bredde opp til 215 mm, ca kr 8 000 pr m<sup>3</sup>.

Sammenlimte bjelker, ca kr 10 000 pr m<sup>3</sup>.

I tillegg kommer bearbeiding, impregnering og frakt.

Prisene er eks mva.

Med vennlig hilsen

Moelven Limtre AS

Kato Sveen

Prosjekttsjef

Tel.: +47 90 85 94 68

Gode rom

Moelven Limtre AS, Box 143, 2391 Moelv, Telefon: , Fax: +4762334001

E-post: post.limtre@moelven.no, www.limtre.no, Reg.nr/IF-skatt: NO 913 711 300 MVA

**Priser eks mva. for limtrebjelkene som skal brukes i prosjektet (ikke fagverk)**

- Bredde opp til 215 mm, ca kr 8 000,- kr. pr. m<sup>3</sup>
- Sammenlimte bjelker, ca kr 10 000,- kr. pr. m<sup>3</sup>

**Enkeltbjelker**

220 x 1080 mm, 92,41 m:  $21,96 \text{ m}^3 \times 8\,000,- \text{ pr. m}^3 = 175\,680,-$

220 x 1520 mm, 136,85 m:  $45,76 \text{ m}^3 \times 8000,- \text{ pr. m}^3 = 366\,080,-$

**To bjelker limt sammen**

400 x 1440 mm, 140,1 m:  $80,70 \text{ m}^3 \times 10\,000,- \text{ pr. m}^3 = 807\,000,-$

400 x 1560 mm, 53,5m:  $32,53 \text{ m}^3 \times 10\,000,- \text{ pr. m}^3 = 325\,300,-$

360 x 1480 mm, 348,7m:  $185,79 \text{ m}^3 \times 10\,000,- \text{ pr. m}^3 = 1\,857\,900,-$

**Sum**

Pris uten bearbeiding og frakt blir: 3 531 960,- kr. eks mva.

## Priser fra Optimera

For å få et prisoverslag har vi vært i kontakt med Optimera. De ga følgende opplysninger:

Til: "magnus.baren@hig.no"  
Tittel: No subject  
Dato: 2013-05-08 09:55

Hei. Stålspriser har veil.pris mellom 20-24 kr per kg. En limtre på 215x855 vil koste ca 3150 per meter. Skal du ha fler priser på limtre så kan du bruke en m3 pris på ca 17000. Da har du ca veil.pris. Dette er eks mva.

Sendt fra en Windows Phone

### Priser eks mva. for limtrebjelke

- 215 x 850 mm, ca kr 3 150,- kr. pr. m
- Andre dim.: kr. 10 000,- kr. pr. m<sup>3</sup>

### Priser eks mva. for stål

- 20 – 24 kr. pr. kg.

## Vedlegg 8 Mail fra ingeniør ang. sammenføyninger

Følgende tips fra Ingeniør Einar Ask Henriksen ble gitt angående sammenføyninger:

---

**Fra:** Magnus Møller Bæren [mailto:magnus.baren@hig.no]  
**Sendt:** 10. april 2013 11:12  
**Til:** Einar Ask Henriksen  
**Emne:** Bacheloroppgave.

Hei, dette er Magnus Møller Bæren fra Ål. Vi driver i disse dager med bacheloroppgaven, og i den forbindelse lurte jeg på om du har vært bortig forbindelser/knutepunkt av limtre i jobben din. I oppgaven driver vi å dimensjonerer hovedbæresystemet til et stort tak. Disse bjelkene har opptil en dimensjon på 305 x 1550 å møtes i et knutepunkt som vist på et bilde jeg har lagt som vedlegg.

Om du har erfaring fra dette feltet og tid til å se på dette har jeg noen spørsmål:

Vet du hvordan slike bjelker på best måte bør sammenføyes (eventuelt med dybler eller noe)? Har du noe erfaring med hva som pleier å blir brukt og eventuelle fordeler/svakheter med forskjellige system? Vet du om leverandører vi eventuelt kan kontakte om slike forbindelser?

Mvh

Magnus

**Fra:** Einar Ask Henriksen Ny kontakt  
**Til:** Magnus Møller Bæren  
**Tittel:** SV: Bacheloroppgave.  
**Dato:** 2013-04-10 13:54

Hei

Jeg har lite erfaring med store limtrekonstruksjoner. Har bare vært involvert i mindre prosjekter med limtreforbindelser og da har leverandøren gjort dette.

Det som ofte er normalt å bruke i store knutepunkter er dybler, men jeg er usikker på om det lar seg gjøre produksjonsmessig i dette tilfelle. Det er jo også avhengig av størrelse og retning på kreftene. Jeg ville prøvd å lage et beslag/bjelkesko mellom bjelkene kombinert med bolter/dybler slik at store deler av skjærkreftene føres via en oppleggsflate. Ville også vurdert å dra bjelkene fra hverandre i opplegget, for det ser ut som det kan bli liten plass til bolter/ beslag som skal plasseres der.

Det beste er nok å ta kontakt med en leverandør. Moelven eller Splitkon.

Mvh

**Einar Ask-Henriksen**

Ingeniør

DBC AS

avd Bygg

mob: +47 40468772

[einar.ask.henriksen@dbc.no](mailto:einar.ask.henriksen@dbc.no)

Hovedkontor: Gamlelvn. 6, 3550 GOL

Avd.kontor: Maridalsveien 29, 0175 OSLO

Kort fortalt anbefaler han å bruke et beslag/bjelkesko kombinert med bolter/dybler slik at store deler av skjærkreftene føres via en oppleggsflate.