

# Brannteknisk utbedring av takkonstruksjon

**Ole Jansen Holtet**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Arild Holm Clausen, KT

Medveileder: Harald Landrø, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





Institutt for konstruksjonsteknikk

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

Åpen

## MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Prosjektering av konstruksjoner	DATO: 24.06.2014	ANTALL SIDER: 12 + 95 (oppgave) + 51 (vedlegg)
---	---------------------	---

TITTEL:

### BRANNTEKNISK UTBEDRING AV TAKKONSTRUKSJON

Improvement of capacity of roof structure subjected to fire

UTFØRT AV:

Ole Jansen Holtet



SAMMENDRAG:

I en 3-etasjes bygård på Grünerløkka i Oslo skal et uisolert loftsrom innredes og tas i bruk som to selvstendige leiligheter. Ytterveggene er av teglstein, mens etasjeskillere og takkonstruksjonen er av treverk. Ved permanent personopphold stiller myndighetene krav til 30 minutters bæreevne og stabilitet i takkonstruksjonen ved ulykkestilfellet brann. I den eksisterende takkonstruksjonen er takstolene eksponerte og vil svekkes i brann ved at tverrsnittet reduseres ved forkulling og materialfasthetene reduseres ved temperaturøkning i gjenværende tverrsnitt. Takkonstruksjonen kolliderer før den oppnår brannmotstandstiden.

Rapporten tar for seg beregning av den eksisterende takkonstruksjonens bæreevne og stabilitet ved 30 minutters nominell (standard) brann, og utbedringer som må gjøres for å bedre brannmotstandstiden. Samtidig skal byggherrens ønsker legges til grunn for valg av utbedrende løsninger. Byggherren ønsker:

- prosjektering av hems over deler av gulvarealet i hver av de to leilighetene
- bevaring av synlig bærekonstruksjon i tre og bevaring av takhøyde ved etterisolering av tak

Preaksepterte løsninger med kjent brannmotstandstid lar seg ikke benytte dersom man vil komme ønskene i møte. Følgelig skal konstruksjonens oppfyllelse av myndighetskravene bevises ved analyse av tilpassede løsninger. Etter kartlegging av bæresystem, lastpåvirkning og brannpåvirkning gjøres det to typer kontroller for henholdsvis tverrsnittskapasiteter og stabilitet i beregningsprogrammet "Focus konstruksjon 2013". Kapasitetsutnyttelsen i komponentene kontrolleres mot kravene i Eurokode 5: "Prosjektering av trekonstruksjoner". I tillegg gjøres det en knekningsanalyse for å kontrollere de svekkede takstolenes stabilitet ved påsatt last.

Originalkonstruksjonens svakeste punkter finner man i sammenføyningen mellom hanebjelke og hovedbjelke, med redusert tverrsnitt på hovedbjelke, og i den høye slankheten i hanebjelken med dertil fare for knekning ved trykk. Ved utbedring av konstruksjonen gjøres det tre inngrep:

- hanebjelkene brannisolerers med 22 mm tykk tømmermannskledning
- hovedbjelkene på to av takstolene brannisolerers på to plasser for å bevare styrke i kritisk knutepunkt
- skillevegger i takstolenes tverretning gjøres lastbærende ved brann

Utbedringene tillater at de mest iøynefallende detaljene i takkonstruksjonen kan bevares urørt. Det prosjekteres inn en hems i hver av de to leilighetene med gulvflateareal på 4,2 og 4,5 kvadratmeter. De to hemsene bidrar med stivhet i konstruksjonen og er en utløsende faktor for konstruksjonens oppfyllelse av kravet til bæreevne og stabilitet. Bevaringen av takhøyde som følge av tilpasset løsning og konstruksjonsanalyse framfor preakseptert løsning fører til en økning i målbart bruksareal på 5,1 kvadratmeter og en teoretisk verdistigning på ca 240 000 kr.

Forslagene til utbedring som er redegjort for i denne rapporten fører til at takkonstruksjonen oppfyller myndighetenes krav til opprettholdelse av bæreevne og stabilitet i 30 minutters standard brannforløp.

FAGLÆRER: Professor Arild Holm Clausen

VEILEDERE: Prof.Dr. Arild Holm Clausen (hovedveileder), Prof.Dr. Harald Landrø (medveileder)

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk (NTNU)





# Masteroppgave 2014

Ole Jansen Holtet

## Brannteknisk utbedring av takkonstruksjon

(Improvement of capacity of roof structure subjected to fire)

I en 3-etasjes bygård på Grünerløkka i Oslo skal et uisolert loftsrom innredes og tas i bruk som to selvstendige leiligheter. Ytterveggene er av teglstein, mens etasjeskillere og takkonstruksjonen er av treverk. Ved permanent personopphold stiller myndighetene krav til 30 minutters bæreevne og stabilitet i takkonstruksjonen ved ulykkestilfellet brann. Hensikten med denne rapporten er å kartlegge branntekniske svakheter i takkonstruksjonen ved tilfellet brann og komme med begrunnede forslag til løsninger for å bedre bæreevne og stabilitet, og komme myndighetenes krav i møte.

Oppgaven skal gjennomføres som et selvstendig prosjekt. Studenten står selv ansvarlig for å oppsøke de ressursene han har til disposisjon på og utenfor NTNU. Oppgave foreslås lagt opp som følger:

1. Kartlegging og dokumentasjon av myndighetenes krav til konstruksjonssikkerhet i den aktuelle takkonstruksjonen ved tilfelle brann.
2. Kartlegging av fremgangsmåte for dokumentering av brannmotstandsevne.
3. Kartlegging av konstruksjonens design, dvs. materialparametre, bæresystem, randbetingelser etc.
4. Det gjennomføres nødvendige analyser, f. eks. ved hjelp av dataprogrammet Focus konstruksjon.

Dokumentasjonen skal være anvendbar for byggherre, som kan tenkes å ha lav kjennskap til konstruksjonsterminologi.

Etter samråd med faglærer kan kandidaten konsentrere sitt arbeide til spesielle deler av oppgaven, eller trekke inn andre aspekter.

Besvarelsen skal ha form som en forskningsrapport hvor det legges stor vekt på en klar og oversiktlig presentasjonsform, og den organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

Veileder: Arild Holm Clausen

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 24. juni 2014.

Arild Holm Clausen  
Faglærer

## Forord

Det følgende omhandler ombygging fra råloft til to loftsleiligheter i en 3-etasjes murgård fra slutten av 1800-tallet på Grünerløkka i Oslo. Bygården eies av min far gjennom aksjeselskapet "Steenstrups Gate 4 AS", og leilighetene er tiltenkt min søster og meg som boliger etter endte studier. Rammesøknad på tiltaket ble innvilget av Plan- og bygningsetaten i Oslo kommune den 15.07.2013. Gateadressen er Steenstrups Gate 4, 0554 Oslo.

I prosjektoppgaven høsten 2013 tok jeg for meg aktuelle rammebetingelser for omgjøringen av loftet til boligformål. Videre så jeg på brannmotstanden i eksisterende konstruksjon, og krav som stilles til brannsikkerhet ved bruksendringen. En rask evaluering viste at eksisterende takkonstruksjon ikke oppfyller krav til bæreevne ved brannforløp. I masteroppgaven går jeg videre med å prosjektere løsninger for å oppnå tilstrekkelig bæreevne i takkonstruksjonen for å imøtekomme brannkravet. Mitt overordnede mål med arbeidet som er lagt ned i prosjekt- og masteroppgaven, er å bli bedre skikket til å lede utbyggingen av loftet etter fullført studie på NTNU.

Jeg vil takke professor Arild Holm Clausen ved Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU for hjelp til utforming av oppgaven og verdifulle innspill underveis. Han har vært en god sparringspartner under arbeidet og imøtekommende og tilgjengelig fra start til slutt.

Det rettes og en takk til følgende personer som har bidratt til utformingen av denne rapporten:

Prof.Dr. Harald Landrø - <i>NTNU</i>	Morten Evensmo – <i>Evensmo Design</i>
Vit.ass. Jon Ivar Belghaug Knarud - <i>NTNU</i>	Marek Grudzienski – <i>E.G.G. arkitekter AS</i>
Hroar Holtet – <i>Steenstrups Gate 4 AS</i>	

Trondheim den 24.06.2013

---

Ole Jansen Holtet

## Abstract

In a 3 storey apartment building in Grünerløkka in Oslo, an uninsulated loft is to be refurbished and used as two independent apartments. The building structure consists of brick walls, whilst the floor dividers and ceiling construction is made of timber. Taking the loft in use as a residential property introduces authority requirements for 30 minute capacity and stability of the roof structure at the accident of fire. In the existing roof structure, trusses are exposed and will deteriorate in a fire by charring. Meanwhile material properties are reduced by the temperature increase in the remaining section. The roof structure collapses before it achieves the necessary fire resistance time.

This thesis addresses the calculation of the existing roof structure carrying capacity and stability at 30 minutes nominal (standard) fire, and improvements necessary to be made to improve the fire resistance time. Meanwhile, user-specific requirements such as aesthetics and functionality have to be taken into account. The builder asks that the design take into account the following desires:

- Establish a mezzanine over part of the floor area of each of the two apartments
- Preserve visible load-bearing structure and preserve ceiling height when insulating the roof

The given terms prevent the use of pre-accepted solutions with known fire prevention time. Accordingly, the requirements from the authorities must be met with documentation by analyzing the chosen construction design. After mapping out the load-bearing system, occurring loads and fire impact, two controls are made in the construction software "Focus konstruksjon 2013" for control of cross-section capacity and structural stability. Capacity is controlled against Eurocode 5: "Design of timber structures". In addition, the construction is tested for buckling and stability qualities.

The weakest points of the original construction are found in the joint between the collar tie and rafter, with reduced cross-section of the rafter, and in the high slimness of the collar tie which introduce the risk of buckling upon pressure. To enhance the capacity of the construction, three improvements will be made:

- Collar ties are covered with 22 mm thick timber boards
- Rafter on two of the trusses are fire isolated in two places to maintain strength in the critical hub
- Partitioning walls are made load bearing during fire

Repairs allows for preservation of the most striking details of the roof structure. A mezzanine is designed in each apartment with a floor surface area of 4.2 and 4.5 m<sup>2</sup> spread across two rooster beams. The two mezzanines contribute with stiffness in the construction and is a triggering factor for the structures compliance with the requirement of carrying capacity and stability.

The preservation of headroom resulting from the use of customized solution and structural analysis instead of pre-accepted solution leads to a increase in recognized measurable floor area of 5.1 square meters and a theoretical increase in value of about NOK 240 000 (\$40,000).

By conducting the improvements presented in this report, the construction successfully meet government requirements to maintain the necessary sustainability and stability during 30 minutes of nominal fire.

## Sammendrag

I en 3-etasjes bygård på Grünerløkka i Oslo skal et uisolert loftsrom innredes og tas i bruk som to selvstendige leiligheter. Ytterveggene er av teglstein, mens etasjeskillere og takkonstruksjonen er av treverk. Ved permanent personopphold stiller myndighetene krav til 30 minutters bæreevne og stabilitet i takkonstruksjonen ved ulykkestilfellet brann. I den eksisterende takkonstruksjonen er takstolene eksponerte og vil svekkes i brann ved at tverrsnittet reduseres ved forkulling og materialfasthetene reduseres ved temperaturøkning i gjenværende tverrsnitt. Takkonstruksjonen kollapser før den oppnår brannmotstandstiden.

Rapporten tar for seg beregning av den eksisterende takkonstruksjonens bæreevne og stabilitet ved 30 minutters nominell (standard) brann, og utbedringer som må gjøres for å bedre brannmotstandstiden. Samtidig skal byggherrens ønsker legges til grunn for valg av utbedrende løsninger. Byggherren ønsker:

- prosjektering av hems over deler av gulvarealet i hver av de to leilighetene
- bevaring av synlig bærekonstruksjon i tre og bevaring av takhøyde ved etterisolering av tak

Preaksepterte løsninger med kjent brannmotstandstid lar seg ikke benytte dersom man vil komme ønskene i møte. Følgelig skal konstruksjonens oppfyllelse av myndighetskravene bevises ved analyse av tilpassede løsninger. Etter kartlegging av bæresystem, lastpåvirkning og brannpåvirkning gjøres det to typer kontroller for henholdsvis tverrsnittskapasiteter og stabilitet i beregningsprogrammet "Focus konstruksjon 2013". Kapasitetsutnyttelsen i komponentene kontrolleres mot kravene i Eurokode 5: "Prosjektering av trekonstruksjoner". I tillegg gjøres det en knekningsanalyse for å kontrollere de svekkede takstolenes stabilitet ved påsatt last.

Originalkonstruksjonens svakeste punkter finner man i sammenføyningen mellom hanebjelke og hovedbjelke, med redusert tverrsnitt på hovedbjelke, og i den høye slankheten i hanebjelken med dertil fare for knekning ved trykk. Ved utbedring av konstruksjonen gjøres det tre inngrep:

- hanebjelkene brannisoleres med 22 mm tykk tømmermannskledning
- hovedbjelkene på to av takstolene brannisoleres på to plasser for å bevare styrke i kritisk knutepunkt
- skillevegger i takstolenes tverretning gjøres lastbærende ved brann

Utbedringene tillater at de mest iøynefallende detaljene i takkonstruksjonen kan bevares urørt. Det prosjekteres inn en hems i hver av de to leilighetene med gulvflateareal på 4,2 og 4,5 kvadratmeter. De to hemsene bidrar med stivhet i konstruksjonen og er en utløsende faktor for konstruksjonens oppfyllelse av kravet til bæreevne og stabilitet. Bevaringen av takhøyde som følge av tilpasset løsning og konstruksjonsanalyse framfor preakseptert løsning fører til en økning i målbart bruksareal på 5,1 kvadratmeter og en teoretisk verdistigning på ca 240 000 kr.

Forslagene til utbedring som er redegjort for i denne rapporten fører til at takkonstruksjonen oppfylder myndighetenes krav til opprettholdelse av bæreevne og stabilitet i 30 minutters standard brannforløp.

# Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>Introduksjon</b> .....	<b>1</b>
1.1	Bakgrunn.....	1
1.2	Problemstilling og omfang .....	2
1.3	Leserveiledning og lesergruppe.....	4
<b>2</b>	<b>Metode og teori</b> .....	<b>5</b>
2.1	Metode .....	5
2.1.1	Preakseptert løsning .....	5
2.1.2	Dokumentering av brannmotstandsevne .....	6
2.2	Teori.....	6
2.2.1	Brannpåvirkning på eksponert treverk .....	6
2.2.2	Kapasitetsanalyse .....	8
2.2.3	Kontroll av konstruksjonsstabilitet.....	10
<b>3</b>	<b>Takkonstruksjon</b> .....	<b>13</b>
3.1	Bæresystemet .....	13
3.2	Etterisolering til boligformål .....	17
3.2.1	Tak (snitt A-A): .....	17
3.2.2	Knevegg (snitt B-B): .....	20
3.3	Gjenværende bæresystem etter nominell brann .....	21
3.3.1	Material og materialfastheter .....	21
3.3.2	Forkullingsdybde i treverk .....	22
3.3.3	Opprinnelige tverrsnitt .....	23
3.3.4	Gjenværende konstruksjon.....	26
3.4	Global modell i Focus konstruksjon (FK13) .....	29
<b>4</b>	<b>Lastpåvirkning</b> .....	<b>33</b>
4.1	Opptredende laster ved brann.....	33
4.1.1	Variable laster .....	34
4.1.2	Egenlast av forbedret takkonstruksjon.....	40
4.2	Lastforplantning.....	42
4.2.1	Lastbredde over åstakbjelker .....	42
4.2.2	Lastbredde over hovedsperrer .....	44
4.3	Lastkombinasjoner .....	46
<b>5</b>	<b>Kapasitet ved dimensjonerende brann</b> .....	<b>49</b>
5.1	Kapasitetsberegning.....	49
5.1.1	Lineær lastanalyse .....	50
5.1.2	Linearisert knekningsanalyse .....	53
<b>6</b>	<b>Utbedring</b> .....	<b>55</b>
6.1	Valg av utbedrende løsninger.....	56
6.1.1	Bevaring av hanebjelke .....	56

6.1.2	Lastoverføring fra hanebjelke til skillevegger .....	57
6.1.3	Bevaring av hovedbjelke ved hanebjelke (takstol 3 og 4): .....	62
6.2	Kapasitetskontroll .....	64
6.2.1	Endringer i global modell .....	64
6.2.2	Lineær lastanalyse .....	65
6.2.3	Linearisert knekningsanalyse .....	66
<b>7</b>	<b>Hems .....</b>	<b>69</b>
7.1	Beregning av hems syd .....	70
7.1.1	Nyttelast .....	70
7.1.2	Egenvekt av konstruksjonen .....	71
7.1.3	Estimering av nødvendig gulvbjelkelag .....	72
7.1.4	Kapasitetskontroll av gulvbjelkelag .....	75
7.1.5	Kapasitetskontroll av takstol 1 og 2 .....	76
7.2	Nordvendt hems .....	79
7.2.1	Beregning av tverrsnittskapasitet .....	80
7.2.2	Lastoverføring fra hems til hanebjelker .....	81
7.2.3	Lineær lastanalyse .....	82
7.3	Linearisert knekningsanalyse .....	83
<b>8</b>	<b>Konklusjon .....</b>	<b>85</b>
8.1	Resultater .....	85
8.1.1	Kartlegging av svake komponenter .....	85
8.1.2	Konstruksjonsmessige utbedringer .....	87
8.1.3	Bæreevne og stabilitet ved dim. brann etter utbedring .....	88
8.1.4	Oppfyllelse av byggherres ønsker .....	89
8.2	Diskusjon .....	90
8.3	Forslag til videre dokumentering .....	92
	<b>Kildeliste .....</b>	<b>94</b>
	<b>Vedlegg .....</b>	<b>95</b>

## Symbolliste

I rapporten gjelder følgende symboler:

### latinske bokstaver

$A_{fr}$	takflateareal som ligger parallelt med vinden
$A_{ref}$	referanseareal av den belastet sone i takplanet ved vindlastberegning
$b$	bredde av tverrsnitt
$C_e$	eksponeringskoeffisient
$C_{fr}$	friksjonsfaktor
$C_{pe}$	utvendig formfaktor
$C_{pi}$	innvendig formfaktor
$C_s C_d$	konstruksjonsfaktor
$C_t$	termisk koeffisient
$d_0$	dybde på lag uten stivhet eller styrke
$d_{char,0}$	teoretisk 1-dimensjonal forkullingsdybde
$d_{char,n}$	teoretisk nominell forkullingsdybde
$d_{ef}$	effektiv forkullingsdybde
$E_{0,mean}$	elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen, middelverdi
$E_{fi,d,t}$	dimensjonerende verdi for de aktuelle lastvirkningene i brannsituasjonen ved tidspunkt $t$
$F$	punktlast
$f_d$	dimensjonerende fasthet
$F_{fr}$	friksjonskraft som virker parallelt med takflaten
$f_k$	karakteristisk fasthet
$f_{m,d}$	dimensjonerende bøyefasthet
$f_{v,d}$	dimensjonerende skjærfasthet
$F_{w,e}$	ekstern (utvendig) kraftresultant fra vindpåkjenning
$F_{w,i}$	intern kraftresultant fra vindpåkjenning
$h$	høyde av tverrsnitt
$h_p$	tykkelse på beskyttende sjikt
$l_a$	nødvendig penetrasjonsdybde for festemiddel inn i rent treverk
$l_{f,req}$	total lengde på festemiddel
$k_0$	koeffisient
$k_{fi}$	koeffisient
$k_{mod}$	modifikasjonsfaktor for treverk
$N_c$	aksialkraft trykk
$N_t$	aksialkraft strekk
$q_p$	vindkasthastighetstrykk
$R_{d,fi,t}$	dimensjonerende verdi for bygningsdelens bæreevne i brannsituasjonen ved tidspunkt $t$
$s$	snølast på tak
$S_d$	dimensjonerende elastisitetsmodul/skjærmodul
$s_k$	karakteristisk snølast på mark
$t$	tid [min]
$t_{ch}$	tid fra brannstart til forkulling starter
$t_d$	dimensjonerende verdi for brannmotstand
$t_f$	tid til beskyttelsesmaterial ikke lenger dekker bakenforliggende material
$t_{fi,requ}$	påkrevd brannmotstandstid
$u$	nedbøyning i bjelke
$v_b$	basisvindhastighet
$v_{b,0}$	referansevindhastighet
$w_e$	eksternt vindtrykk
$W_y$	elastisk tverrsnittsmodul om y-aksen

### greske bokstaver

$\alpha$	takvinkel, målt fra horisontalplanet
$\beta_0$	1-dimensjonal forkullingsrate
$\beta_n$	nominell forkullingsrate
$\gamma_m$	materialfaktor
$\lambda$	knekkfaktor
$\mu$	formfaktor for snølast
$\psi$	faktor til variable laster
$\sigma_{c,o,d}$	dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen
$\sigma_{m,d}$	dimensjonerende bøyepening
$T_d$	dimensjonerende skjærspenning
$\theta$	vindens angrepvinkel mot mønet, målt i horisontalplanet
$\theta_d$	dimensjonerende materialtemperatur
$\theta_{cr,d}$	dimensjonerende verdi av kritisk materialtemperatur

### indekser

fi	branntilfelle
0	parallelt med fiberretningen
d	dimensjonerende verdi
k	karakteristisk verdi
Rd	dimensjonerende kapasitet
Ed	dimensjonerende opptredende kraft

### forkortelser

<i>b<sub>xh</sub></i>	bredde og høyde av tverrsnitt
<i>c/c</i>	avstanden mellom to bjelker, målt fra bjelkesenter til bjelkesenter
<i>FK13</i>	Focus konstruksjon 2013
<i>LK</i>	lastkombinasjon
<i>LB</i>	lastbredde
<i>LM</i>	løpemeter

### benyttede eurokoder

NS-EN 1990:2002+NA:2008	Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010	Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger



NS-EN 1995-1-2:2004+NA:2010	Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering
NS-EN 338:2009	Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser
NS 3919:1997	Brannteknisk klassifisering av materialer, bygningdeler, kledninger og overflater
NS 3940:2012	Areal- og volumberegninger av bygninger



# 1 Introduksjon

På slutten av 1800-tallet var det stor byggeaktivitet i Oslo, og flere nye bydeler reiste seg raskt. Bygårdene som ble bygget i perioden 1860-1930 har senere fått kallenavnet "1890-gårder" da byggestilen er tilnærmet identisk for de rundt 3200 bygårdene som ble oppført på denne tiden. Ytterveggene var av murt teglstein, mens etasjeskillere, trapperom og takkonstruksjon var av treverk. De fleste bygårdene fra denne perioden har kun gjennomgått mindre endringer i ettertid som installering av vann- og kloakk, elektrisk anlegg samt overflaterenovering, og brannsikkerheten er i de fleste bygårdene langt under dagens krav til boliger.

## 1.1 Bakgrunn

Høsten 2013 ble det gjennomført et forprosjekt til denne rapporten. Forprosjektet kartla branntekniske svakheter og nødvendige utbedringer for å ta i bruk loftet som bolig i en typisk 1890-bygård. Bygården som ble undersøkt eies av Steenstrups Gate 4 AS (heretter omtalt som "byggherre"), og det foreligger rammetillatelse<sup>1</sup> fra Plan- og bygningsetaten i Oslo kommune på bruksendring fra råloft til to 3-roms leiligheter. Den aktuelle bygården (bilde 1.1, oransje fasade) ligger lokalisert på Grünerløkka i Oslo.



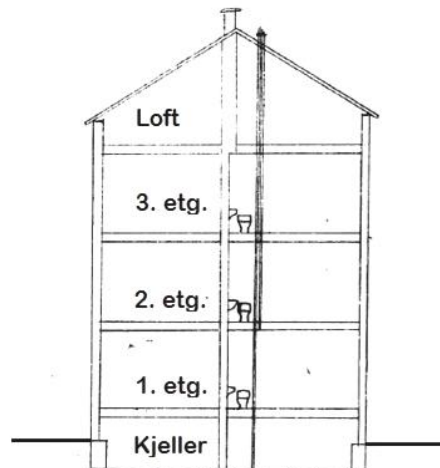
Bilde 1.1 - Steenstrups Gate i Oslo, våren 2014

Forprosjektet viste at man med installering av boligsprinkler og enkle utbedringer i etasjeskillende konstruksjon kom langt på vei til å oppnå myndighetenes krav til brannsikkerhet. Det viste seg derimot at original takkonstruksjon krever vesentlige utbedringer for å oppnå nødvendig bæreevne og stabilitet ved brann. Byggherre har latt ombyggingen av loftet vente på seg til det foreligger en forbedret rapport på hvor omfattende framtidige endringer kan være.

---

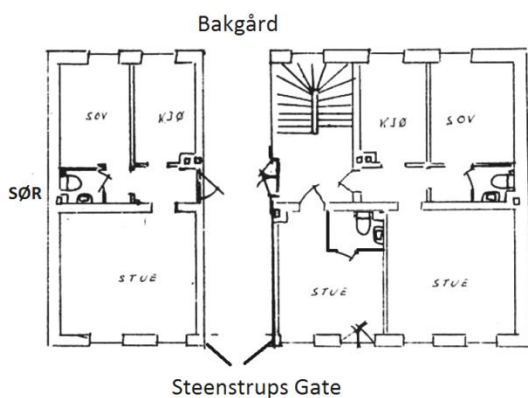
<sup>1</sup> Vedlegg 1: *Rammetillatelse*

Bygget består av tre etasjer samt kjeller og loft, som vist i figur 1.1.

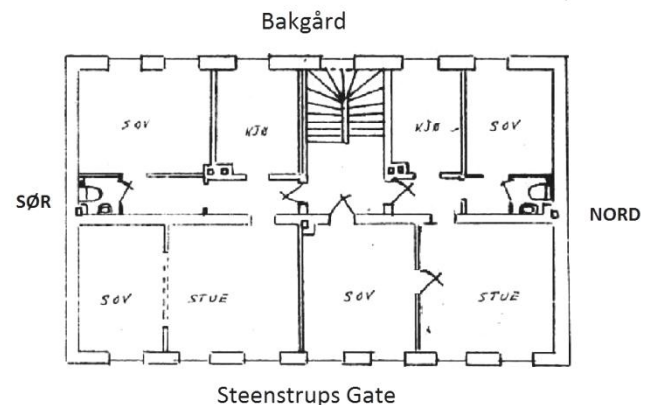


Figur 1.1 – Vertikalsnitt av bygården

Det er 7 utleieleiligheter fordelt på 1-3 etasje med planløsning fra gamle arkivtegninger som vist i figur 1.2 og figur 1.3. Via portrommet på gateplan har man adkomst til én leilighet, samt inn i trapperom som fører ned i kjeller og opp og inn i de 6 andre leilighetene via repos i hvert helplan, samt til loftet.



Figur 1.2 – Planskisse for 1. etasje



Figur 1.3 – Planskisse for 2. og 3. etasje

## 1.2 Problemstilling og omfang

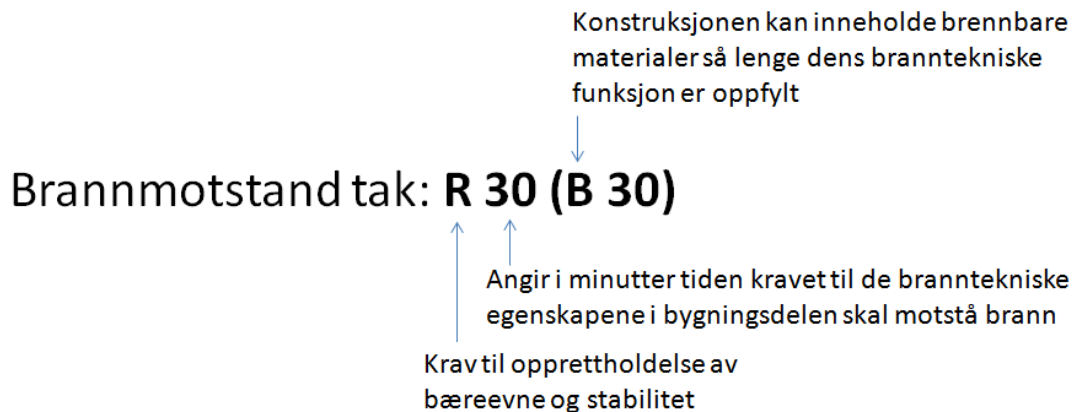
Rapporten vil ta særskilt tak i myndighetenes krav til bevaring av bæreevne i takkonstruksjonen ved ulykkestilfellet brann.

### Krav fra myndigheter:

Branntekniske krav til bæreevne og stabilitet i bygningsdelene er gitt i Byggteknisk forskrift med veiledning (VTEK) §11-4. For takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystemet eller er stabiliserende i hovedkonstruksjonen er kravet til opprettholdelse av bæreevne og stabilitet 60 minutter (R 60) fra brannstart. Videre ses det på reduksjon av brannmotstandskravet ved installasjon av boligsprinkler:

”Ved loftsinnredning skal takkonstruksjonen være tilnærmet R 60 (B 60 bærende). Ved sprinkling av bygningen kan bæreevnen reduseres til R 30 (B 30 bærende)” (Brannteknisk Veileder - Loftsinnredning, 2012, s. 4).

For utbygging av råloft til leiligheter inntreer krav til installasjon av boligsprinkler. Kravet til bæreevne kan altså reduseres fra 60- til 30 minutters motstandstid. Takkonstruksjonens brannmotstand med forklaring av brannmotstandsterminologi er skissert i figur 1.4.



**Figur 1.4 – Krav til brannmotstand i takkonstruksjonen (NS 3919:1997)**

Rapporten tar utgangspunkt i å redegjøre for nødvendige utbedringstiltak for å bevare bæreevne og stabilitet i takkonstruksjonen ved tilfellet brann. Videre skal det legges byggherres ønsker til grunn for prosjektering av utbedret takkonstruksjon.

#### Fra byggherre:

- Det ønskes å minimere tap av takhøyde ved å legge himling mellom hovedbærene (bilde 1.2), i stedet for utenpå (bilde 1.3)
- Det ønskes å se på muligheten for å bygge en åpen hems i hver av de to leilighetene



**Bilde 1.2 – Synlige hovedbjelker**



**Bilde 1.3 – Skjulte hovedbjelker og tap av takhøyde**

Videre ønsker byggherre å bevare eksisterende bærende takkonstruksjon så godt det lar seg gjøre med hensyn på det estetiske aspektet, med bevaring av synlige bjelker og bjelkesammenføyninger.

#### **Følgende problemstilling er valgt for masteroppgaven:**

*Gjør en kapasitetsanalyse av eksisterende takkonstruksjon etter dimensjonerende brann (30 minutter), og utbedre konstruksjonen til å oppfylle krav til bæreevne og stabilitet, samt byggherres ønsker om mest mulig bevaring av originalkonstruksjonen.*

### 1.3 Leserveiledning og lesergruppe

Gjennom rapporten er det brukt grafikk og bilder for å prøve å gi innblikk til teksten uten nødvendig forkunnskap fra leserens side. En leser med byggteknisk erfaring vil allikevel lettere sette seg inn i terminologien som er brukt og konstruksjonsmessige antagelser som er gjort.

Alle målinger og observasjoner på den eksisterende konstruksjonen er gjort av forfatteren. Det er forsøkt etter beste evne å gjøre konservative antagelser som ikke setter konstruksjonens egenskaper i et bedre lys enn realiteten.

Alle mål i figurene er oppgitt i millimeter, der ingen annen benevning er angitt. Ved bruk av oppmålte bjelketverrsnitt er det tatt seg den frihet å oppgi tallene med én desimal. Dette skyldes endel etterbehandling av tallene der de kombineres med teoretisk beregnede verdier med lave tallverdier. Ved konkludering oppgis resultatformen med avrundede verdier.

2D-konstruksjonstegninger er laget i AutoCAD 2013. Tegningene er laget av undertegnede med unntak av innredet planløsning, som er laget av forfatteren, men bearbeidet av E.G.G. arkitekter i Oslo v/Marek Grudzienski i forbindelse med rammesøknad.

3D-modeller er laget av undertegnede i Google Sketchup Make (v.13) og bearbeidet av industridesigner Morten Evensmo hos Evensmo Design.

I neste kapittel går det gjennom anvendt metode for rapporten og teori som er benyttet. I påfølgende kapitler skal det ses på eksisterende konstruksjon med innvirkning av brann på original takkonstruksjon (kapittel 3) og påvirkende laster ved brann (kapittel 4), før det går videre med å velge utbedrende løsninger som sikrer bæreevne og stabilitet etter dimensjonerende brann (kapittel 6 og 7). Kapittel 8 summerer opp det hele og gir forslag til videre dokumentering.



## 2 Metode og teori

### 2.1 Metode

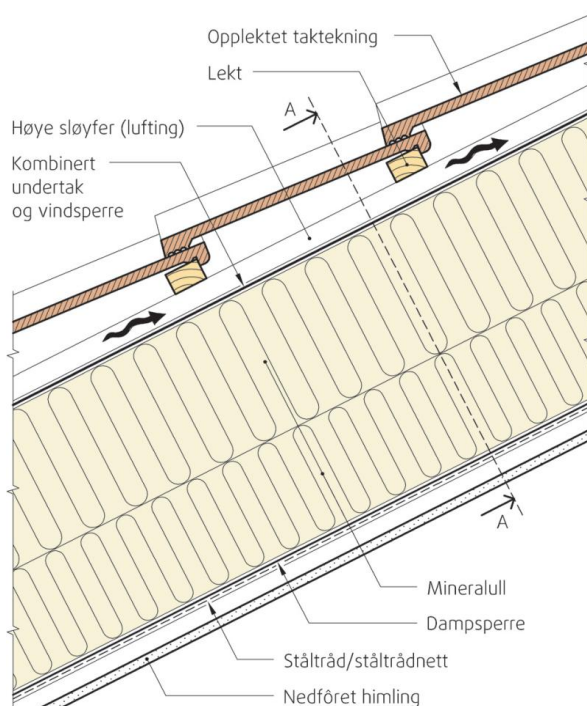
Ved brannteknisk dimensjonering kan konstruksjonens bæreevne bevises med en av to metoder (NS-EN 1991-1-2, figur 1):

1. Benytt **foreskrevne regler**. Termisk utvikling i konstruksjonen eller konstruksjonsdelen følger et standard brannforløp. Det benyttes kjente regneregler og metode for bestemmelse av gjenværende tverrsnitt, materialparametere, laster etc.
2. Benytt **ytelsesbasert kode**. Benytt forenklet eller avansert brannutviklingskurve. Beregn temperaturutvikling i de ulike delene av konstruksjonen eller konstruksjonsdelene for å bestemme gjenværende kapasiteter.

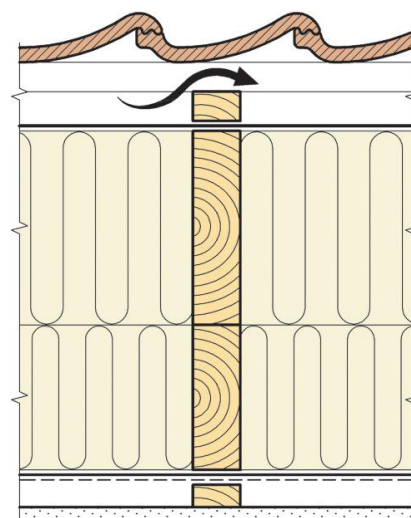
Metode 2 krever en utpreget kjennskap og erfaring til forhold som påvirker brannutviklingen, som for eksempel ventilasjonsforhold i rommet, møbleringsplan<sup>2</sup> og lignende. Metode 1 med et antatt standard brannforløp benytter erfaring fra tidligere branner. Ved bruk av metode 1 kan kravet til konstruksjonens bæreevne og stabilitet hentes fra veiledningen til Byggteknisk forskrift, der preakseptert ytelse er oppgitt. Konstruksjonen oppfylder kravet til brann når den beholder bæreevne og stabilitet gjennom 30 minutters nominell (standard) brann. Videre kan myndighetskravet møtes ved å benytte preakseptert løsning.

#### 2.1.1 Preakseptert løsning

Ved nybygging eller rehabilitering kan man benytte preaksepterte løsninger for dokumentasjon av bæreevne uten bruk av analyse. Figur 2.1 viser oppbyggingen av en takkonstruksjon med brannmotstand REI 30, som i tillegg til på møte kravet til bæreevne og stabilitet (R) også hindrer røyk/flamme (E) og temperaturspredning (I) i 30 minutter (NS 3919:1997).



Figur 2.1 – Vertikalsnitt av takkonstruksjon  
(Sintef Byggforsk, 2010, figur 32)



Figur 2.2 – Snitt A-A  
(Sintef Byggforsk, 2010, figur 32)

Som vist i figur 2.2 er trebjelkene fullstendig isolert, med gips og lekter på undersiden og mineralull på vertikalsidene. Himlingen er senket på 23 mm høye lekter under hovedbjelk-

<sup>2</sup> Møblering bidrar til brannskalering

ene, (BKS 525.101, 2007, s. 3). Ved gjennomføring av denne løsningen på den eksisterende takkonstruksjonen vil dog ikke byggherres ønske om bevaring av takhøyde og synlig bæresystem oppnås, og den må således forkastes. I rapporten vil takkonstruksjonen tilpasses til ønsket funksjon og brannmotstanden dokumenteres gjennom analyse.

### 2.1.2 Dokumentering av brannmotstandsevne

For å dokumentere konstruksjonens bæreevne og stabilitet ved brann skal det tas utgangspunkt i designprosedyren for prosjektering av konstruksjoner ved normaltemperatur gitt i Eurokode 5: "Prosjektering av trekonstruksjoner" – Del 1-1: "Allmenne regler og regler for bygging" med endringer for ulykkestilfellet brann gitt i Eurokode 5 - Del 1-2 "Brannteknisk dimensjonering", samt Eurokode 1 - Del 1-2 "Laster på konstruksjoner ved brann".

Tabell 2.1 skisserer rapportens oppbygning for dokumentasjon av brannmotstandsevne:

Tabell 2.1 - Prosedyre

Steg	Forklaring	Kapittel	Ekstern referanse
1	Kartlegg myndigheters krav til konstruksjonens bæreevne ved brann	1.2	TEK10 m/veiledning
2	Bestem materialparametere ved tilfelle brann	3.3.1	Eurokode 5 - Del 1-2
3	Kartlegg gjenværende bæresystem/komponenter etter dim. brann	3.3	Eurokode 5 - Del 1-2
4	Kartlegg statisk oppsett etter dim. brann	3.4	Eurokode 5 - Del 1-2
5	Bestem opptredende laster og lastfaktorer ved tilfelle brann	4	Eurokode 1 - Del 1-2
6	Kontroller konstruksjonens kapasitet og stabilitet	5.1	Eurokode 5 - Del 1-1
7	Eventuelt utbedre konstruksjonen og gjenta steg 3, 4 og 6	6, 0	-

Oppførselen til konstruksjonen ved brann skal bedømmes ved at det tas hensyn til en nominell (standard) brannpåvirkning i kombinasjon med de samtidig opptredende lastene (NS-EN 1990, kapittel 5.1.4). For trekonstruksjoner gjøres dette ved å følge Eurokode 5 – Del 1-2 "Brannteknisk dimensjonering", ved å regne effektivt gjenværende tverrsnitt på konstruksjonskomponentene etter 30 minutters standard brann.

## 2.2 Teori

Det følgende tar for seg teori som er brukt gjennom oppgaven og i kapasitets- og stabilitetsanalysene utført i Focus konstruksjon 2013.

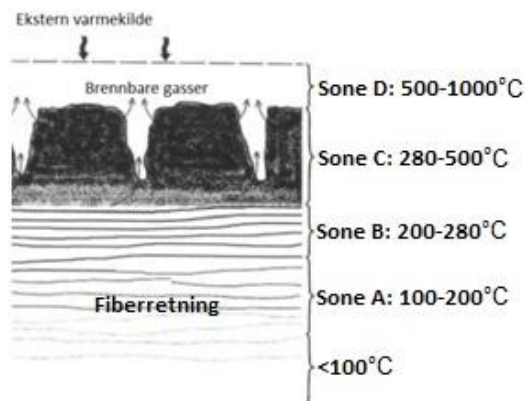
### 2.2.1 Brannpåvirkning på eksponert treverk

Ved branneksposering på treverk vil tverrsnittskapasiteten til emnet endres i forhold til normaltemperatur på 3 måter:

1. Tverrsnittet reduseres ved forkulling
2. Reell materialfasthet reduseres ved temperaturøkning i tverrsnittet
3. Dimensjonerende materialfasthet økes i forhold til normaltemperatur på grunn av lavere sikkerhetsmarginer ved tilfelle brann



Figur 2.3 viser forløpet ved brann i treverk fra utside (øverst) innover til kjernen av materialet (nederst).

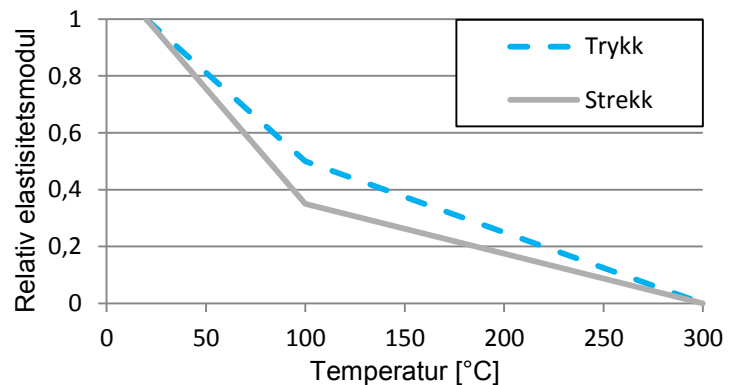


Figur 2.3 – Brannforløp i treverk (TBA4177 - Brannikkerhet VK, 2014)

Sone:

- D** **Ingen styrke:** Oppsmuldring av kullag med avgivning av CO, CO<sub>2</sub> og H<sub>2</sub>O-gass
- C** **Ingen styrke:** Rask pyrolyse. Avgivning av CH<sub>4</sub>, CO og forkulling av treverket. Kullaget har sprekkdannelser på grunn av volumreduksjon fra treverk til kull. Oksygen slipper ned i sprekken og driver forbrenningen av de brennbare gassene
- B** **Redusert styrke:** Treverket avgir brennbare gasser og gjennomgår en sakte pyrolyse. Ingen antenning pga. mangel på oksygen.
- A** **Redusert styrke:** Vann fordampes. Ved 160-180°C begynner dekomponeringen av treverket inn i hovedbestanddelene ligning, cellulose og hemi-cellulose. Allerede her svekkes fasthetsegenskapene.

Figur 2.4 viser relativ endring i elastisitetsmodul for treverk som funksjon av temperatur. Relativt små økninger i temperaturen gir kraftig negativt utslag for fasthetsegenskapene, og ved 300°C er det ingen styrke igjen i treverket. Forkullingsdybde angis fra original ytre ende inn til 300°C-isoterme (NS-EN 1995-1-2, kapittel 3.4.1 (4)).



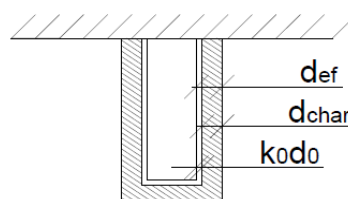
Figur 2.4 – Relativ elastisitetsmodul som funksjon av temperatur

#### Effektivt tverrsnitt:

Forkullingsdybde i treverket etter  $t=30$ minutters branneksporing beregnes etter Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering.

Standarden angir 2 metoder for beregning av gjenværende mekanisk motstandsevne i tretverrsnitt etter branneksporing. "Reduced properties method" (reduerte egenskapers metode) beregner reell forkulling av treverket, og beregner gjenværende styrkeegenskaper ut fra temperaturøkningen i gjenværende tverrsnitt. "Reduced cross-section method" (reduert tverrsnittsmetode) beregner effektivt gjenværende tverrsnitt, og er angitt som gjeldende metode i nasjonalt tillegg til standarden.

Ved brannteknisk dimensjonering av takkonstruksjonen skal det beregnes en effektiv forkullingsdybde ( $d_{ef}$ ), som både innebærer dybden av det forkullede laget ( $d_{char}$ ) og en tilleggsdybde ( $k_0 d_0$ ), jf. figur 2.5.



Figur 2.5 – Forkulling (nominell)

Tilleggsdybden tar hensyn til svekkelsen i materialfastheten som følge av temperaturøkningen. Materialelegenskapene i det gjenværende tverrsnittet kan dermed antas bevart, tilsvarende fasthetsegenskapene ved romtemperatur. Gjenværende tverrsnitt finner man ved å trekke effektiv forkullingsdybde,  $d_{ef}$ , fra originaldimensjonene fra alle ender som er eksponert under brann, som vist i figur 2.5. Utregning av forkullingsdybde gjøres i kapittel 3.3.2.

#### Dimensjonerende materialfastheter ved tilfelle brann:

De dimensjonerende materialfasthetene ved tilfelle brann er større enn de man bruker i normalt tilstand. Grunnen til dette er at man tillater lavere sikkerhetsmarginer ved beregning av dimensjonerende verdi fra karakteristisk verdi.

Det følgende er hentet fra Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering, kapittel 2.3:

Dimensjonerende fasthet ved tilfelle brann,  $f_{d,fi}$ :

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{k_{fi} f_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (1)$$

der

$f_k$  karakteristisk materialfasthet ved normaltemperatur

$k_{mod,fi}$  modifikasjonsfaktor

$k_{fi}$  en faktor ved bruk i branntilfelle

$\gamma_{M,fi}$  sikkerhetsfaktor for konstruksjonsvirke i tilfelle brann

Dimensjonerende elastisitetsmodul og skjærmodul,  $S_{d,fi}$ :

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{k_{fi} S_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (2)$$

$$k_{mod,fi} = 1,0 \text{ (ref. 4.2.2 (5))} \quad (3)$$

$$k_{fi} = 1,25 \text{ (ref. tabell 2.1)} \quad (4)$$

$$\gamma_{M,fi} = 1,00 \text{ (ref. 2.3 (1)P)} \quad (5)$$

Ved å sette inn verdiene (3-5) i (1) og (2) får man følgende uttrykk:

$$f_{d,fi} = 1,25 f_k \quad (6)$$

$$S_{d,fi} = 1,25 S_k \quad (7)$$

## 2.2.2 Kapasitetsanalyse

### Opptredende krefter:

Opptredende krefter i konstruksjonen finner man med lineær lastanalyse i analyseprogrammet "Focus Konstruksjon 2013" (FK13). For den tegnede konstruksjonen med bestemte opplager- og knutepunktsbetingelser etablerer FK13 følgende stivhetsrelasjon:

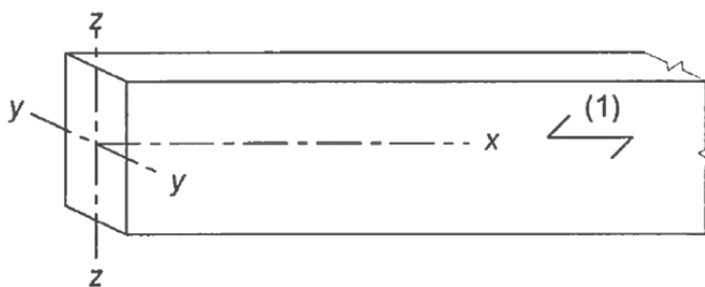
$$Kr = R$$

hvor K er beregningsmodellens systemstivhetsmatrise, R er lastvektoren for vedkommende lastkombinasjon, og r er forskyvningsvektoren for vedkommende lastkombinasjon.

Beregningen med lineær lastanalyse beregner systemstivhetsmatrisen for den tegnede konstruksjonen. Den deler konstruksjonskomponentene inn i elementer og regner bøyings-, aksial- og skjærdeformasjoner. Programmet benytter 1. ordens teori med følgende antagelser (fra FK13' hjelpefunksjon<sup>3</sup>):

- Naviers hypotese (plane tverrsnitt forblir plane)
- Små forskyvninger
- Lineært-elastisk materiale
- Likevekt refererer til udeformert geometri

Programmet løser stivhetsmatrisen med hensyn på de ukjente forskyvningene ( $r$ ), og kan ut fra det finne snittkreftene i hver elementende. Kjente krefter er:  $M_x, M_y, M_z, N, V_y$  og  $V_z$  jf. figur 2.6, samt opplager- og eventuelle leddkrefter.



**Tegnforklaring**  
(1) Fiberretning

**Figur 2.6 – Konstruksjonselementets hovedakser (fra NS-EN 1995-1-1 figur 6.1)**

Tverrsnittskapasiteter:

For alle beregninger gjelder det at treverket har orientert fiberretningen parallelt med lengderetningen på bjelken, jf. figur 2.6. z-aksen er definert som den svakere akse. For hvert element gjør FK13 en kapasitetsanalyse der de kjente kreftene beregnes i henhold til kravene til kapasitetskontroll. For trekonstruksjoner i bruddgrensetilstand er disse kravene gitt i Eurokode 5.

Det følgende er hentet fra Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, kap.6 "Bruddgrensetilstander".

For segmenter som er utsatt for spenninger i én hovedretning kontrolleres tverrsnittskapasitetene etter EC5 del 1-1, kapittel 6.1:

Trykk i fiberretningen

NS-EN 1995-1-1:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d,fi} \tag{6.1}$$

der

$\sigma_{c,0,d}$  dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen  
 $f_{c,0,d,fi}$  dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{I_y} z + \frac{M_{z,Ed}}{I_z} y \tag{Irgens, 2008, s. 28}$$

<sup>3</sup> Vedlegg 2: Focus hjelpefunksjon. Lineær teori

### Bøyning

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \leq 1 \quad (6.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \leq 1 \quad (6.12)$$

der

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,Ed}}{W_y}, \quad \text{er dimensjonerende bøyespenning om hovedaksen (ref. Figur 2.6)}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,Ed}}{W_z} \quad (\text{Irgens, 2008, s. 28})$$

$f_{m,y,d,fi}$ ,  $f_{m,z,d,fi}$  tilhørende dimensjonerende bøyefasthetene

$$k_m = 0,7 \text{ for rektangulære tverrsnitt} \quad 6.1.6 (2)$$

### Skjær

For tverrsnitt som også er utsatt for bøyning gjelder:

$$\tau_{fi,d} \leq f_{v,fi,d} \quad (6.13)$$

$$\text{der } \tau_{fi,d} = \frac{3}{2} \frac{V_{Rd}}{h * b_{eff}}, \quad b_{eff} = k_{cr} * b, \quad k_{cr} = 0,67 \quad (6.14)$$

For segmenter som er utsatt for kombinerte spenninger kontrolleres tverrsnittskapasitetene etter EC5 del 1-1, kapittel 6.2:

### Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \leq 1 \quad (6.20)$$

## 2.2.3 Kontroll av konstruksjonsstabilitet

Ved lineær lastanalyse kontrollerer FK13 elementenes stabilitet etter EC5, del 1-1 kapittel 6.3 "Stabilitet av bygningsdeler". De viktigste formlene er gjengitt her:

### Søyler utsatt for en kombinasjon av trykk og bøyning

NS-EN 1995-1-1:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \leq 1 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \leq 1 \quad (6.24)$$

der  $k_{c,z}$ ,  $k_{c,y}$  er faktorer som tar hensyn til bjelkens kneklengde/slankhet

Bjelker utsatt for en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.35)$$

der

$k_{crit}$  tar hensyn til den reduserte bøyefastheten som følge av sideveis utbøyning av bjelketverrsnittet. Avhenger av vippelengde ( $l_{ef}$ )

Vippelengder:

For en fritt opplagt bjelke er forholdet mellom vippelengden ( $l_{ef}$ ) og spennvidden ( $l$ ) som angitt i tabell 2.2.

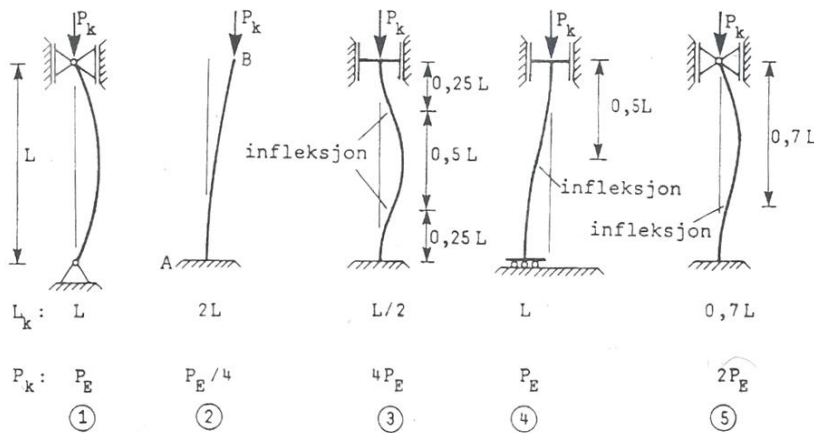
**Tabell 2.2 – Forholdet mellom vippelengde og spennvidde for fritt opplagt bjelke (NS-EN 1995-1-1 Tabell 6.1)**

Belastingstype	$l_{ef}/l$
Konstant moment	1,0
Jevnt fordelt last	0,9
Konsentrert kraft i midtpennet	0,8

For bjelker som er belastet på topp av bjelken bør  $l_{ef}$  økes med  $2h$ , der  $h$ =bjelkehøyden.

Knekk lengder:

For å beregne stabilitet etter EC5 må det oppgis knekk lengder på komponentene. Figur 2.7 viser knekkform- og lengde for ulike sentrisk belastede søyler i trykk.



**Figur 2.7 – Typer av sentrisk belastede staver (Irgens, 2008, s. 30)**

Knekklast er gitt ved:

$$P_k = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} \quad (\text{Irgens, 2008, s. 30})$$

der

- $E$  elastisitetsmodulen for staven
- $I$  2. arealmoment om bøyningssaksen
- $L_k$  knekk lengden

Ved økning av knekk lengden, reduseres knekklasten. En bjelke med fast innspente opplagere som gitt i eksempel 3 på figur 2.7, vil ha 4 ganger høyere knekklast enn eksempel 1 (fri rotasjon). Ved usikkerhet rundt stivhet i innspenninger/koblinger er det derfor alltid tryggere å velge en mykere kobling enn en stivere.

I den digitale hjelpefunksjonen til FK13 oppgis det at programmet ikke alltid gir korrekte verdier for søyle- og bjelkesegmenter i trykk i kombinasjon med bøyning. Grunnen skyldes at Eurokode 5: "Prosjektering av trekonstruksjoner" er utarbeidet med tanke på manuelle kontroller. Ved manuell kontroll vil man normalt sett kun undersøke kapasiteten i det mest påkjente snittet, mens FK13 benytter de samme formlene for kapasitetsberegning i hele elementet<sup>4</sup>.

Linearisert knekningsanalyse:

For å kontrollere stabiliteten til konstruksjonen etter dimensjonerende brann vil det ved siden av lineær lastanalyse kjøres en knekningsanalyse.

Ved linearisert knekningsanalyse gir FK13 et brukbart estimat på hvor mye en gitt lastkombinasjon kan skaleres med før konstruksjonen knekker ut. I stabilitetskontrollen gitt i Eurokode 5 - Del 1-1 kapittel 6.3 kontrolleres enkeltelementer (søyle/bjelke), mens det her ses på systemknekning<sup>5</sup>.

Programmet angir knekkfaktor for ulike knekkformer som indikerer hvor mye lastene må multipliseres med for at konstruksjonen går til brudd:

*Knekkfaktor  $\lambda \leq 1,0 \rightarrow$  Konstruksjonen går til brudd*

*Knekkfaktor  $\lambda > 1,0 \rightarrow$  Konstruksjonen er stabil*

---

<sup>4</sup> Vedlegg 3: Focus hjelpefunksjon. Programmering av forskriftenes bestemmelser.

<sup>5</sup> Vedlegg 4: Focus hjelpefunksjon. Linearisert knekning.

### 3 Takkonstruksjon

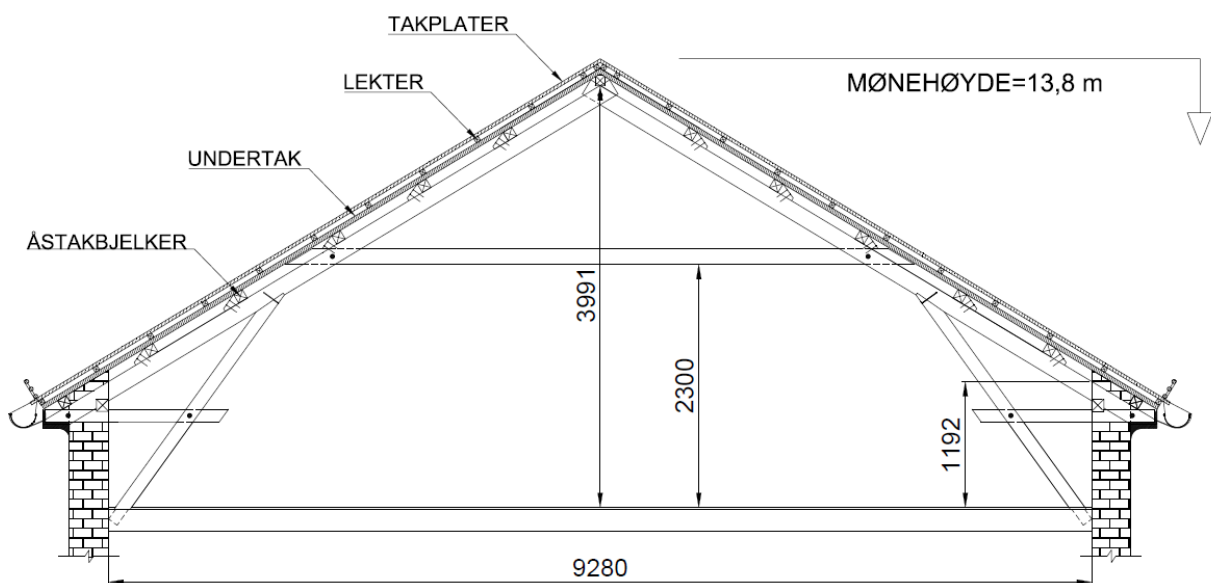
Kapittelet omhandler den eksisterende takkonstruksjonen (bilde 3.1) og kartlegger bæresystemet som skal benyttes videre i rapporten.



Bilde 3.1 – Loftet med synlig bæresystem

#### 3.1 Bæresystemet

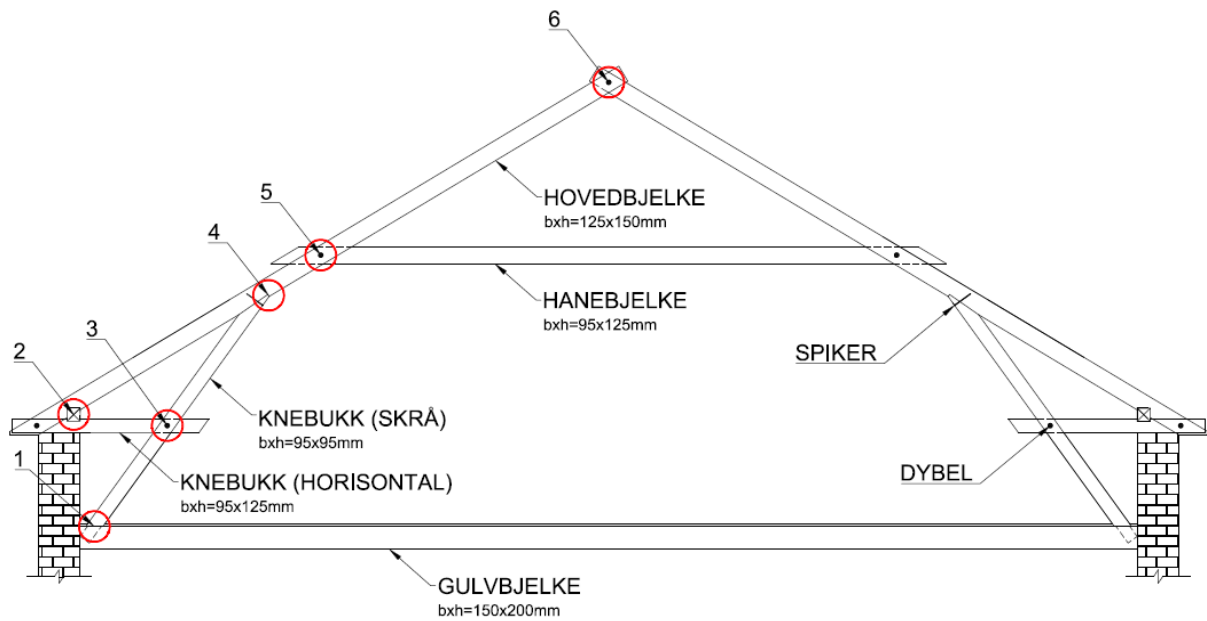
Takets oppbygging er som vist i figur 3.1, med korrugerte takplater av stål opplekket på undertak av rupanel. Hovedbæerne består av seks saltakstoler med knebukkavstivning i endene. Over dette ligger det et tverrgående bjelkelag ("åstakbjelker").



Figur 3.1 – Originalkonstruksjon (vertikalsnitt)



Takstolene er hindret fra forskyvning i horisontal- og vertikalplanet på kneveggene (2) og har lastoverføring fra hovedbjelkene via knebukkene til gulvbjelkene (1) og via nedre ende av hovedbjelkene til teglsteinsveggene (2), jf. figur 3.2.



**Figur 3.2 – Takstol (vertikalsnitt)**



**Bilde 3.2 – (1) Knebuikk skråkomponent innfelt i gulvbjelke**



**Bilde 3.3 – (2) Knebuikk horisontalkomponent og hovedbjelke mekanisk låst til tverrbjelke**



**Bilde 3.4 – (3) Kobling mellom skråkomponent og horisontalkomponent i knebukken**



**Bilde 3.5 – (4) Skråkomponent fra knebuikk koblet til hovedbjelken i innhugg**





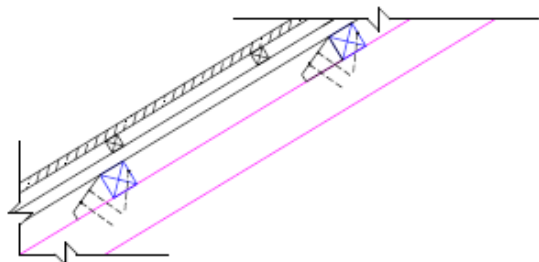
Bilde 3.6 – (5) Hanebjelke og hovedbjelke innfelt i hverandre



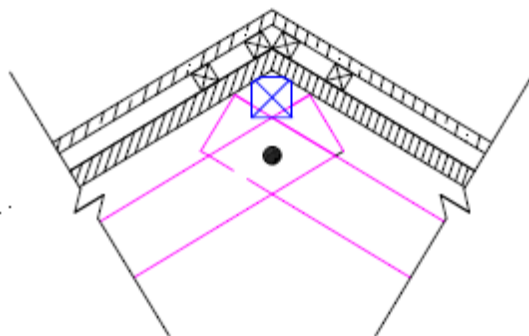
Bilde 3.7 – (6) Hovedbjelkene møtes og er innfelt i hverandre i topp

Alle koblingene antas å ha fri rotasjon, hvilket er konservativt ved senere beregning av knekk lengder.

Åstakbjelkene hviler mot hovedbjelkene med påliggende åsklosser (figur 3.3). Bjelkene er fastspent mot forskyvning normalt på hovedbjelkene med en grov spiker. I topp er åstakbjelken felt inn over hovedbjelkene (bilde 3.7 og figur 3.4). Den mekaniske forbindelsen mellom åstakbjelkene mot hovedbjelkene hindrer også horisontal utbøyning av hovedbjelkene i festepunktene.

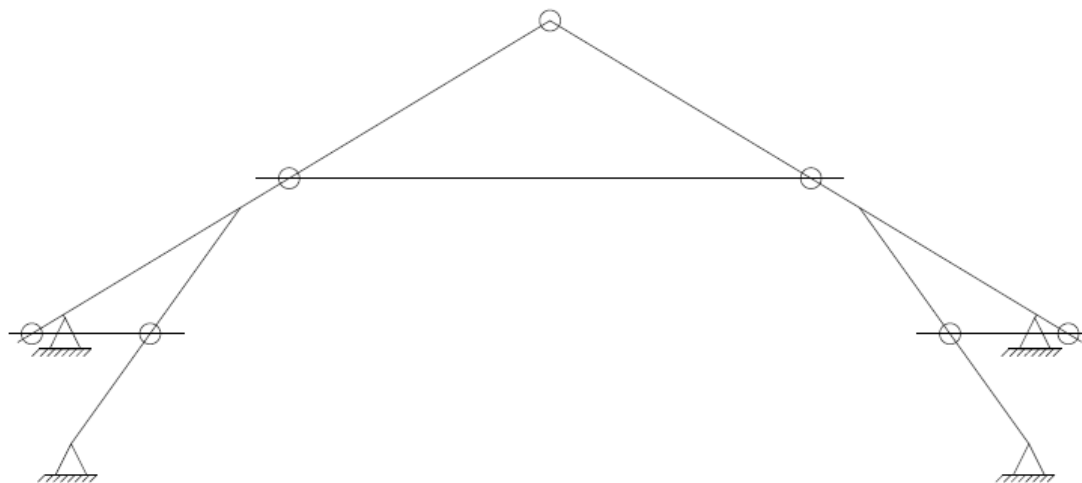


Figur 3.3 – Åstak over hovedsperrer med åsklosser

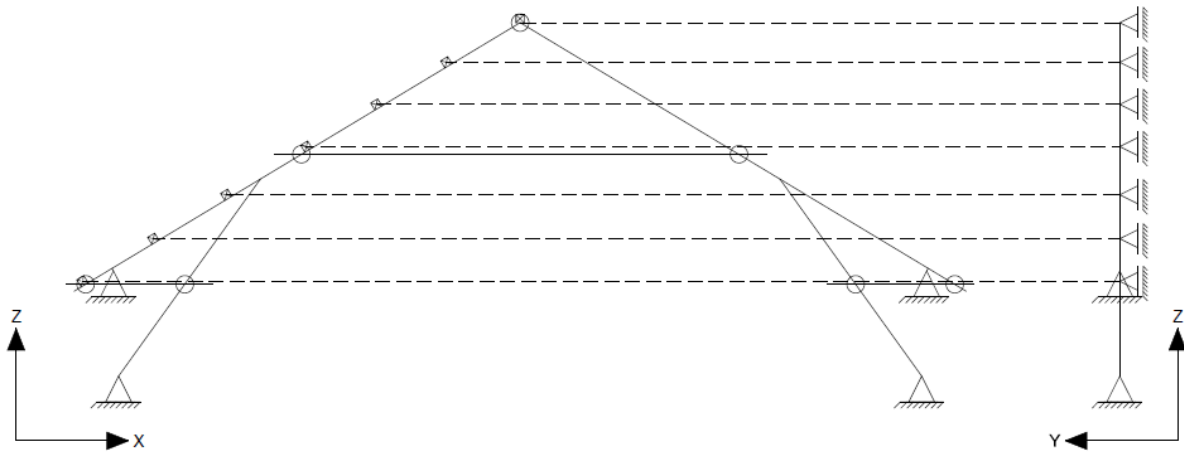


Figur 3.4 – Åstakbjelke i topp låser konstruksjonen

Ut fra disse opplysningene danner det seg et bilde over statisk bæresystem. Konstruksjonen har rotasjonslagere som anvist i figur 3.5, og er fastlåst mot forskyvning i y-retning som vist i figur 3.6.

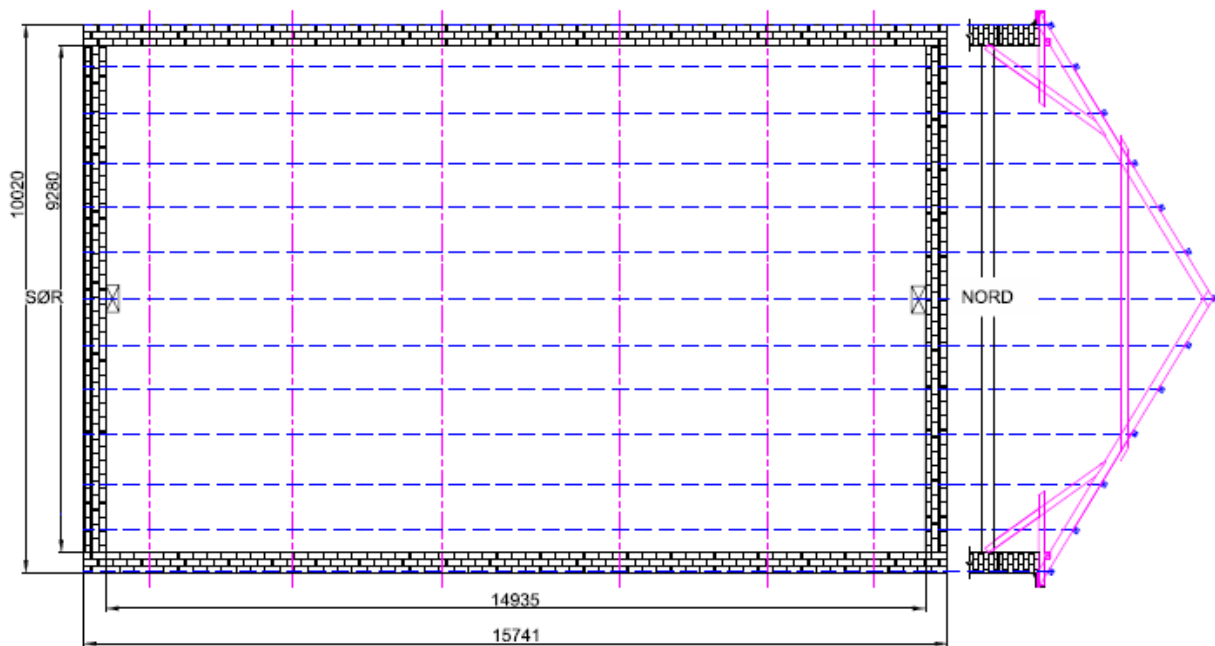


Figur 3.5 – Statisk bæresystem, skisse



Figur 3.6 – Fastlåsing ut av planet, skisse

Egenvekten av konstruksjonen over takstolene samt eventuell opptredende last på takflaten forplanter seg som punktlaster ned i hovedbjelkene i alle punkter der åstakbjelkene hviler. Åstakbjelkene ender opp med gavlveggene som bæring i hver ende av bygningen (sør og nord på figur 3.7).



Figur 3.7 – Åstakbjelker i blått på takstoler i rosa (vertikalsnitt)

## 3.2 Etterisolering til boligformål

For at loftet skal fungere til boligformål må det gjøres endringer i takkonstruksjonen. Ut fra rammetillatelsen<sup>6</sup> som foreligger samt hensyn til byggherres ønsker skal det gjøres følgende:

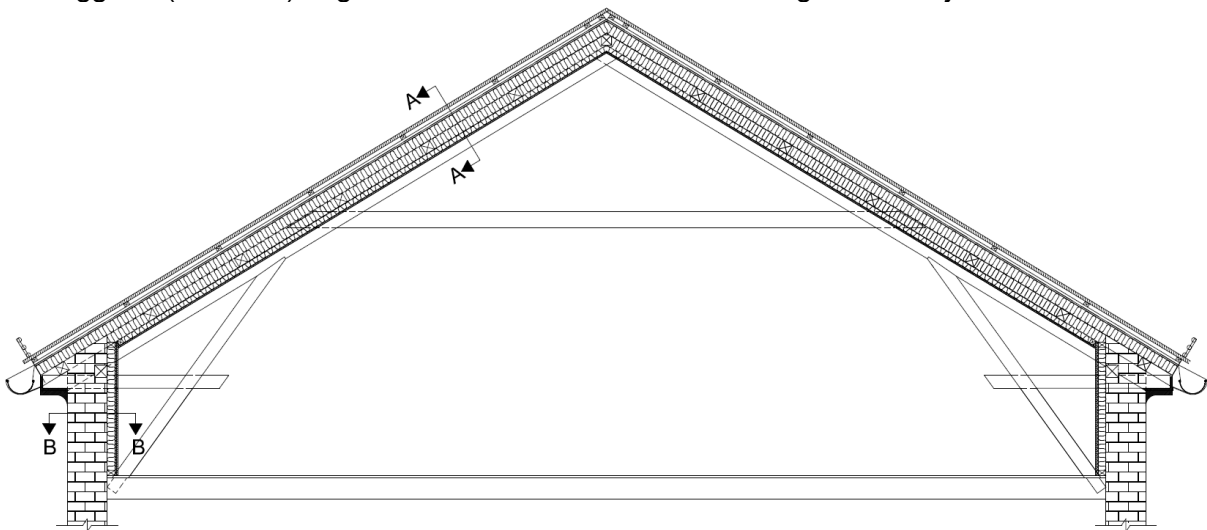
- Gavlvegger (mot tilstøtende nabobygg) forblir uendrede
- Knevegger etterisoleres og plateslås innvendig
- Taket etterisoleres med 10 cm på oversiden av eksisterende undertak og platekles på innsiden
- Eksisterende undertak av to lag tømmermannskledning fjernes og erstattes med nytt undertak for å spare vekt<sup>7</sup> og høydeendring utover i takkonstruksjonen

Etterisolering og ny innvendig kledning vil hindre brannpåvirkning på bakenforliggende konstruksjon en periode ut i brannen. Dette forenkler kapasitetsanalysen da man kan se vekk fra endring i stabilitet og bæreevne i upåvirkede elementer dersom det følgende er innfridd:

Dersom vegg- eller takelementet har lengre gjennombrenningstid ved nominell brann enn angitt, kan bakenforliggende konstruksjon antas fullstendig bevart etter 30 minutters brann (NS-EN 1991-1-2, ligning 2.1):

$$\text{Brannmotstandstid, } t_{d,fi} \geq t_{fi,requ} = 30 \text{ min}$$

For å gjøre beregningen av originalkonstruksjonen rasjonell og nyttig for videre arbeid ses det på framtidig situasjon, med himling mellom hovedbjelkene (snitt A-A) og etterisolering på kneveggene (snitt B-B). Figur 3.8 viser vertikalsnitt av framtidig konstruksjon.



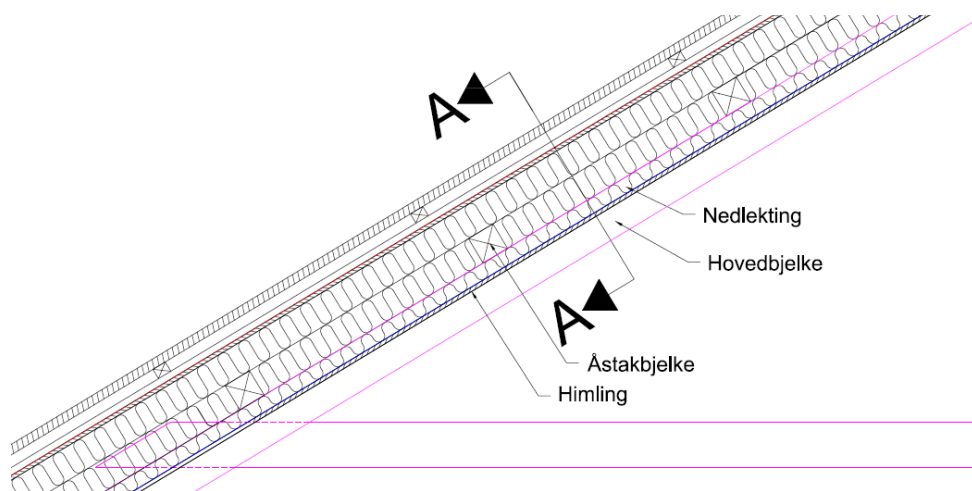
Figur 3.8 – Ny takkonstruksjon (vertikalsnitt)

### 3.2.1 Tak (snitt A-A):

Innvendig himling rettes av på 48x48 mm lekter, og taket etterisoleres med ca 15 cm isolasjon mellom åstakbjelker og i senket himling. Gammelt undertak på åstakbjelkene fjernes for reduksjon av takets egenvekt og reduksjon av endring i mønehøyde, og det legges isolasjon mellom stående bjelker på åstakbjelkene. Figur 3.9 på neste side viser plassering av himling i forhold til (bakenforliggende) hovedbjelke.

<sup>6</sup> Vedlegg 1: Rammetillatelse

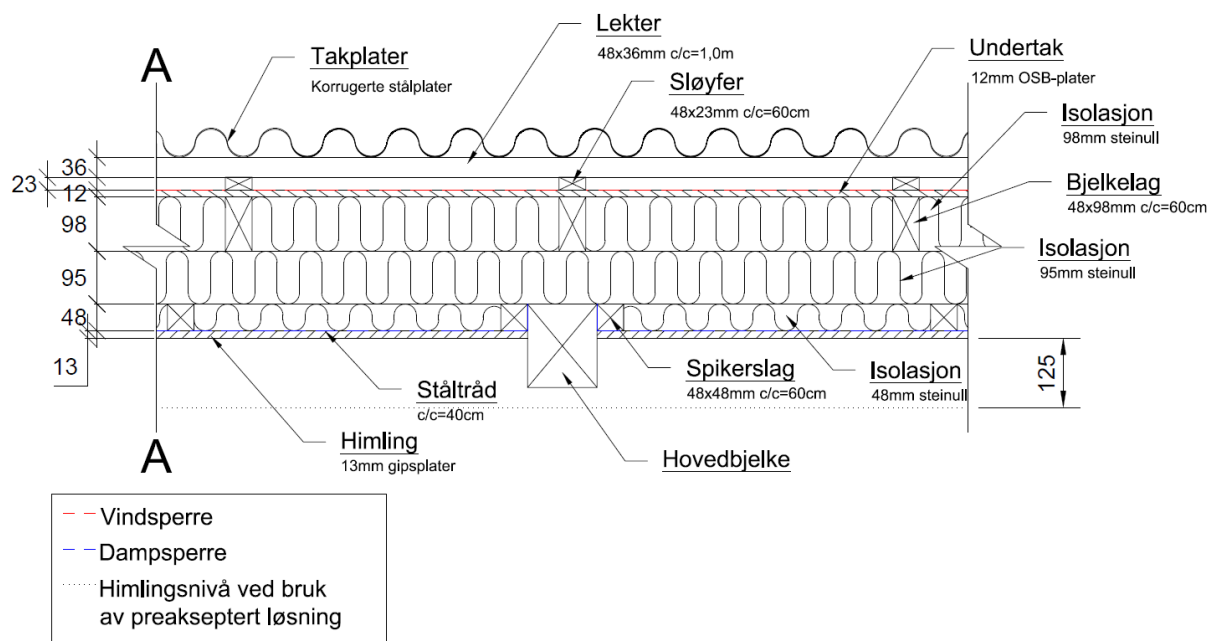
<sup>7</sup> Vedlegg 7: Beregning av ekstra egenlast



Figur 3.9 – Senket himling (vertikalsnitt)

Nytt lufttet tak består av korrugerte stålplater på sløyfer og lekter. Sløyfene utføres i (bxh) 48x23mm. Over dette krysslekter man med 48x36mm lekter med senteravstand 1,0 m, jf. Sintef Byggforsk (BKS 544.103, 2007, Tabell 42 a).

Innvendig himling lektes ned ved å skru 48x48mm lekter direkte på åstakbjelkene som vist i figur 3.10. Nedlektingen forenkler klemming av dampsperre, avretting av himling på eksisterende konstruksjon og brannisolering av ovenforliggende bæresystem. Hovedbjelkene går fra å være fullstendig eksponerte til å være delvis eksponerte fra 3 av 4 sider.



Figur 3.10 – Snitt A-A (vertikalsnitt)

Løsningen innebærer en bevaring dybden på 125 mm sammenlignet med preakseptert løsning og himling på lekter under hovedbjelkene, jf. kapittel 2.1.1 "Preakseptert løsning".

#### Brannbeskyttelse i himling:

Dersom den senkede himlingen under åstakbjelkene skjermer ovenforliggende konstruksjon ved brann i minimum 30 minutter kan ovenforliggende konstruksjon, som åstakbjelkene og videre, antas styrke- og stabilitetsmessig bevart.

Med 13mm gips i himling er tiden til start av forkulling av bakenforliggende spikerslag,  $t_{ch, spikerslag}$ :

NS-EN 1995-1-2:

$$t_{ch, spikerslag} = 2,8h_p - 14 = 2,8 * 13 - 14 = 22,4 \text{ min} \quad (3.11)$$

Gipsen feiler etter  $t_f$  ("time to failure"):

$$t_f = t_{ch} = 22,4 \text{ min} \quad (3.15)$$

Gipshimlingen er gjennombrønt 22,4 minutter ut i brannforløpet. Etter at himlingen er gjennombrønt sørger ståltråd festet i spikerslagene med senteravstand 400 mm for å holde isolasjonen på plass (BKS 520.308, 2010, s. 3). Ståltråden festes på spikerslagene med stålkramper. Penetrasjonsdybden på festemidlene må dimensjoneres til å tåle forkulling på spikerslagene.

Forkulling vil fortsette på spikerslag (48x48 mm) den gjenværende perioden. Da isolasjonen blir værende er spikerslagene kun eksponert for brann på én side, og forkullingsdybden på spikerslagene 1-dimensjonal (oppover). Forkullingsdybden beregnes som følger (NS-EN 1995-1-2, 2010, kapittel 4.2.2):

Branneksponeringstid for spikerslag,  $t_{spikerslag}$ , er tidsperioden fra gipshimlingen er gjennombrønt til brannmotstandstiden er nådd:

$$t_{spikerslag} = 30 - 22,4 = 7,6 \text{ min}$$

I tidsperioden gipsen beskytter treverket bak, opplever treverket en kraftig temperaturøkning uten forbrenning. For et opprinnelig brannbeskyttet treverk skal forkullingsraten multipliseres med en faktor  $k_3=2$ . Dette gjelder fram til tiden  $t_a$  fra brannstart. Dersom  $t_a$  er større enn 30 minutter vil faktoren benyttes (NS-EN 1995-1-2, figur F1).

NS-EN 1995-1-2:

$$t_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2t_f = 2 * 22,4 \text{ min} = 44,8 \text{ min} \\ \frac{25}{k_3\beta_n} + t_f = \frac{25}{2 * 0,8} \text{ min} + 22,4 \text{ min} = 38,0 \text{ min} \end{array} \right. \quad (3.8)$$

$$t_a = 38,0 \text{ min} > 30 \text{ min}$$

→ Benytt faktor  $k_3$

Effektiv forkullingsdybde i spikerslag:

$$d_{ef, spikerslag} = k_3 * \beta_n * t + k_0 * d_0 \quad (4.1)$$

$$k_0 = 1,0$$

Figur 4.2 b)

$$d_{ef, spikerslag} = 2 * 0,8 \text{ mm/min} * 7,6 \text{ min} + 1,0 * 7 \text{ mm} = 11,7 \text{ mm}$$

Spikerslagene får en forkullingsdybde på 11,7 mm etter 30 minutters brann. Gipsen feiler 22,4 minutter ut i brannforløpet. Festemidlene til ståltråden må være minimum 10 mm inn i friskt trevirke, og penetrasjonslengden til festemiddelet beregnes som følger:

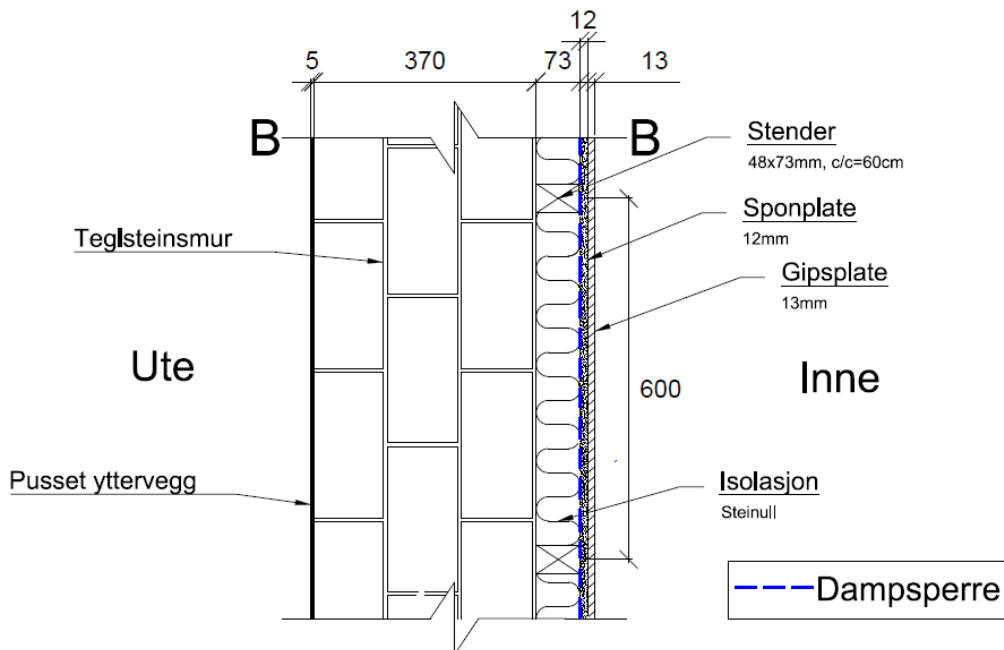
$$I_{f, req} = h_p + d_{char, 0} + I_a \quad (3.16)$$

$$I_{f, req} = 13 \text{ mm} + 0,65 \text{ mm/min} * 7,6 \text{ min} + 10 \text{ mm} = 27,9 \text{ mm}$$

Som festemiddel til ståltråden anbefales det at det brukes kramper med minimum lengde på 30 mm. Åstakstolene og ovenforliggende konstruksjon er fullstendig beskyttet og bevart bak isolasjonen og ses ikke på videre i oppgaven.

### 3.2.2 Knevegg (snitt B-B):

Ved etablering av leiligheter skal det etterisolereres innvendig på knevegger med steinull. Veggene skal settes opp med spikerslag (48x73mm), ett lag 12 mm sponplater samt ett lag 13mm gipsplater som vist i figur 3.11.



Figur 3.11 - Snitt B-B Knevegg (horizontalsnitt)

#### Brannbeskyttelse i bindingsverksvegg:

Gipsplaten har en gjennombrenningstid på 22,4 minutter, lik start av forkulling i bakenforliggende sponplate.

Forkullingsraten til sponplate:

NS-EN 1995-1-2:

$$\beta_0 = 0,9 \text{ mm/min}$$

tabell 3.1 d)

Forkullingsraten gjelder for en plate med tykkelse 20 mm og massetetthet på 450 kg/m<sup>3</sup>. For sponplater med tykkelse h<sub>p</sub>=12 mm og egenvekt ρ<sub>k</sub>=700 kg/m<sup>3</sup> blir justert forkullingsdybde:

$$\beta_{0,\rho,t} = \beta_0 k_\rho k_h = \beta_0 \sqrt{\frac{450}{\rho_k}} \sqrt{\frac{20}{h_p}} = 0,9 \sqrt{\frac{450}{700}} \sqrt{\frac{20}{12}} = 0,93 \text{ mm/min} \quad (3.4), (3.5) \text{ og } (3.6)$$

$$t_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2t_f = 2 * 22,4 \text{ min} = 44,8 \text{ min} \\ \frac{25}{k_3 \beta_{0,\rho,t}} + t_f = \frac{25}{2 * 0,93} \text{ min} + 22,4 \text{ min} = 35,8 \text{ min} \end{array} \right. \quad (3.8)$$

$$t_a = 35,8 \text{ min} > 30 \text{ min}$$

→ Benytt faktor k<sub>3</sub>

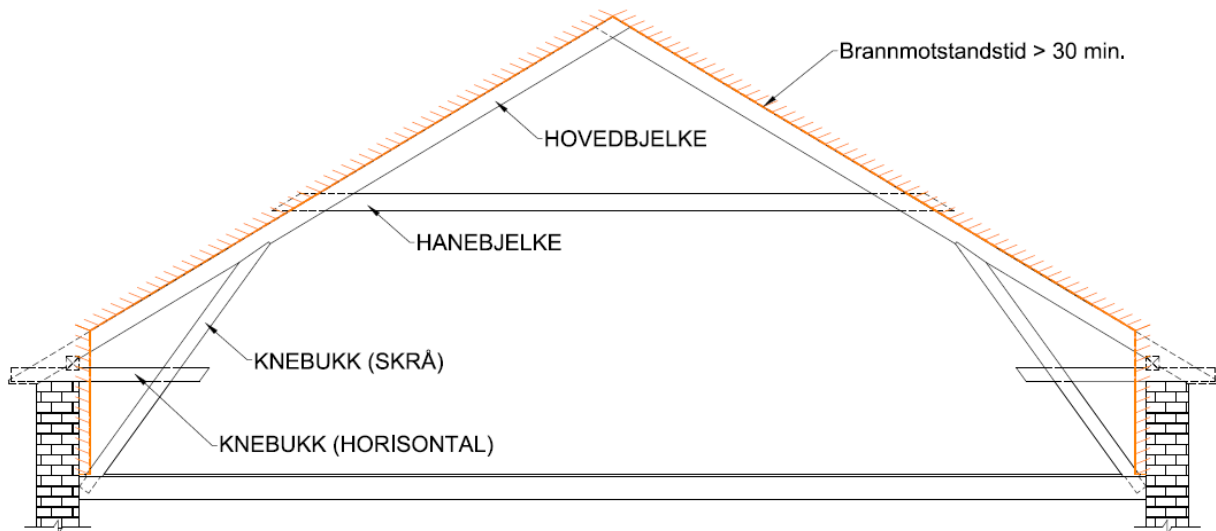
Forkullingsraten må multipliseres med faktoren k<sub>3</sub>=2 for å ta hensyn til tidlig oppvarming:

$$\beta_{spon} = \beta_{0,\rho,t} * k_3 = 0,93 * 2 = 1,86 \quad 3.4.3.2 (4)$$

Forkulling gjennom platelag:

$$t_{gips+spon} = t_{ch,spon} + \frac{h_{p,spon}}{\beta_{spon}} = 22,4 \text{ min} + \frac{12 \text{ mm}}{1,86 \text{ mm/min}} = 28,9 \text{ min}$$

Gjennombranningstiden til platelagene i veggene er 28,9 minutter. Isolasjonen bak bidrar til at veggkonstruksjonen antas å beskytte bakenforliggende konstruksjon i minimum 30 minutter. Området utenfor de oransje linjene i figur 3.12 er beskyttet i 30 minutter og upåvirket etter dimensjonerende brann. Lastpåvirkningen på åstakbjelkene og videre ut ikke med i konstruksjonsanalysen da styrken er bevart ved brann.



Figur 3.12 - Brannekspontert bærekonstruksjon

Det går videre med å kartlegge brannpåvirkning på bæresystemet skissert i figur 3.12.

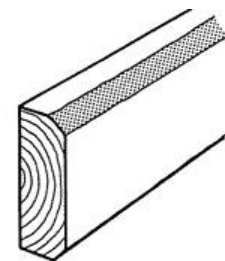
### 3.3 Gjenværende bæresystem etter nominell brann

Det skal bestemmes gjenværende tverrsnitt etter 30 minutters nominell brann.

#### 3.3.1 Material og materialfastheter

Takets bærekonstruksjon er av tresorten gran. Ved befaring av loftet er det funnet at treverket er i meget god stand, uten skader fra fukt eller råte. Materialet anses derfor å være i samme fasthetsklasse som dagens skurlast.

Betegnelsen "skurlast" vil si at bjelkene er grove, med sprekkdannelser og forekomster av hjørneavrunding (vankant) der tverrsnittet har blitt sagt utenfor stokkens omkrets. Vankant er vist i figur 3.13. I følge Sintef Byggforsk er virke med vankant innenfor en viss toleranse like sterkt som tverrsnitt med skarpe kanter. Bevaringen i styrke skyldes at endefibrene ikke er brutt i lengderetning (BKS 571.523, 2000, s. 8).



Figur 3.13 – Vankant gir ikke styrkereduksjon

Gjennomsnittlig densitet for tresorten gran er ca  $430 \text{ kg/m}^3$  i helt tørr tilstand. Det forenkles her med å sette tømmeret i en konservativ fasthetsklasse, C24 for konstruksjonsvirke, for å slippe unødig interpolasjon mellom kjente tabellverdier ved bruk av materialfasthetene. Karakteristisk densitet ( $\rho_k$ ) og gjennomsnittlig densitet ( $\rho_{mean}$ ) settes som følger:

Konstruksjonsvirke, fasthetsklasse C24 (NS-EN 338:2009, tabell 1):

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$$



Tresorten betegnes som "softwood" (barte). Relevante karakteristiske verdier for materialfasthetene er gjengitt her i tabell 3.1.

**Tabell 3.1 – Karakteristiske fastheter og elastisitetmodul for klasse C24 (NS-EN 338:2009, tabell 1)**

	Symbol	Verdi	Enhet
Bøyefasthet	$f_{m,k}$	24	N/mm <sup>2</sup>
Strekfasthet parallelt med fiberretningen	$f_{t,0,k}$	14	N/mm <sup>2</sup>
Trykkfasthet parallelt med fiberretningen	$f_{c,0,k}$	21	N/mm <sup>2</sup>
Skjærfasthet	$f_{v,k}$	4	N/mm <sup>2</sup>
Elastisitetmodul	$E_{0,mean,k}$	11	kN/mm <sup>2</sup>

Treverket har 50% høyere trykkfasthet ( $f_{t,0,k}$ ) enn strekkfasthet ( $f_{t,0,k}$ ).

### 3.3.2 Forkullingsdybde i treverk

#### Ekspontert treverk:

Forkullingsdybde i treverket etter t=30minutters brannekspontering beregnes etter Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering, kapittel 4.2.2 "Reduced cross-section method" (redusert tverrsnittsmetode).

Forkullingsdybden som beregnes tar hensyn til reell forkullingsdybde, og tar med en tilleggsdybde med reduksjonen av materialfastheten på grunn av temperaturøkning inn i trevirket. Her beregnes effektiv forkullingsdybde for ekspontert treverk.

Beregning av forkullingsdybde:

1. Bestem 1-dimensjonal ( $\beta_0$ ) og nominell forkullingshastighet ( $\beta_n$ )
  - a. Fra Tabell 3.1 a) softwood med karakteristisk densitet,  $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ 
    - i.  $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$
    - ii.  $\beta_n = 0,8 \text{ mm/min}$
2. Beregn teoretisk forkullingsdybde fra 3.4.2
  - a.  $d_{char,0} = \beta_0 * t = 0,65 \text{ mm/min} * 30 \text{ min} = 19,5 \text{ mm}$  (3.1)
    - i.  $d_{char,0}$  brukes når tverrsnittsbredden  $b_{min} \geq 2 d_{char,0} + 80 = 119 \text{ mm}$  (3.4.2(3))
  - b.  $d_{char,n} = \beta_n * t = 0,8 \text{ mm/min} * 30 \text{ min} = 24 \text{ mm}$  (3.2)
    - i.  $d_{char,n}$  brukes når tverrsnittsbredden  $b_{min} < 2 d_{char,0} + 80 = 119 \text{ mm}$  (3.4.2(3))
3. Bestem effektiv forkullingsdybde ut fra 4.2.2 (1) og (2)
  - a.  $d_{ef} = d_{char,0/n} + k_0 * d_0$  (4.1)
    - i.  $d_0 = 7 \text{ mm}$
    - ii.  $k_0 = 1,0$  for  $t > 20 \text{ min}$  ( $t = 30 \text{ min}$ ) (Tabell 4.1)

$$d_{ef,0} = d_{char,0} + k_0 * d_0 = 19,5 + 7 = 26,5 \text{ mm}$$

$$d_{ef,n} = d_{char,n} + k_0 * d_0 = 24 \text{ mm} + 7 \text{ mm} * 1,0 = 31 \text{ mm}$$

Effektive forkullingsdybder, angitt i tabell 3.2, trekkes fra alle eksponterte ender for å beregne effektivt gjenværende tverrsnitt.

**Tabell 3.2 – Effektiv forkullingsdybde**

<b>Original tverrsnittsbredde (b):</b>	b < 119 mm	b ≥ 119 mm
<b>Effektiv forkullingsdybde (d<sub>ef</sub>):</b>	31,0 mm	26,5 mm



### Initielt brannbeskyttet treverk:

For skjermede konstruksjonsdeler utsettes forkullingen til en tid  $t_{ch}$  inn i brannforløpet. Det er spesielt to skjerminger som vil gå igjen i det neste kapittelet:

For en trebjelke bak ett lag gips utsettes start av forkulling i treverket med tiden  $t_{ch}$ , som regnes som følger:

NS-EN 1995-1-2:

$$t_{ch,treverk \text{ bak gipsplate}} = 2,8h_p - 14 \text{ [min]} \quad (3.11)$$

der

$h_p$  er tykkelsen av gipsplaten

Ved brannbeskyttelse av en trebjelke med utenpåliggende trebasert materiale (plate, panel eller lignende), utsettes start av forkulling av treverket med:

$$t_{ch,treverk \text{ bak trepanel}} = \frac{h_p}{\beta_0} \text{ [min]} \quad (3.10)$$

der

$h_p$  er tykkelsen av trepanelet

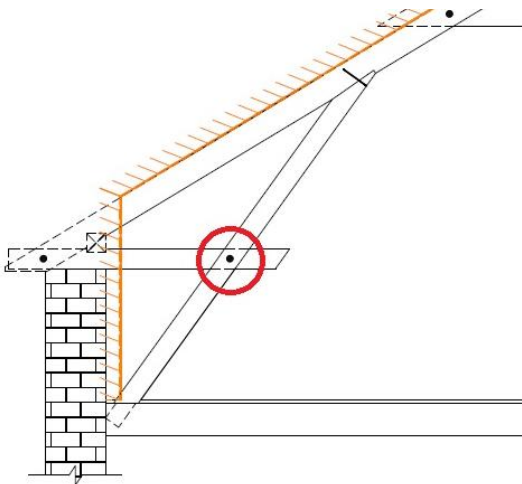
$\beta_0$  er forkullingsraten til treverket

### 3.3.3 Opprinnelige tverrsnitt

Det gjøres en gjennomgang av tverrsnittene og koblinger før beregning av gjenværende konstruksjon.

#### Knebukker:

Knebukkene har opprinnelig tverrsnitt  $b \times h = 95 \times 95$  mm (skrå) og  $b \times h = 95 \times 125$  mm (horisontal). Skrådelen er forbundet til den horisontale avstiveren som vist i figur 3.14 og bilde 3.8. Det reduserte tverrsnittet har dimensjoner  $b \times h = 47,5 \times 95$  mm (skrå) og  $b \times h = 47,5 \times 125$  mm (horisontal).

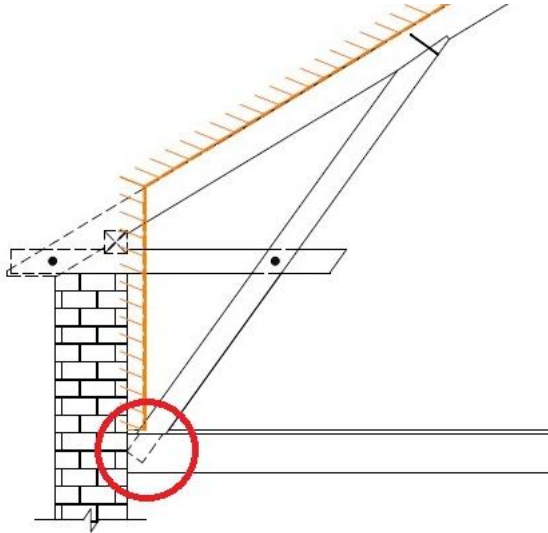


Figur 3.14 – Utsnitt



Bilde 3.8 - Kobling knebuikk (skrå) med knebuikk (horisontal)

Skrådelen er redusert i nedre ende og står plugget inn i gulvbjelkene, som vist i figur 3.15 og bilde 3.9. Ved ombygging til leiligheter skal gulvet rettes av ved å legge 22 mm gulvspan på lekter på gulvbjelkene, i tillegg til trinnlydsplater og gulvbelegg. Tilsvarende løsning er oppgitt med brannmotstand REI 30 i byggforskeren (BKS 520.321, 2008, s. 2). Ved dimensjonerende brann er både gulvbjelken og koblingen bevart.

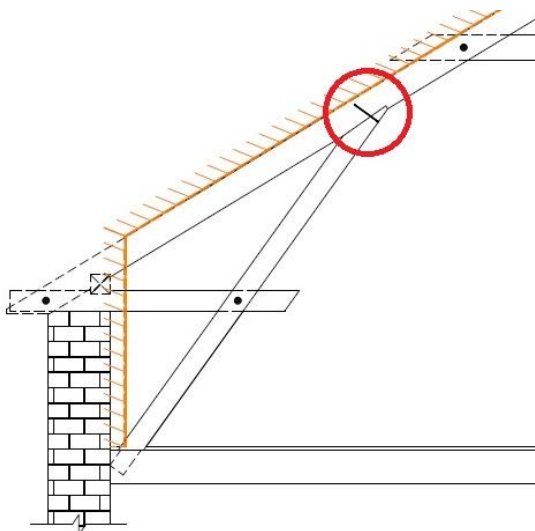


Figur 3.15 – Utsnitt

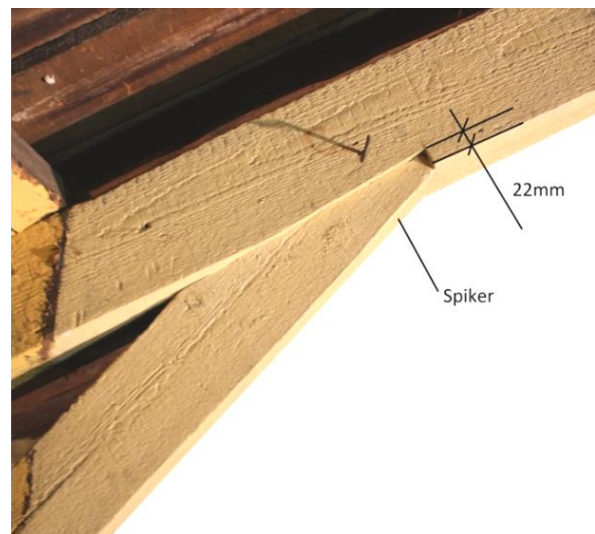


Bilde 3.9 – Skrå knebukk fastlåst i gulvbjelke

Knebukkene er mekanisk koblet til hovedbjelkene som vist i figur 3.16 og bilde 3.10. I tillegg til den mekaniske koblingsdybden på 22 mm er det en til to grove spikere med eksponert spikerhode fra knestolene opp i hovedbjelken.



Figur 3.16 - Utsnitt



Bilde 3.10 – Redusert hovedbjelke i sammenføyningen med knebukken

Brannmotstandstiden,  $t_{d,fi}$ , til spikere med eksponert hode er:

$$t_{d,fi,spiker} = 15 \text{ min} \quad (\text{NS-EN 1995-1-2, tabell 6.1})$$

Kraftoverføring mellom hovedbjelke og knebukk via spikere kan dermed antas ikke-eksisterende etter 30 minutters brann.

Effektiv forkullingsdybde i hovedbjelken,  $d_{ef, hovedbjelke}$ , ble i kapittel 3.3.2 beregnet til 26,5 mm. Forkullingsdybden i hovedbjelken er dermed høyere enn innhugget til hanebjelken, og koblingen er ikke lenger lastoverførende ved 30 minutters brann.

Høyden av hovedbjelken ved fullt tverrsnitt er 150 mm. Gjenværende høyde etter 30 minutters brann blir dermed:

$$h_{\text{hovedbjelke,brannreduisert}} = 150 \text{ mm} - 26,5 \text{ mm} = 123,5 \text{ mm}$$

I koblingen med knebukken er originalhøyden til hovedbjelken:

$$h_{\text{hovedbjelke ved knebukk,original}} = 150 \text{ mm} - 22 \text{ mm} = 128 \text{ mm}$$

Forkullingsstart for en bjelke som er beskyttet av treverk med tykkelse  $h_p$  er som følger:

$$t_{ch} = \frac{h_p}{\beta_0} \quad (\text{NS-EN 1995-1-2, ligning 3.10})$$

I dette tilfellet fungerer knebukken som et beskyttende panel i området der den dekker hovedbjelken. Knebukken utsetter forkullingsstart i hovedbjelken i det aktuelle området i tiden  $t_{ch}$  fra brannstart:

$$h_{p,\text{minimum}} = 22 \text{ mm}$$

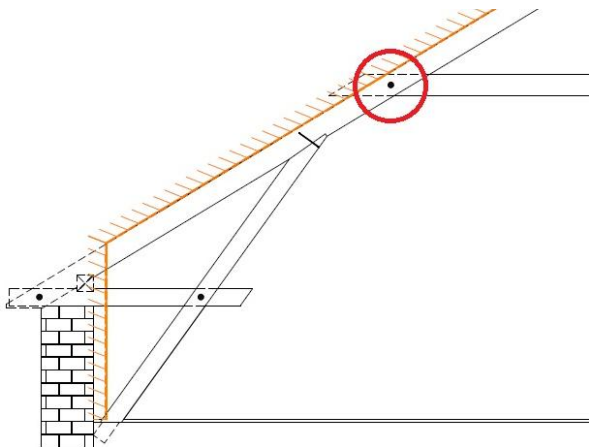
$$\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$$

$$t_{ch} = \frac{22 \text{ min}}{0,65 \text{ mm/min}} = 33,9 \text{ min}$$

Hovedbjelken er beskyttet fra forkulling i retning oppover der den skjules bak knebukken. Det antas dermed bevart. Som en konservativ forenkling settes høyden i hovedbjelken ved knebukken etter 30 minutters brann, lik høyden av eksponert hovedbjelketverrsnitt generelt.

#### Hanebjelker:

Hanebjelkene har dimensjoner  $b \times h = 95 \times 125 \text{ mm}$ . Hanebjelken og hovedbjelken er laftet inn i hverandre og forankret med en skjult tredybel (figur 3.17 og bilde 3.11). Redusert tverrsnitt på hanebjelken ved sammenkoblingen er  $b \times h = 47,5 \times 125 \text{ mm}$ .



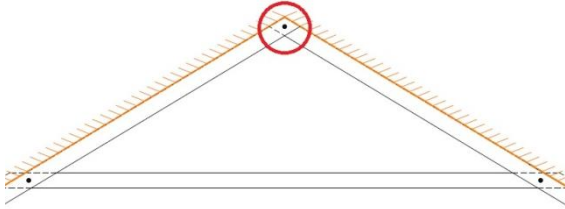
Figur 3.17 - Utsnitt



Bilde 3.11 – Redusert hanebjelke og hovedbjelke

### Hovedbjelker:

Hovedbjelkene har dimensjoner  $b \times h = 125 \times 150$  mm. Tverrsnittet er redusert ved sammenkoblingen med knebukken ( $125 \times 128$  mm), i sammenkoblingen med hanebjelken ( $77,5 \times 150$  mm) og i toppen der de to hovedbjelkene er sløyet inn i hverandre ( $62,5 \times 150$  mm). Hovedbjelkenes sammenføring i topp er vist på figur 3.18 og bilde 3.12.

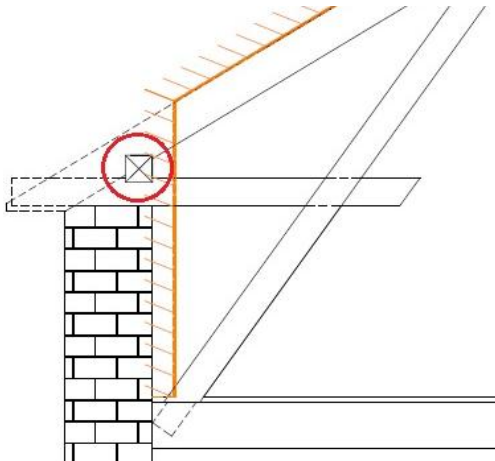


Figur 3.18 – Utsnitt



Bilde 3.12 – Kobling mellom hovedbjelkene i topp

Ved kneveggene ligger hovedbjelken fastlåst mot en horisontal langsgående bjelke som er fastmurt i kneveggen (figur 3.19 og bilde 3.13). Så lenge det er trykk i hovedbjelkene anses nedre ende som fast innspent.



Figur 3.19 - Utsnitt



Bilde 3.13 – Hovedbjelke fastlåst mot forskyvning

### 3.3.4 Gjenværende konstruksjon

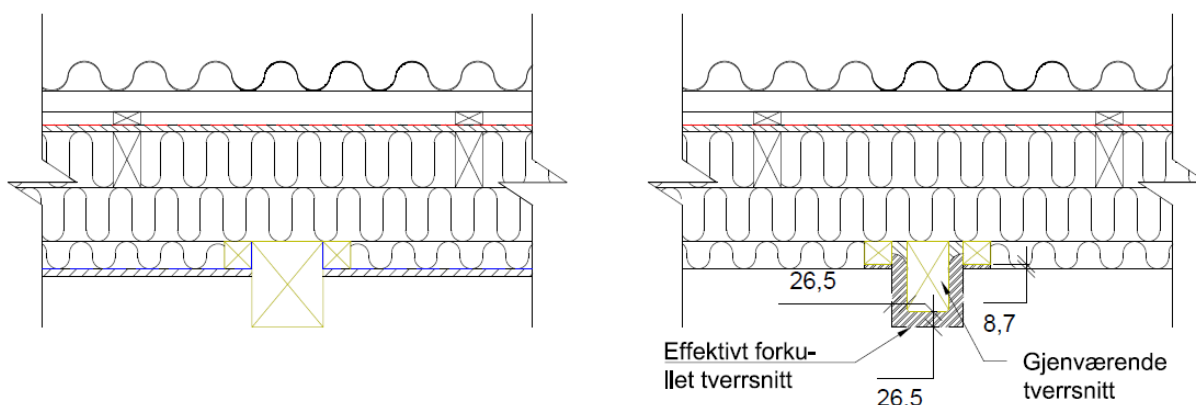
Det ses altså på takkonstruksjonen med framtidig senket himling på åstakbjelkene samt etterisolering og platekledning av knevegger. For alle konstruksjonsdeler og knutepunkt som har en samlet tverrsnittsbredde  $b < 119$  mm skal det benyttes nominell forkullingsdybde, men for tverrsnitt med samlet bredde  $b \geq 119$  mm benyttes 1-dimensjonal (NS-EN 1995-1-2, kapittel 3.4.2 (3)). Ved bruk av 1-dimensjonal forkullingsdybde skal det tas hensyn til hjørneavrunding.

For å forenkle opptegning og beregninger senere skal det her gjøres en konservativ forenkling. Hovedbjelken har original bredde før brannstart på 125 mm. Fra tabell 3.2, side 22 ( $b \geq 119$  mm), får man at:

$$d_{ef, hovedbjelke} = 26,5 \text{ mm}$$



I figur 3.20 vises konstruksjonen før og etter 30 minutters branneksponeing:



**Figur 3.20 – Konstruksjon ved brannstart (venstre) og etter 30 minutters brann (høyre)**

Effektiv 1-dimensjonal forkullingsdybde i hovedbjelkene er 26,5 mm. Ved bruk av 1-dimensjonal forkullingsdybde skal det også regnes med hjørneavrunding. I stedet for å regne med hjørneavrunding i nedkant av bjelken, gjøres det en konservativ forenkling videre ved at hovedbjelken antas fullstendig eksponert fra 3 av 4 sider fra start, selv om en radie i toppen også er bevart der senket himling beskytter tverrsnittet (jf. figur 3.20 høyre fig.). Dette gjelder også for knutepunktet mellom hanebjelke og hovedbjelke, som også dekkes delvis av senket himling. Alle gjenværende effektive tverrsnitt er dermed rektangler med brannreduert tverrsnitt= $b \cdot x_{fi}$ .

Oppsett til eksponerte tverrsnitt samt effektiv forkullingsdybde for beregning av gjenværende tverrsnitt er som gitt i tabell 3.3:

**Tabell 3.3 – Eksponerte tverrsnitt**

Konstruksjonsdel	Branneksponeing	Effektiv forkullingsdybde [mm]
Hovedbjelke	3 av 4 sider	26,5
Hovedbjelke ved hanebjelke	2 av 4 sider*	26,5
Hovedbjelke ved knebukk	2 av 4 sider	26,5
Hovedbjelke ved topp	1 av 4 sider*	26,5
Hanebjelke	4 av 4 sider	31,0
Hanebjelke ved hovedbjelke	2 av 4 sider*	26,5
Knebukk horisontal	4 av 4 sider	31,0
Knebukk skrå	4 av 4 sider	31,0
Knebukk horisontal mot skrå	1 av 4 sider	31,0
Knebukk skrå mot horisontal	1 av 4 sider	31,0

Ut fra forrige tabell og kjente originale tverrsnitt regnes gjenværende effektive tverrsnitt ut. Gjenværende tverrsnitt har samme fasthetsegenskaper som treverk ved normal romtemperatur. På neste side angir tabell 3.4 fulle tverrsnitt, mens tabell 3.5 angir reduserte tverrsnitt i koblingspunktene.

\* Forkullingsdybden settes lik 26,5mm (1-dimensjonal forkulling) grunnet samlet tverrsnittsbredde i koblingen er større enn  $b=119$  mm (ref. side 14, tabell 3.2 – effektiv forkullingsdybde).

Tabell 3.4 – Brannreduerte tverrsnitt i originalkonstruksjonen

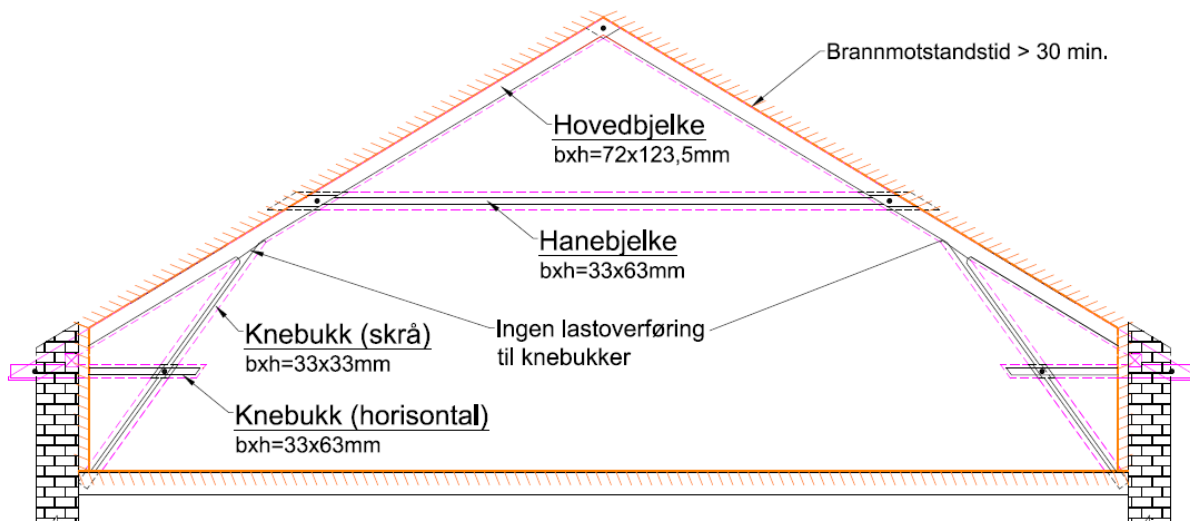
Konstruksjonsdel	Originaltverrsnitt (bxh)	Brannreduert tverrsnitt (bxh <sub>fi</sub> )
Hovedbjelke	125x150 mm →	72x123,5 mm
Hanebjelke	95x125 mm →	33x63 mm
Knebukk horisontal	95x125 mm →	33x63 mm (ikke lastbærende)
Knebukk skrå	95x95 mm →	33x33 mm (ikke lastbærende)

I sammenføyningspunktene settes originalbredden av tverrsnittet lik bredden av det totale leddet. Hanebjelken ved hovedbjelken får dermed lavere forkullingshastighet enn om det hadde blitt regnet alene.

Tabell 3.5 – Brannreduerte sammenføyningstverrsnitt i originalkonstruksjonen

Konstruksjonsdel	Originaltverrsnitt (bxh)	Brannreduert tverrsnitt (bxh <sub>fi</sub> )
Hovedbjelke ved hanebjelke	77,5x150 mm →	51x123,5 mm
Hovedbjelke ved knebukk	125x128 mm →	72x123,5 mm
Hovedbjelke ved topp	62,5x150 mm →	36x123,5 mm
Hanebjelke ved hovedbjelke	47,5x125 mm →	21x98,5 mm
Knebukk horisontal mot skrå	47,5x125 mm →	16,5x125 mm (ikke lastbærende)
Knebukk skrå mot horisontal	47,5x95 mm →	16,5x95 mm (ikke lastbærende)
Knebukk skrå mot hovedbjelke	95x22 mm →	0x0 (ikke lastbærende)

Den gjenværende konstruksjonen etter 30 minutters standard brannforløp vises i figur 3.21, med koblingstverrsnitt som angitt i tabell 3.5.



Figur 3.21 – Brannreduert takstol

### 3.4 Global modell i Focus konstruksjon (FK13)

Det settes opp en global modell som utgangspunkt for lastberegning på takstolene i FK13. Takstolene ses på som identiske og symmetriske om vertikalplanet.

#### Materialtype:

Det velges fasthetsklasse C24 for heltre, jf. kapittel 3.3.1.

#### Tverrsnittdimensjoner:

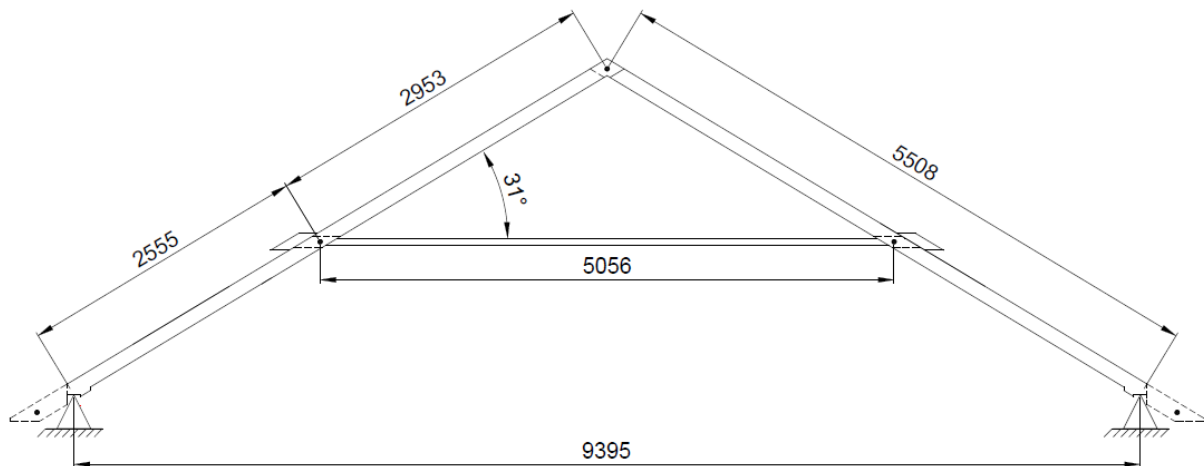
Konstruksjonselementene består av to hovedbjelker og en hanebjelke. Hanebjelkens ender reduseres i en lengde 100mm inn på bjelken, der den kobles til hovedbjelkene. Hovedbjelkene har et parti i topp som er redusert og koblet sammen, mens et parti med lengde 200 mm er redusert for sammenkobling til hanebjelken. Tverrsnittdimensjonene er som opplistet i tabell 3.6 (fra tabell 3.4 og tabell 3.5):

Tabell 3.6 – Brannreduserte tverrsnitt til global modell

Konstruksjonsdel	bxh <sub>fi</sub> [mm]
Hovedbjelke	72x123,5
Hanebjelke	33x63
Hovedbjelke ved topp	36x123,5
Hovedbjelke ved hanebjelke	51x123,5
Hanebjelke ved hovedbjelke	21x98,5

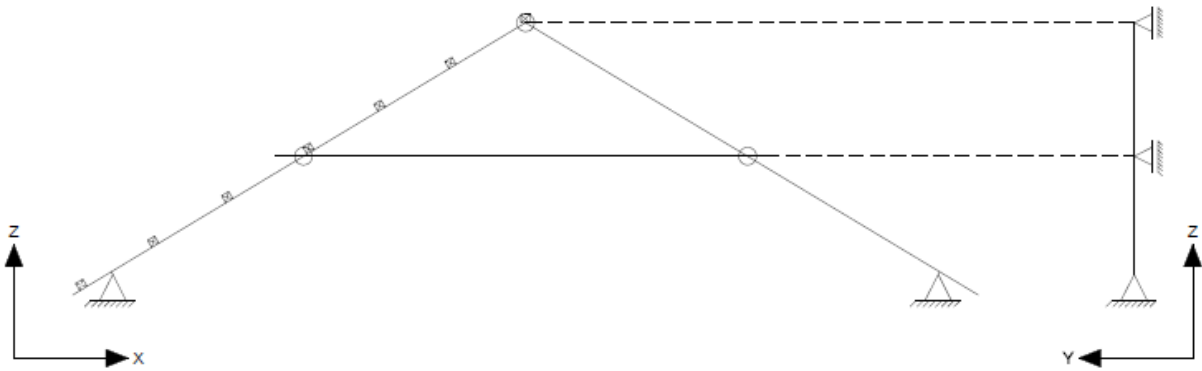
#### Randbetingelser:

Oppmålte verdier av konstruksjonen som vist i figur 3.22 benyttes som grunnlag for tegningene i FK13. Det antas fri rotasjon i alle ledd. Konstruksjonen er fastholdt mot forskyvning i nedkant av hovedbjelkene.



Figur 3.22 – Målsatt figur (AutoCAD) til opptegning i FK13

Som en konservativ forenkling antas det at takstolene er fastholdt mot forskyvning i y-retning i topp og i koblingen mellom hanebjelke og hovedbjelke som vist på neste side i figur 3.23. Dette er konservativt framfor å velge fastholding ved alle punktene for åstakbjelken, da konstruksjonen får en lavere knekklast ut av planet enn den ville hatt med flere fastholdinger. Valget gir også trygghet ved at det skal settes inn takvinduer med høyde lik 180 cm, og det vil sådan være nødvendig å kappe noen åstakbjelker for å montere vinduene.



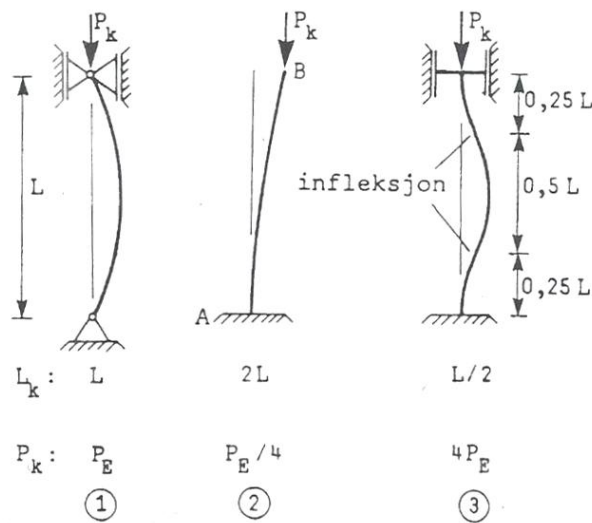
Figur 3.23 – Fastholding mot forskyvning i y-retning

Vippelengder:

Hovedbjelkene belastes i overkant, hvilket indikerer et tillegg i lengden på 2\*bjelkehøyden, men samtidig er åstakstolene spikret fast i bjelken og bidrar til å forhindre vipping. Alle bjelkeelementene har vippelengde lik sin egen lengde, hvilket er konservativt med tanke på åstakbjelkenes fastholdende virkning. Forholdet mellom hanebjelkens lengde og vippelengde settes også lik 1,0.

Knekk lengder:

Figur 2.7 viser ulike knekk lengder for søyler i trykk. Hanebjelken er representert som en kombinasjon av tilfelle 1 og 3 i og ut av planet (delvis innspent). Som en konservativ forenkling antas knekk lengden for hanebjelken lik tilfelle 1 (fri rotasjon i begge ender) om begge akser, da det er usikkert hvor rotasjonsstiv koblingen mellom hanebjelke og hovedbjelke er.



Figur 3.24 – Typer av sentrisk belastede staver (Irgens, 2008, s. 30)

For hovedbjelken settes knekk lengden om z-aksen (bøyning ut av papirplanet på figur 3.23) lik 1900 mm, hvilket tilsvarer høyden av et takvindu pluss bredden av en åstakbjelke.

Knekk lengden defineres som avstanden mellom moment-nullpunkt på en søyle/bjelke. For takkonstruksjonen med belastning i punktene ved åstakbjelken vil det, såfremt hanebjelken har tilstrekkelig kapasitet, være trykk i hele konstruksjonen. Hanebjelken mellom de to hovedbjelkene vil da fungere som en fjærbelastet opplager og hindre knekkformen der

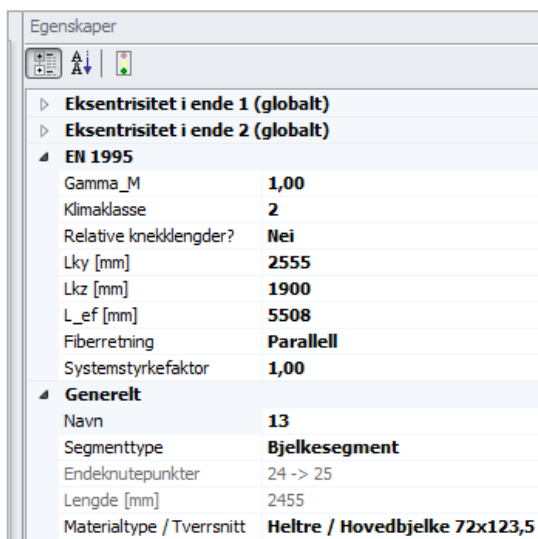


hovedbjelken knekker ved senter. Knekk lengdene for komponentene<sup>8</sup> er som angitt i tabell 3.7.

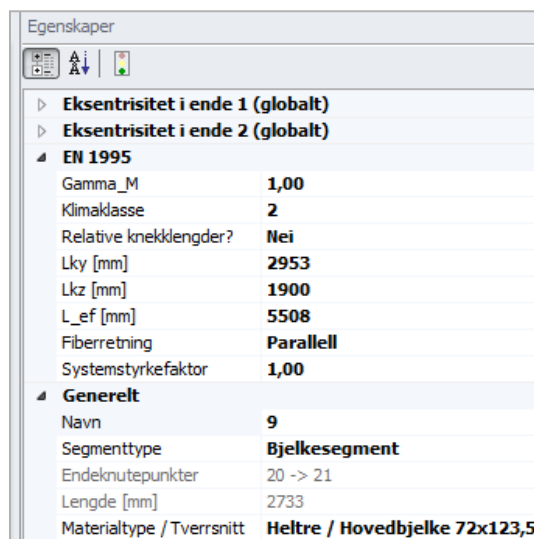
Tabell 3.7 – Knekk lengder [mm]

Bjelkedel	$L_{ef}=L$	$L_{ky}$	$L_{kz}$
Hanebjelke	5056	5056	5056
Hovedbjelke nedre	5508	2555	1900
Hovedbjelke øvre	5508	2953	1900

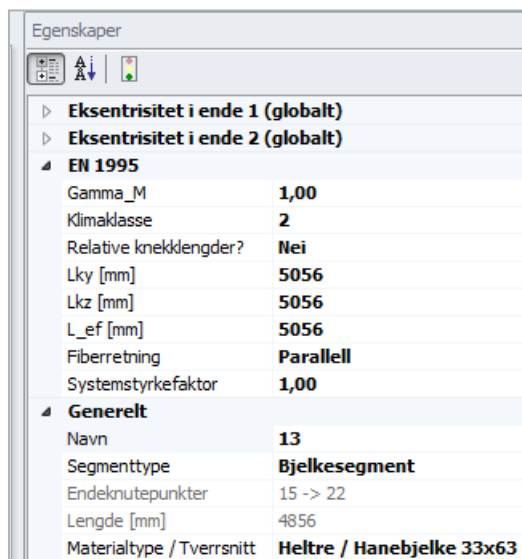
Komponentene tegnes i dimensjonene som er angitt i tabell 3.6 med tverrsnitt som angitt i figur 3.25-figur 3.27 (skjermbilder fra FK13).



Figur 3.25 – Inputvindu for hovedbjelke, nedre del (FK13)



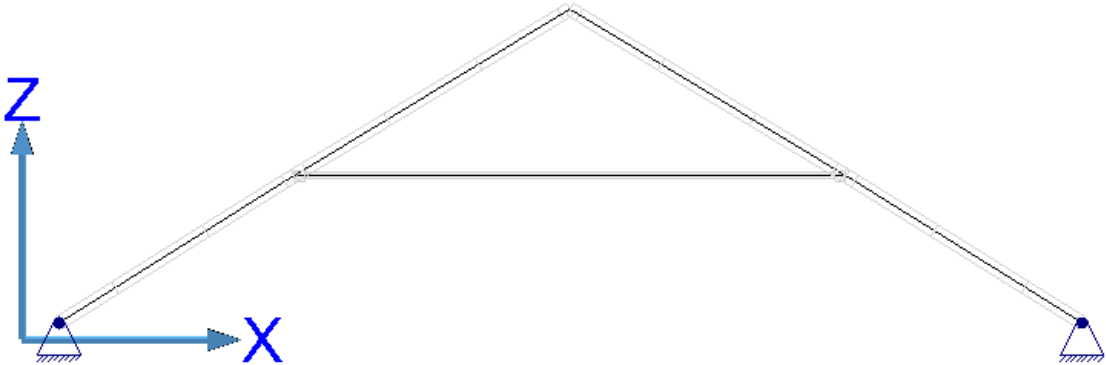
Figur 3.26 – Inputvindu for hovedbjelke, øvre del (FK13)



Figur 3.27 - Inputvindu for hanebjelken (FK13)

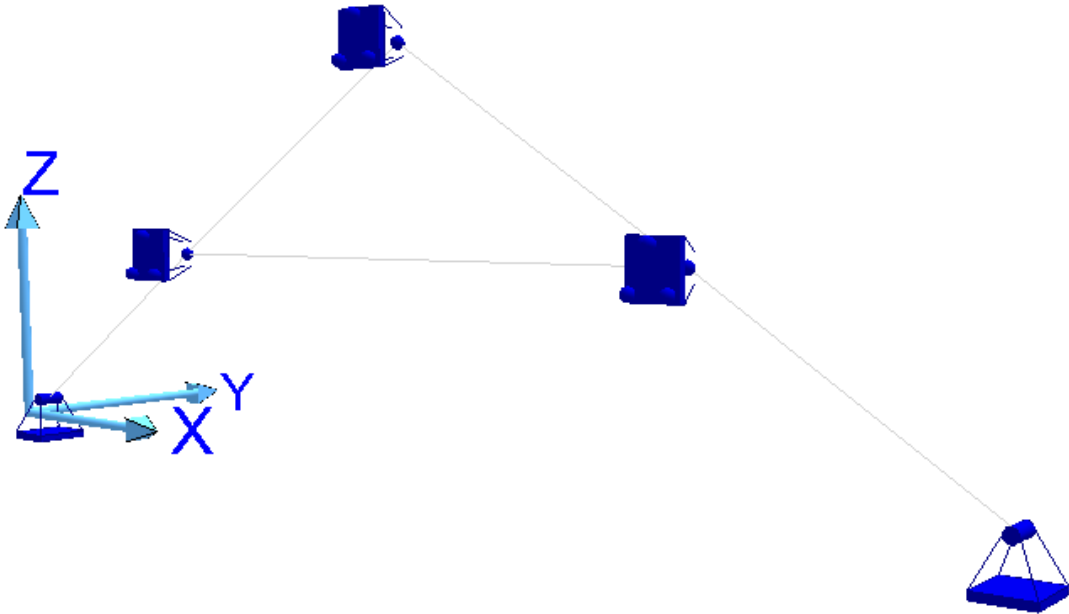
<sup>8</sup> Vedlegg 5: Beregning av knekk lengde om y-aksen for hovedbjelke

Modellen tegnes i 2D for lineær lastanalyse (figur 3.28).



Figur 3.28 – Statisk oppsett til lineær lastanalyse i FK13

3D-modellen benyttes ved linearisert lastanalyse (figur 3.29).



Figur 3.29 – 3D-modell til linearisert knekningsanalyse i FK13

## 4 Lastpåvirkning

Kapittelet omhandler opptredende laster, lastforplantning og lastkombinasjoner som fungerer på konstruksjonen ved brann.

### 4.1 Opptredende laster ved brann

Laster på konstruksjonen ved tilfelle brann,  $E_{fi,d,t}$ , skal kombineres i overensstemmelse med NS-EN 1990 "Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner" for dimensjonerende ulykkesituasjoner, jf. NS-EN 1991-1-2, kapittel 4.3.1 (1)P.

For ulykkesituasjoner skal lastvirkninger uttrykkes på følgende form:

$$E_d = E \left( \sum_{j \geq 1} G_{j,k} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ eller } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) \quad \text{NS-EN 1990 ligning (6.11)}$$

der dimensjonerende lastvirkning er summen av egenvekt av konstruksjonen (G), forspenningslast (P), ulykkeslast ( $A_d$ ), dominerende variabel last ( $Q_{k,1}$ ) multiplisert med en faktor ( $\psi_{k,1}$ ) og summen av øvrige variable laster ( $Q_{k,i}$ ) multiplisert med en faktor ( $\psi_{k,i}$ ).

I motsetning til lastkombinasjoner ved normaltillstand, er partialfaktorene ( $\psi$ ) for egenlast og variable laster i tilfelle brann lik 1,0, dvs. man aksepterer usikkerhet til avvik fra karakteristiske lastverdier.

Lastvirkningene ved brannstart ( $t=0$ ) skal antas å virke gjennom hele brannforløpet, jf. NS-EN 1995-1-2, kapittel 2.4.2. Man tar dermed ikke høyde for redistribuering av lastene som følge av brannforløp ved tiden  $t>0$ . Det er ingen ulykkeslast på takkonstruksjonen ved tiden  $t=0$ , og  $A_d$  settes lik null. Det antas heller ingen forspenningslast på takkonstruksjonen ( $P=0$ ). Ligningen får formen:

Dim. lasttilfelle = egenlaster + dominerende variabel last + summen av øvrige variable laster

NS-EN 1991-1-2, NA.4.3.1 (2):

*"Den representative verdien for den variable lasten  $Q_1$  settes lik den tilnærmet permanente verdien  $\psi_{2,i} Q_{k,i}$  for alle tilfeller unntatt i kombinasjoner med vind som dominerende variabel last. Da brukes ofte forekommende verdi  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  for vind. Lastkombinering og kombinasjonsverdier er i henhold til NS-EN 1990."*

Kombinasjonsfaktor for variable laster er gjengitt nedenfor i tabell 4.1.

**Tabell 4.1 – Anbefalte verdier for  $\psi$ -faktorer for bygninger (NS-EN 1990, tabell NA.A1.1)**

Variabel last	$\psi_1$ (ofte forekommende)	$\psi_2$ (permanent)
Nyttelast kat. H: tak	0	0
Snølast	0,5	0,2
Vindlast	0,2	0

Nyttelast på tak utgår da  $\psi$ -faktoren er lik null. Snø og vind blir dermed de eneste opptredende lastene på konstruksjonen ved siden av konstruksjonens egenvekt. Vindlaster har kun lastpåvirkning på konstruksjonen når vindlast er dominerende variabel last. Ellers er  $\psi$ -faktoren lik null og vindlasten er ikke lastpåvirkende på konstruksjonen.

Det går videre med å kartlegge variable laster.

#### 4.1.1 Variable laster

Variable laster som vind og snø er tidsavhengige og basert på statistikk fra tidligere hendelser og sannsynlighet for at lastene inntreffer. Ved brann reduseres de variable lastene sammenlignet med dimensjonering i bruksgrensetilstand. Grunnen til dette er sannsynligheten for brann er liten, og sannsynligheten for at brann inntreffer samtidig som konstruksjonen er belastet av høye variable laster desto mindre.

##### 4.1.1.1 Snølast

Snølast på taket beregnes etter NS-EN 1991-1-3 "Laster på konstruksjoner" - Del 1-3: "Allmenne laster - Snølast".

For forbigående dimensjonerende situasjoner beregnes snølast på tak,  $s$ , som:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (5.1)$$

Fra tabell NA.4.1:901 finner man karakteristisk snølast på mark,  $s_k$ , for Oslo. Høyden for aktuell bygning er innenfor den gitte høyden (0-150 m.o.h.), og dermed blir karakteristisk snølast:

$$s_k = s_{k,0} = 3,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{tabell NA.4.1:901}$$

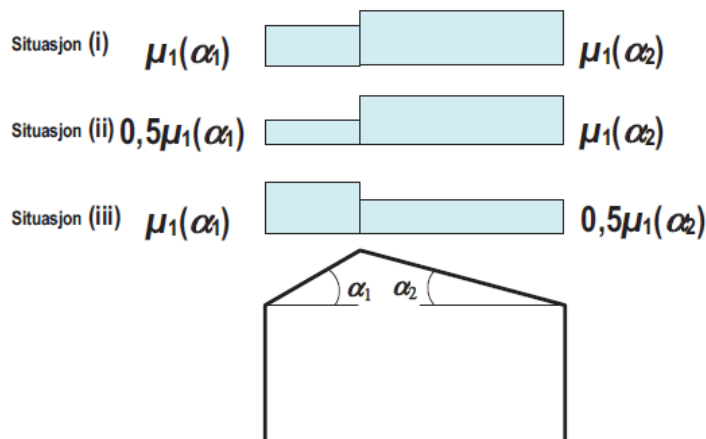
Eksponeringskoeffisienten  $C_e$  tar hensyn til byggverkets topografi. Byggverket er omgitt av byggverk med lik høyde og topografien anses som "Normal":

$$C_e = 1,0 \quad (\text{Tabell 5.1})$$

Den termiske koeffisienten  $C_t$  tar hensyn til særlig høyt varmetap gjennom takkonstruksjonen. For framtidig prosjektert takløsning, med god isolasjon og lufting under takkledning, skal verdien settes lik 1,0:

$$C_t = 1,0 \quad (\text{Tabell 5.1})$$

Snølasten horisontalprojiseres på takflaten. Lastsituasjonen som følge av snølast skal vurderes for 3 tilfeller<sup>9</sup> (figur 4.1):



Figur 4.1 – Formfaktorer for snølast – saltak (NS-EN 1991-1-3. Figur 5.3)

I motsetning til figuren over er takvinkelen på aktuell bygning lik på begge sider:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 31^\circ$$

Fra tabell 5.2 finner man riktig formfaktor,  $\mu$ :

$$\mu_1(\alpha = 31^\circ) = \frac{0,8(60 - \alpha)}{30} = \frac{0,8 * (60 - 31)}{30} = 0,77$$

<sup>9</sup> Kontroll av snøopphopning som følge av høyereliggende tak på hosliggende takflater er kontrollert. Se vedlegg 6: *Kontroll for snøopphopning*. Dette viste seg å ikke være ytteligere lastpåførende.

Situasjonene (ii) og (iii) i figur 4.1 er identiske, men speilvendte av hverandre. De kan allikevel begge være gjeldende dersom konstruksjonen endrer fra å være symmetrisk til usymmetrisk eller i kombinasjon med andre skjevfordelte laster.

Full snølast på taket:

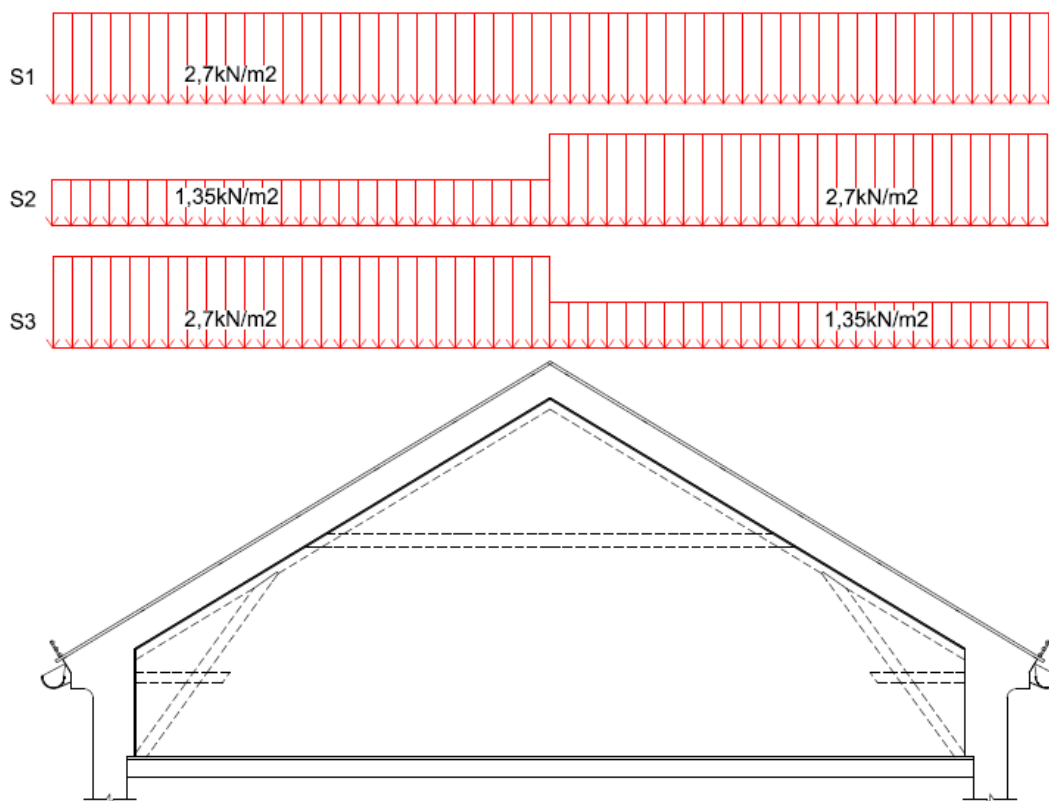
$$s = \mu_i C_e C_t S_k = \begin{cases} 0,5 * 0,77 * 1,0 * 1,0 * 3,5 \text{ kN/m}^2 = 1,35 \text{ kN/m}^2 \\ 0,77 * 1,0 * 1,0 * 3,5 \text{ kN/m}^2 = 2,7 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Ut fra formfaktorene og ligningen over får man følgende horisontalprojiserte snølast på takkonstruksjonen (jf. figur 4.2):

Snølast 1 (S1) - Full snølast over hele takflaten (=2,7kN/m<sup>2</sup>)

Snølast 2 (S2) - Halv snølast på den ene siden og hel snølast på den andre siden

Snølast 3 (S3) – Som S<sub>2</sub>, men speilvendt



Figur 4.2 – Snølasttilfelle 1-3. Karakteristiske verdier

#### 4.1.1.2 Vindlast

Vindlaster beregnes etter Eurokode 1: "Laster på konstruksjoner" - Del 1-4: "Allmenne laster – Vindlaster".

Referansevindhastighet i Oslo,  $v_{b,0}$ , er:

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s} \quad \text{tabell NA.4(901.1)}$$

Kart fra Oslo kommune viser at området ligger på 10-20m.o.h. Antatt høyde for aktuell bygning er 15 meter over havet. Basisvindhastighet,  $v_b$ , blir da:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (4.2(2)P)$$

der  $c_{dir} = c_{season} = 1,0$

$$v_b = 22 \text{ m/s}$$

Bygningens høyde over terrenget er  $h=13,8\text{m}$ . Referansehøyden for bygningen settes lik byggets høyde:

$$z_e = h = 13,8\text{m} \quad (7.2.5 (2))$$

Vindkasthastighetstrykket  $q_p$  finner man grafisk i tabell 1) i punkt v.3 i veiledning "Forenklet beregning av vindkasthastighetstrykket" for  $v_b=22\text{ m/s}$ :

$$q_p = q_{p0}(z_e = 13,8\text{m}) = 0,61\text{ kN/m}^2$$

Vindkasthastighetstrykket gir trykk og sug på utvendig takflate, og skaper over- og undertrykk innvendig i takrommet. Vindkreftene på konstruksjonen beregnes ved å summe kreftene som virker på innvendige og utvendige takflater som resultat av overflatetrykk, jf. kapittel 5.3 punkt 3 i standarden.

Eksternt vindtrykk ( $w_e$ ) på en flate bestemmes fra:

$$w_e = q_p c_{pe} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{likning 5.1})$$

Der  $c_{pe}$  er utvendig formfaktor til den delen av takflaten som beregnes. Negative verdier av  $c_{pe}$  indikerer sug på takflaten. Positiv verdi indikerer trykk. Ut fra dette beregnes vindkreftene på takflatene ved å multiplisere med takflatearealet trykket/suget virker på.

Innert vindtrykk ( $w_i$ ) på en flate bestemmes fra:

$$w_i = q_p c_{pi} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{likning 5.2})$$

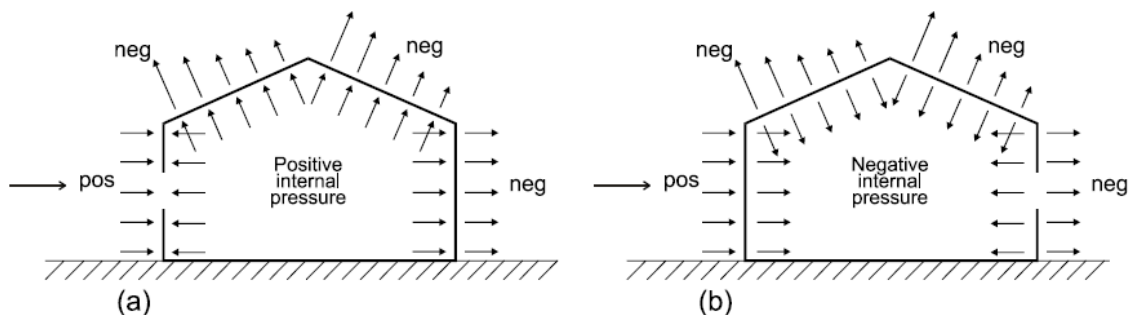
Innvendige formfaktorer bestemmes av åpningsforholdet  $\mu$ :

$$\mu = \frac{\sum(\text{arealet av åpninger der } c_{pe} \leq 0)}{\sum \text{arealet av åpninger}} \quad (\text{BKS 471.043, 2003, s. 5})$$

der åpninger kan være seg åpne vinduer, uttetter rundt pipegjennomføring og ventilasjonsåpninger og lignende. Da det er usikkert hvordan dette blir for framtidig taksituasjon, anbefaler Byggforsk å kontrollere både for innvendig overtrykk og undertrykk.

$$c_{pi} = \begin{cases} 0,2 (\text{overtrykk/løft}) \\ -0,3 (\text{undertrykk/sug}) \end{cases} \quad (\text{BKS 471.043, 2003, s. 5})$$

Positive og negative verdier av internt vindtrykk er illustrert i figur 4.3:



Figur 4.3 – Positivt internt vindtrykk gir løft (a). Negativt gir sug (b).  
(NS-EN 1991-1-4, figur 5.1)

Friksjonskraft  $F_{fr}$  som virker parallelt med takflaten bestemmes av:

$$F_{fr} = c_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr} \quad [\text{kN}] \quad (\text{likning 5.7})$$

der  $c_{fr}$  er friksjonsfaktor. For takbelegg med glatt overflate er  $c_{fr}=1,0$ , jf. tabell 7.10 i standarden.  $A_{fr}$  er arealet som ligger parallelt med vinden, jf. kapittel 7.5 punkt 3 i standarden.

Standarden oppgir beregning av kraftresultant fra vindpåkjenning, normalt på takflaten, som:

$$F_{w,e/i} = c_s c_d * \sum_{\text{overflater}} w_{e/i} * A_{ref} \quad [kN] \quad (\text{likning 5.5/5.6})$$

der  $A_{ref}$  er arealet av den belastede sonen i takplanet, jf. likning 7.10 i standarden, og  $c_s c_d$  er konstruksjonsfaktor. For bygninger med høyde under 15m er  $c_s c_d = 1,0$ , jf. kapittel 6.2 punkt 1 (a) i standarden. Man står igjen med:

$$F_{w,e/i} = \sum_{\text{overflater}} w_{e/i} * A_{\text{flateområde}}$$

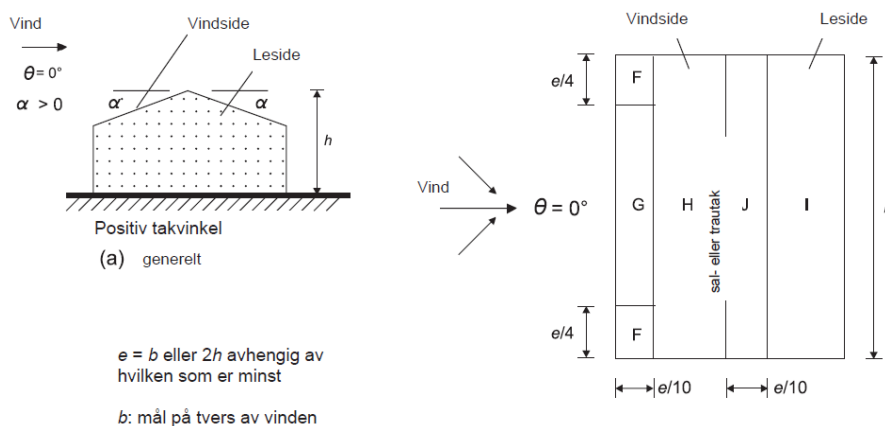
Flatelasten ( $kN/m^2$ ) er lettere å jobbe med kontra kraftresultant ( $kN$ ) ved senere beregning av lastforplantning ned til konstruksjonen. Det går videre med å beregne soner og vindlast som flatelast på konstruksjonen.

Det skal kontrolleres tre tilfeller for vindlastens angrepsretning på takflaten, orientert fra vertikalsnitt gjennom mønet. De mest ugünstige angrepsretningene er  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  og  $180^\circ$ , jf. kapittel 7.2.1 punkt 2 i standarden.

#### Vindlast angriper normalt på mønet, $\theta=0^\circ$ :

Når vindlast angriper normalt på mønet (som vist til venstre på figur 4.4) har man ingen parallelle takflater til vindens angrepsretning, og friksjonskraft på takflaten bortfaller. Det går videre med å kartlegge vindlast normalt på takflatene.

Takflatene deles inn i sone F, G, H, J, I som gitt i figur 4.4.



**Figur 4.4 - Vind angriper normalt på mønet (NS-EN 1991-1-4, figur 7.8 a og b)**

Sonene har en utvendig formfaktor,  $c_{pe}$ , som er arealavhengig. For soner med areal over  $10m^2$  skal  $c_{pe,10}$  benyttes. For soner med areal under  $1m^2$  skal  $c_{pe,1}$  benyttes. Da bygget ligger mellom nabobygninger med samme takorientering, høyde og takvinkel, settes bredden  $b$  til bredden av kvartalet, ca 80 meter.

Beregning av arealet av sone G-J:

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{60m; 2 * 13,8m\} = \min\{60m; 27,6m\} = 27,6m$$

$$\text{Bredde sone G (figur 4.4): } b - 2 * \frac{e}{4} = 60m - 2 * \frac{27,6}{4} = 66,2m$$

Hele byggets bredde ligger innenfor sone G, og sone F blir dermed ikke med på aktuell takflate. Arealet av sone G-J gitt i tabell 4.2 regnes ut fra figur 4.4.

**Tabell 4.2 – Beregning av soneareal (bredde=60m, dybde=10m, e=27,6m)**

Sone	Vindside		Leside	
	G	H	I	J
Areal [m <sup>2</sup> ]	128	216	216	166

Da alle sonene er større enn 10m<sup>2</sup> skal formfaktor  $c_{pe,10}$  benyttes. Taket har saltaksform med en takvinkel på 31°. I kombinasjon med at takvinkelen og takflaten på hver side av mønet er størrelsmessig like, betyr dette at vindlastsituasjonen er lik for angrepvinkel  $\theta=0^\circ$  som for angrepvinkel  $\theta=180^\circ$ . Det er derfor kun nødvendig å kontrollere vindlast i sonene for ett av tilfellene. Lineær interpolasjon mellom oppgitte tabellverdier fra vindlaststandarden gir eksterne formfaktorer som angitt i tabell 4.3:

**Tabell 4.3 - Verdier for  $c_{pe}$  når  $\theta=0^\circ$  og alle soneareal > 10m<sup>2</sup> (tabell 7.4a)**

Sone	G	H	I	J
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Takvinkel $\alpha=31^\circ$	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	0,7	0,4	0	0

Negative og positive verdier skal ikke blandes på samme side (vindside/leside). Verdiene for G/H på samme rad kan kombineres for hver av de to kombinasjonene for I/J. Tabell 4.4 lister opp de mulige kombinasjonene:

**Tabell 4.4 – Mulige formfaktorkombinasjoner for sone G-J**

Kombinasjon	Vindside		Leside	
	G	H	I	J
1	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
2	0,7	0,4	0	0
3	-0,5	-0,2	0	0
4	0,7	0,4	-0,4	-0,5

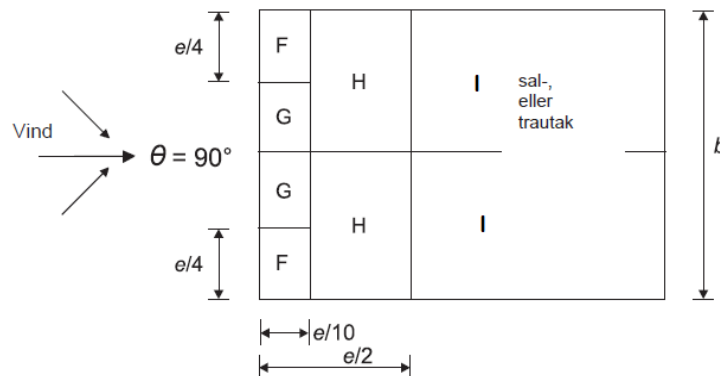
Kombinasjon 1 og 3 i tabell 4.4 gir rent løft, og dermed lastreduksjon på takflatene. Dette antas å ikke være dimensjonerende tilfelle da egenlast og snølast vil jobbe konstruksjonen nedover. Tabell 4.5 lister opp formfaktorkombinasjonene det går videre med.

**Tabell 4.5 – Utvendige formfaktorer,  $c_{pe}$ , som tas med i beregning av vindlast**

Kombinasjon	Vindside		Leside	
	G	H	I	J
1	0,7	0,4	0	0
2	0,7	0,4	-0,4	-0,5



Vindlast parallelt med mønet,  $\theta=90^\circ$  (figur 4.5):



Figur 4.5 - Vind angriper parallelt med mønet (figur 7.8 c)

Friksjonskraften på takflaten bestemmes av:

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} = 0,01 * 0,61 \text{ kN/m}^2 * A_{fr} = 0,0061 \text{ kN/m}^2 * A_{fr} \quad (\text{likning 5.7})$$

Friksjonskraften er 6,1N per kvadratmeter takflate der friksjonskraften virker. Dette er så lavt at det antas å være neglisjerbart.

Utvendig formfaktor er negativ for alle sonene, jf. tabell 4.6. Dette innebærer at vindlast som treffer taket parallelt med mønet gir løft på taket og virker lastreduserende. Vindlast som treffer takflaten med angrepsvinkel  $\theta=90^\circ$  er ikke dimensjonerende, og det beregnes kun vindlaster for vindlast normalt på mønet.

Tabell 4.6 – Utvendig formfaktor for saltak (tabell 7.4b)

Sone	F		G		H		I	
Takvinkel $\alpha$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
31°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2		-0,5

### Dimensjonerende vindlaster:

Verste angrepsposisjon er vindlast som angriper normalt på mønet. Resultanttrykket for takflaten er summen av indre og ytre vindtrykk, dvs. summen av utvendige og innvendige formfaktorer<sup>10</sup>:

$$c_f = c_{pe} - c_{pi} \quad (\text{BKS 471.043, 2003, s. 4})$$

Tabell 4.7 summer utvendig formfaktor fra tabell 4.5 med verdiene for  $c_{pi}$  (0,2 for overtrykk og -0,3 for undertrykk):

Tabell 4.7 – Formfaktorer,  $c_f$ , for sone G-J,  $\theta=0^\circ$

Kombinasjon	Vindside		Leside	
	G	H	I	J
1	0,5	0,2	-0,2	-0,2
2	0,5	0,2	-0,6	-0,7
3	1	0,7	0,3	0,3
4	1	0,7	-0,1	-0,2

Flatelasten for en bestemt vindlastkombinasjon (v.komb.) bestemmes som følger:

$$w_{sone} = c_{f,sone} q_0(z_e) = c_{f,sone} * 0,61 \text{ kN/m}^2$$

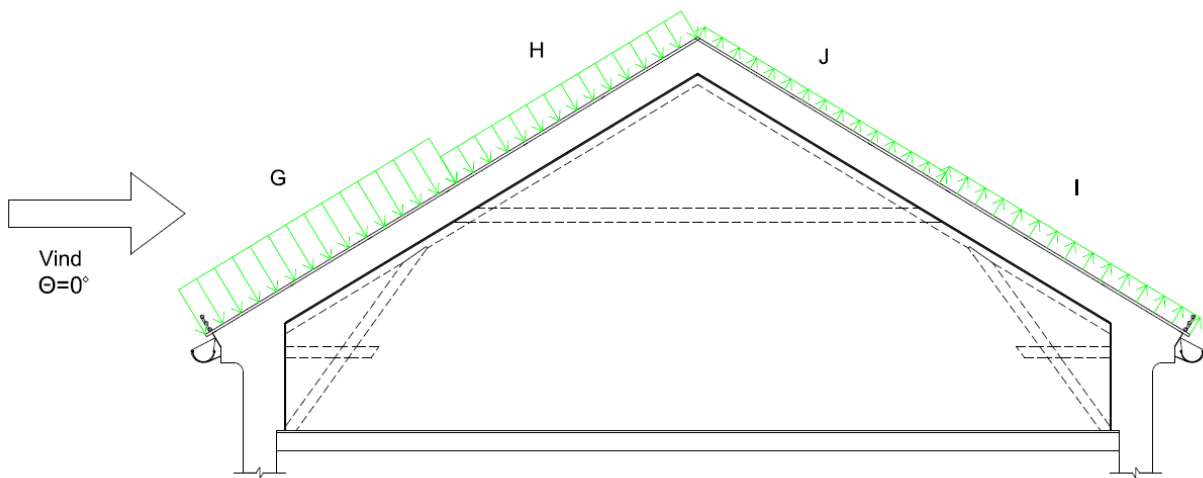
<sup>10</sup> Uttrykket er modifisert for å brukes til verdier gitt i NS-EN 1991-1-4, gjengitt her i Figur 4.3.

Tabell 4.8 lister opp flatelastene som fungerer i sone G-I for vindlastkombinasjon 1-4.

Tabell 4.8 – Flatelast fra vindlastkombinasjoner [kN/m<sup>2</sup>]

Sone	Vindside		Leside		
	G	H	I	J	
V.komb.	1	0,31	0,12	-0,12	-0,12
	2	0,31	0,12	-0,37	-0,43
	3	0,61	0,43	0,18	0,18
	4	0,61	0,43	-0,06	-0,12

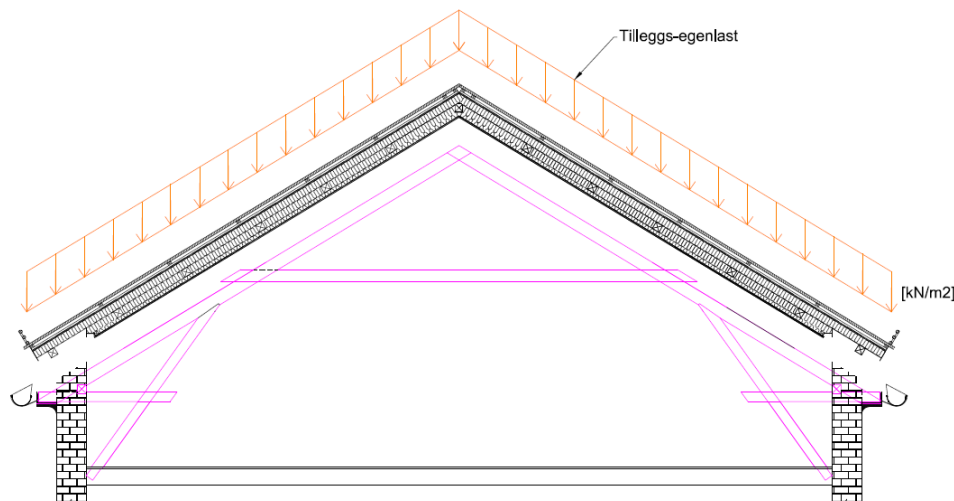
Vindlastene fungerer normalt på takflaten som skissert i figur 4.6:



Figur 4.6 – Eksempel på lastpåvirkning fra vindlast

#### 4.1.2 Egenlast av forbedret takkonstruksjon

Ved beregning i Focus konstruksjon tar programmet automatisk med den tegnede konstruksjonens tyngde ved lastberegning. Taksystemet over hovedsperren tegnes ikke inn, og må følgelig legges inn som en "ekstra" egenlast. Tillegget er her markert som en flatelast, men angriper hovedsperrene tilsvarende en flatelast på taket som illustrer med oransje lastvektorer i figur 4.7:



Figur 4.7 – Tilleggs-egenlast for beregning i Focus konstruksjon

Materialenes egenlast tas fra byggforskblad 471.031 "Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler".

Det tas med laster for framtidig situasjon. Siden som vender mot gate er representativ for begge sider av bygget, selv om lastene her er noe høyere enn siden som vender mot bakgården. Kort oppsummert skal det etterisolerers med ca 25cm steinull og installeres fem takvinduer med energiglass med dimensjonene bxh=90x180 cm. Da det ikke er noen tyngre punktlaster (vinduene veier ca det samme som konstruksjonen de erstatter) summeres alle lastene og antas jevnt fordelt over takflaten<sup>11</sup>:

<b>Material</b>	<b>Last [kN/m<sup>2</sup>]</b>
Takvinduer (90x180cm, 5 stk)	0,03
Takplater	0,04
Lekter tak (48x36mm, cc=100cm)	0,01
Sløyfer (48x23mm, cc=60cm)	0,01
Nytt undertak (12mm OSB-plater)	0,05
Spikerslag (48x98mm, cc=60cm)	0,04
Steinull (tykkelse 241mm)	0,07
Åstakstoler (95x95mm, cc=98cm)	0,05
Lekter himling (48x48mm, cc=60cm)	0,02
Gipshimling (13mm plater)	0,11

**Ekstra egenlast: 0,41 kN/m<sup>2</sup>**

Tillegget i egenlast gjelder for alle lastkombinasjoner.

---

<sup>11</sup> Vedlegg 7: Beregning av ekstra egenlast

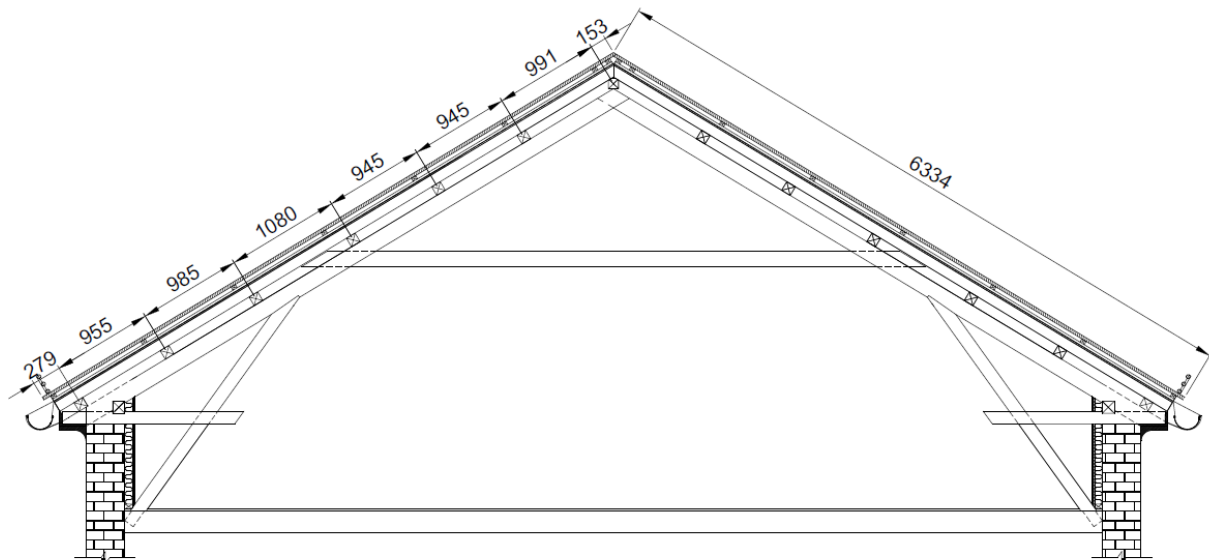
## 4.2 Lastforplantning

Lastene på takflaten forplanter seg ned på takstolene som punktlaster der åstakstolene ligger. Oppbyggingen av taket, med lekter, sløyfer, platelag (undertak), og bjelkelag på åstakbjelker på hovedsperrer, gjør beregning av kreftenes vei og virkemåte på konstruksjonen vanskelig og unøyaktig. Følgelig forenkles systemet til å se på lastbredden som tas opp over åstakbjelkene (11 bjelker) og over takstolene (6 stoler).

### 4.2.1 Lastbredde over åstakbjelker

Det er kun gjort oppmålinger av åstakbjelkenes plassering på én takstol, og kun på en side av mønet. Åstakbjelkenes plassering generaliseres derfor til følgende:

- Åstakbjelkene er plassert symmetrisk om vertikal midtlinje på alle takstolene, og senteravstanden mellom åstakbjelkene settes lik snittet av de registrerte oppmålingene i figur 4.8
- Lastoverføring over kneveggene overføres direkte ned i teglsteinsveggen og ses bort fra videre



Figur 4.8 – Åstakbjelkenes plassering på hovedbjelkene.

Gjennomsnittlig senteravstand mellom hver åstakbjelke er:

$$\overline{c/c_{\text{åstak}}} = 0,98m$$

For flatelast er langs takflaten antas det at hver enkelt åstakbjelke tar opp halvparten av lasten til hver side mot nabobjelkene, dvs. tar opp en lastbredde (LB) lik senteravstanden:

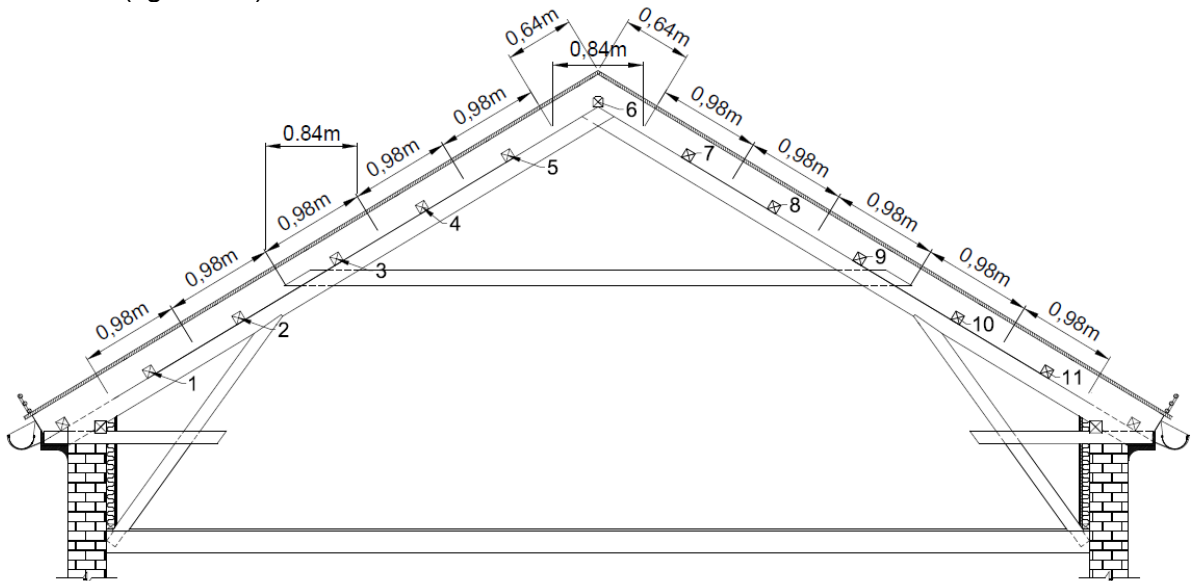
$$LB_{\text{åstak}} = 0,98m$$

For åstakbjelken på mønet gjelder et tillegg på 153 mm når lasten angriper normalt på takflaten, jf. figur 4.8.

For horisontalprojisert last, som f. eks snølast på mark, er lastbredden over en åstakbjelke:

$$LB_{\text{åstak,horisont.}} = \overline{c/c_{\text{åstak}}} * \cos \alpha = 0,98m * \cos(31^\circ) = 0,84m$$

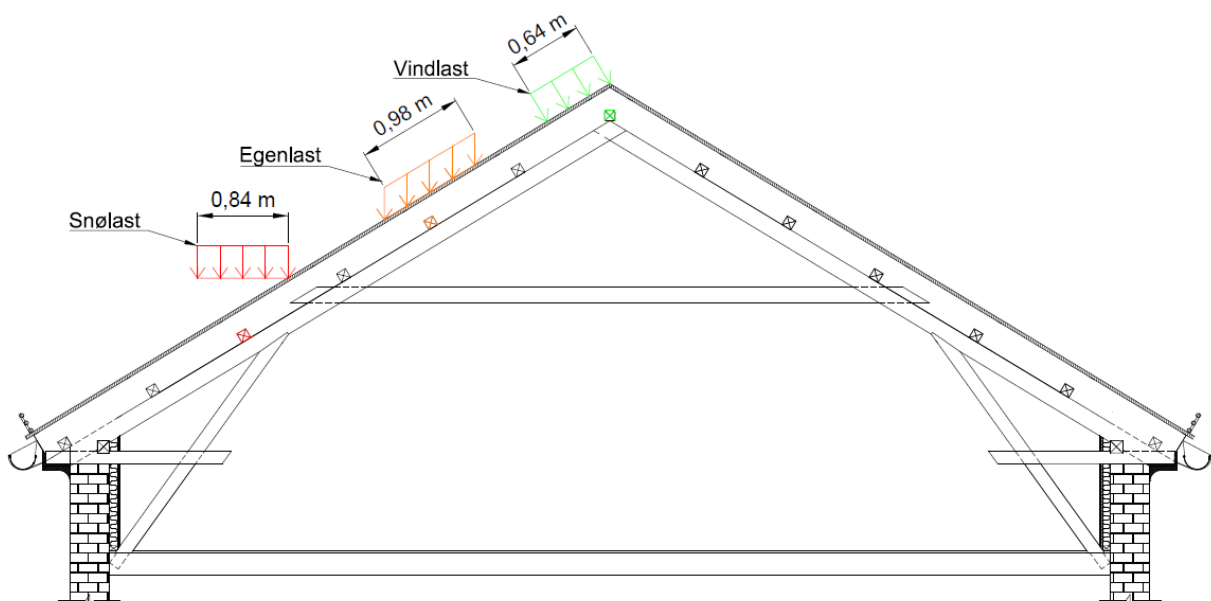
Takstolene nummereres fra 1 til 11 som vist i figur 4.9. Hver enkelt åstakbjelke bærer en lastbredde på 0,98 m på takflaten over (0,84 m horisontalt), med unntak av åstakstol nummer 6 (møne) som ved flatelast langs takflaten bærer en bredde på 0,64 m på hver side av senter (figur 4.10).



Figur 4.9 – Lastbredde over åstakbjelker

Laster på taket angriper som følger (ref. figur 4.10):

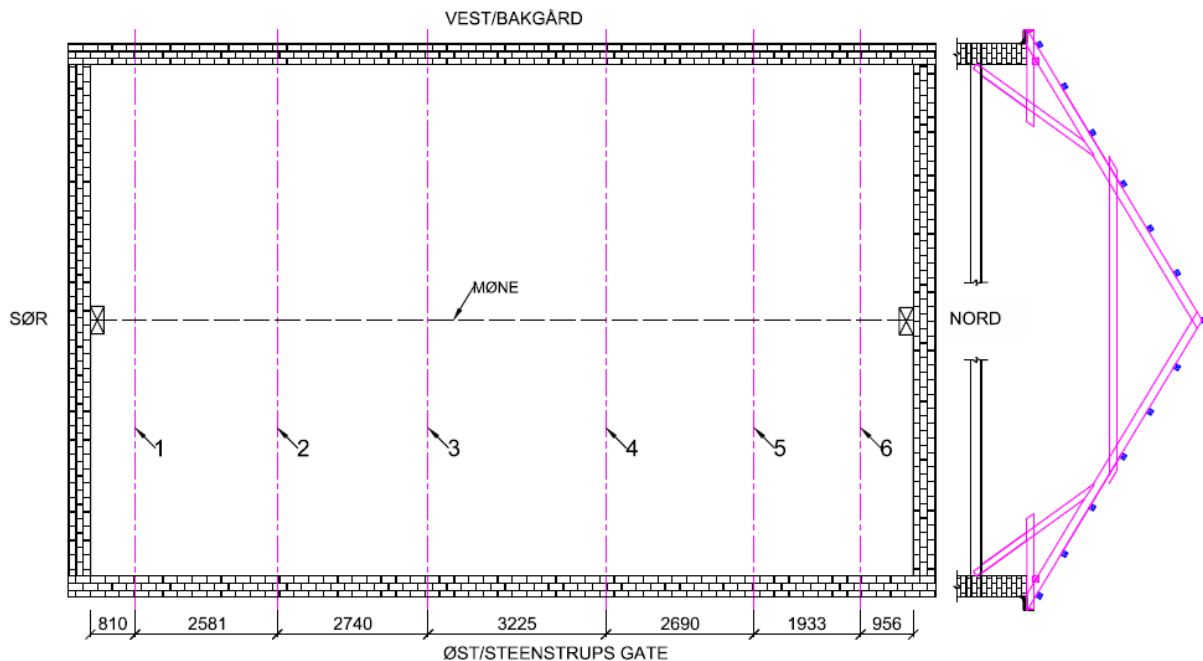
1. Last normalt på takplanet (vindlast). Lastbredden over en åstakbjelke er lik senter-senteravstanden, med unntak i topp (bjelke 6) der man må ta med en tilleggsbredde på 153mm.
2. Direkte vertikallast (egenlast). Lasten overføres til åstakbjelken fra en lastbredde lik senter-senteravstanden på taket.
3. Horisontalprojisert vertikallast (snølast). Lasten overføres til åstakbjelken fra en bredde lik horisontalkomponenten av senter-senteravstanden.



Figur 4.10 – Lasteksempler på tak

## 4.2.2 Lastbredde over hovedsperrer

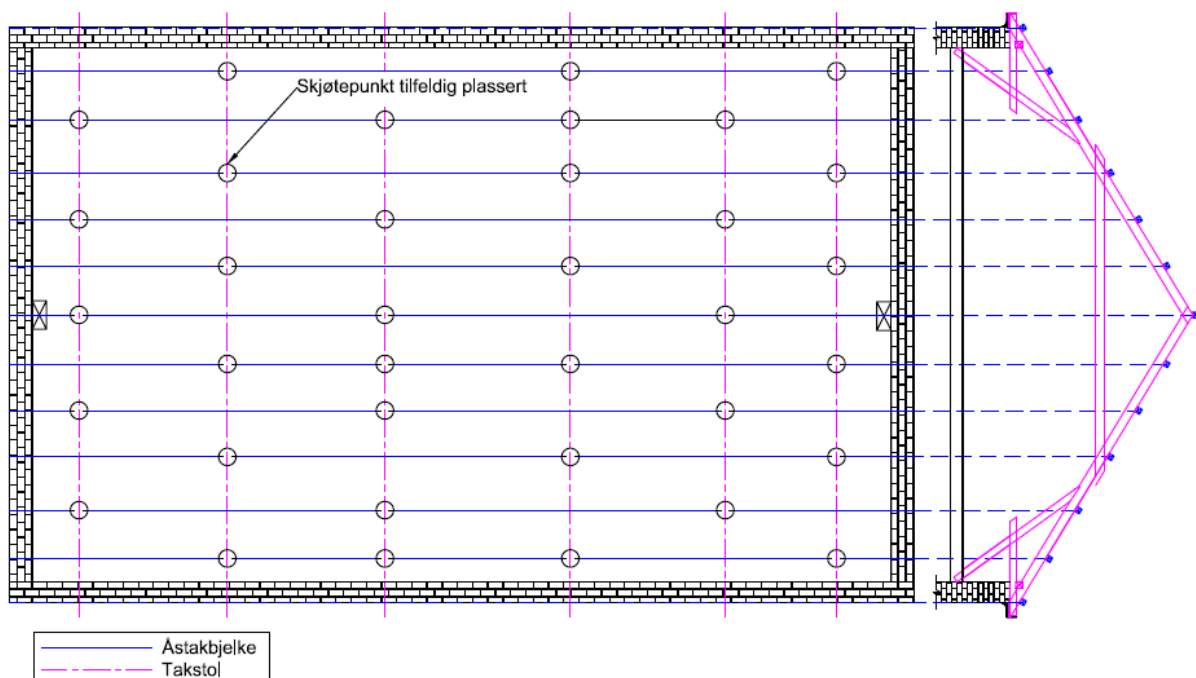
Takstolene, markert i rosa, nummereres fra  $i=1-6$  som vist i figur under:



Figur 4.11 - Takstolnummerering og senter-senter avstander

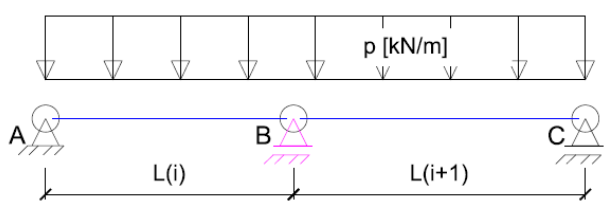
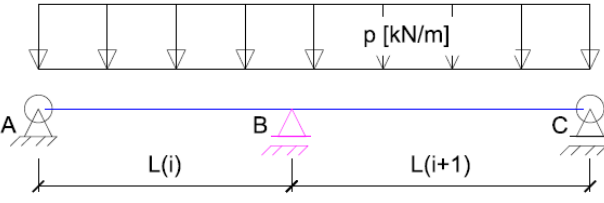
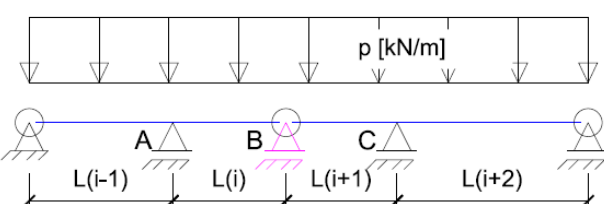
På gavlveggene bæres lasten fra takflaten direkte ned i teglsteinsveggen, og ses bort ifra. Senteravstanden ( $L_i$ ) måles til nærmeste venstre nabosperr fra takstol nummer  $i$ . Avstanden mellom hovedsperrene varierer fra 1933 mm ( $L_6$ ) til 3225 mm ( $L_4$ ), jf. figur 4.11.

Åstakstolene veksler mellom å ligge fritt opplagt (markert med sirkel i figur 4.12) og kontinuerlig over hovedsperrene. Det er ikke undersøkt plassering av skjøtene for hver enkelt åstakbjelke på hovedsperrene, og det kan derfor ikke regnes på det nøyaktige lasttilfellet for hver lastoverføring.

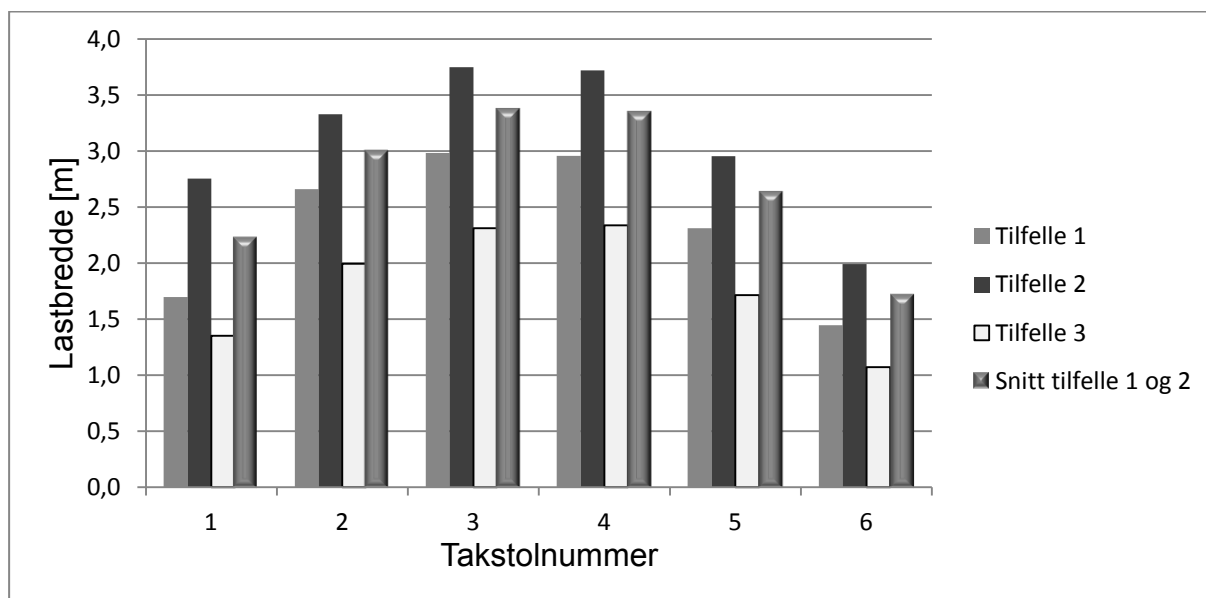


Figur 4.12 - Åstakbjelker på hovedsperrene (kun ment for illustrering)

Tre tilfeller av opplagerkrefter fra en åstakbjelke over en hovedsperre skal ses nærmere på. Åstakbjelken er belastet med linjelasten  $p$ .

Tilfelle	Forklaring	Figur
1	Åstakbjelke fritt opplagt på hovedsperre (B). Fritt opplagt på hosliggende sperrer (A og C)	
2	Åstakbjelke kontinuerlig over hovedsperre (punkt B). Fritt opplagt på nabosperrer (A og C)	
3	Åstakbjelke fritt opplagt på hovedsperre (B). Kontinuerlig over nabosperrer (A og C)	

Hvert av tilfellene gir ulik lastbredde for takstolene<sup>12</sup>. Figur 4.13 viser lastbredden hver takstol påføres i opplagerpunktet til åstakbjelkene i tilfelle 1-3:



Figur 4.13 – Lastbredde over takstol ved tilfelle 1-3, samt snitt av tilfelle 1 og 2

Tilfelle 2 (kontinuerlig åstakbjelke over taksperre) gir de største responskreftene, mens tilfelle 3 (fritt opplagt åstakbjelke på takstol, kontinuerlig over nabosperrer) gir minst. Det antas at lastbredden over hver takstol er snittet av tilfelle 1 og 2, altså de to verste opplagerbetingelsene.

<sup>12</sup> Vedlegg 8: Beregning av lastfeltbredde for takstol 1-6

Lastbreddene som benyttes videre er listet opp i tabell 4.9 for takstol 1-6.

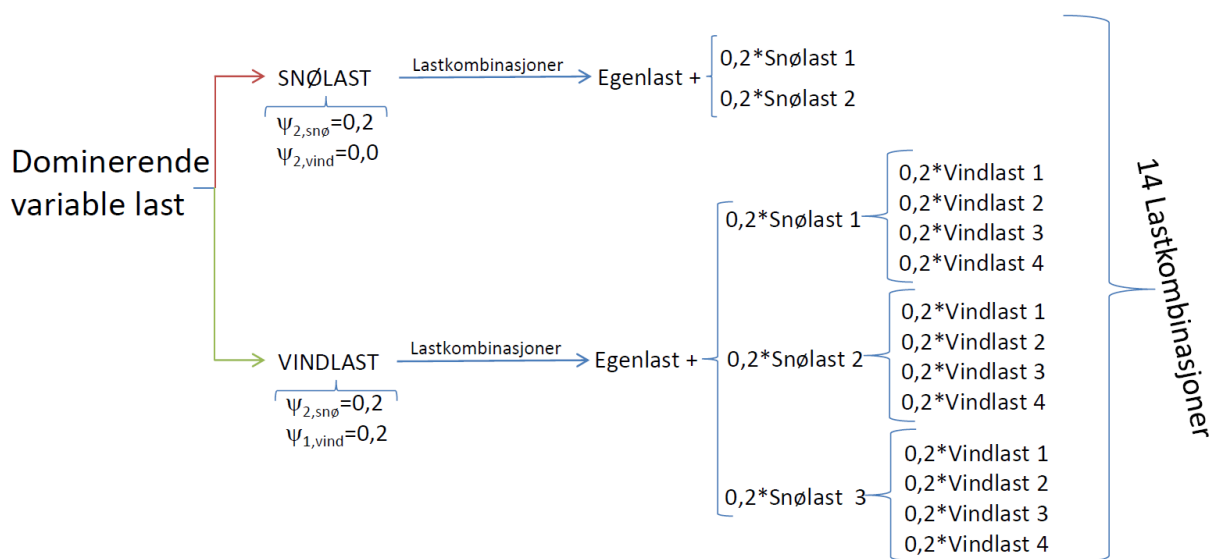
Tabell 4.9 – Lastbredder over takstol

Takstol nummer	1	2	3	4	5	6	Total lastbredde
Lastbredde [m]	2,2	3,0	3,4	3,3	2,6	1,7	16,3 m

Lastbredden over takstol 3 er størst med 3,4 meter. Summer man alle lastbreddene får man en total bredde på 16,3 meter. Reell innvendig lengde av bygget er 15 meter. Valget av lastbredder er dermed til sikker side.

### 4.3 Lastkombinasjoner

Med utgangspunkt i de kartlagte lastene samt reglene for lastkombinering ved ulykkes-situasjonen brann får man i alt 14 lastkombinasjoner. Figur 4.14 lister opp de forskjellige med henholdsvis snølast- og vindlast som dominerende variable last.



Figur 4.14 - Lastkombinasjonsskjema

I tilfellet med snølast som dominerende last, er "Snølast 3" altså tilfellet med halv snølast på den ene siden og hel snølast på den andre siden ikke tatt med, da dette er nøyaktig likt tilfelle som for "Snølast 2" pga. symmetri i konstruksjonen. Lastfaktoren for vindlast er lik null og vindlastpåvirkning tas derfor ikke med.

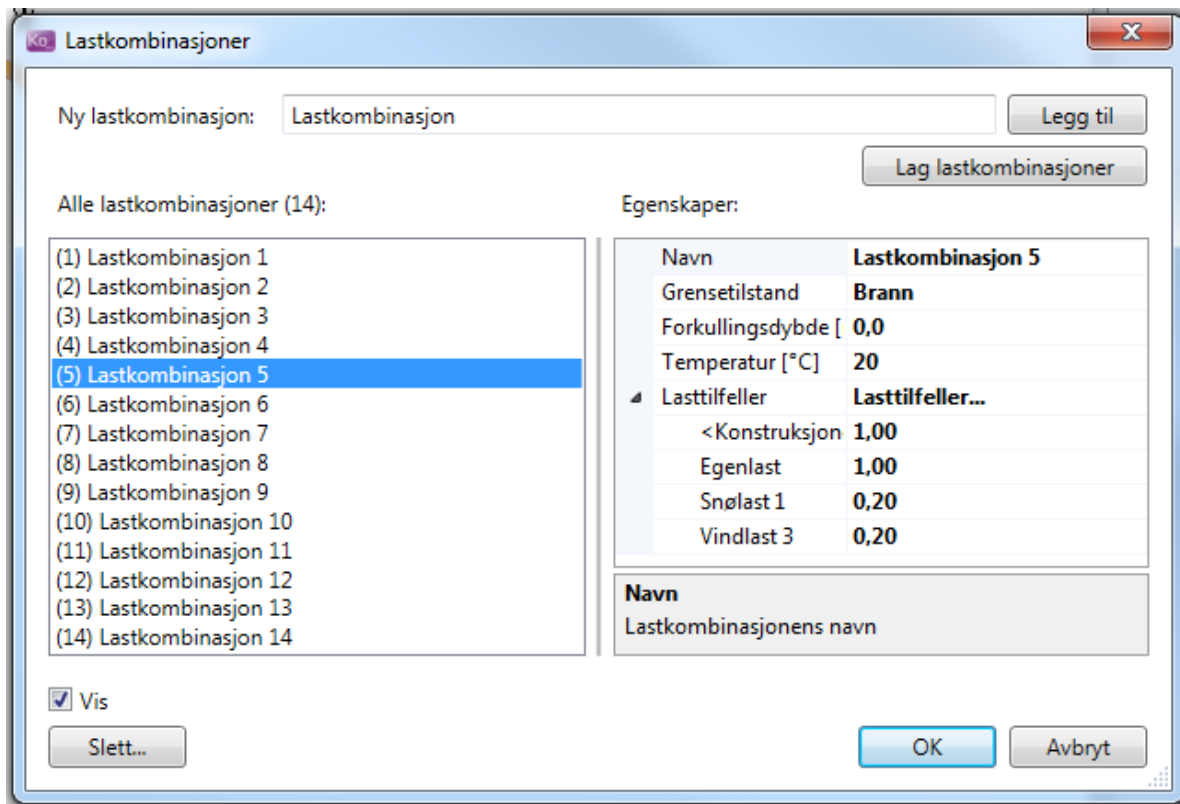
I tilfellet med vindlast som dominerende variable last, må både "Snølast 2" og "Snølast 3" tas med, da vindlasten kan angripe fra to retninger ( $\theta=0^\circ$  og  $\theta=180^\circ$ , jf. kapittel 4.1.1.2).

Alle lastene er jevnt fordelt flatelaster som er direkte proporsjonale med lastbredden over takstolen. Punktlasterne er regnet ut for egenlast, snølast 1-3 og vindlast 1-4 for alle 11 punktene fra åstakbjelkene til alle 6 taksperrene, totalt 528 unike punktlaster<sup>13</sup>. Lastkombinasjonene settes så opp manuelt i FK13 som angitt i figur 4.14.

<sup>13</sup> Vedlegg 10: Punktlaster



Figur 4.15 viser skjermbilde av lastkombinasjon 5, der konstruksjonens tyngde samt ekstra egenlast over tegnet konstruksjon kombineres med snølast tilfelle 1 (full snølast over hele taket, se s. 35) og vindlast 3. Formfaktorer er angitt til høyre for lastenes navn med formfaktorer som angitt i tabell 4.8, s. 40.



Figur 4.15 – Lastkombinasjoner er satt opp manuelt i FK13 (skjermbilde)

Forkullingsdybden er satt til null da konstruksjonen allerede er tegnet med reduserte tverrsnitt. Da effektive tverrsnitt kan antas å ha materialfasthet tilsvarende ved normaltemperatur, settes temperaturen i det gjenværende tverrsnittet til 20°C.

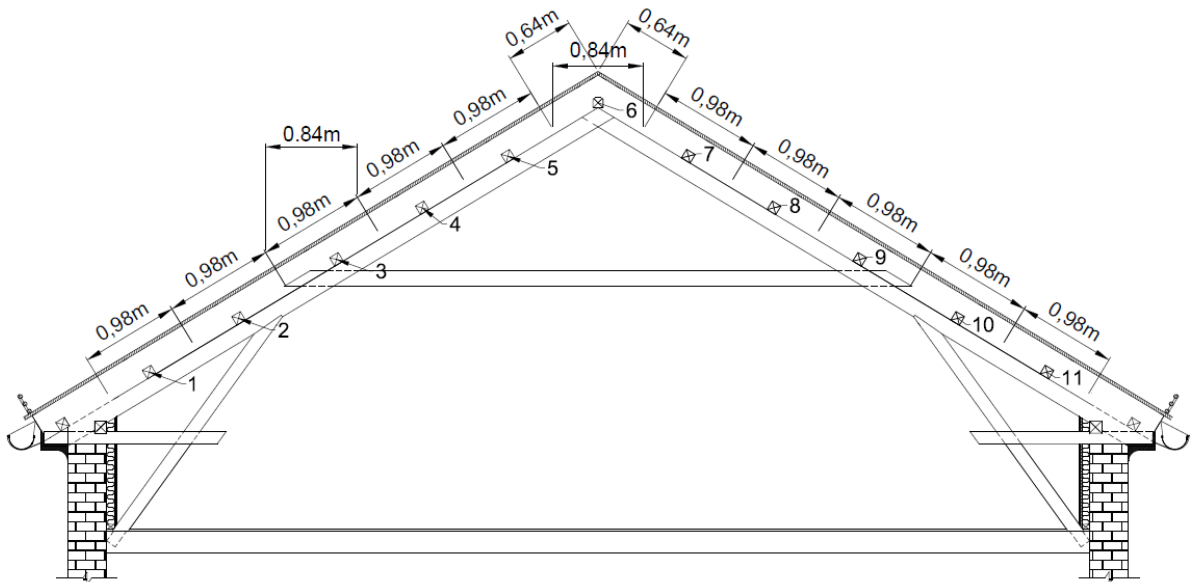


## 5 Kapasitet ved dimensjonerende brann

Originalsperrene i takkonstruksjonen skal kontrolleres for bæreevne etter 30 minutters brann.

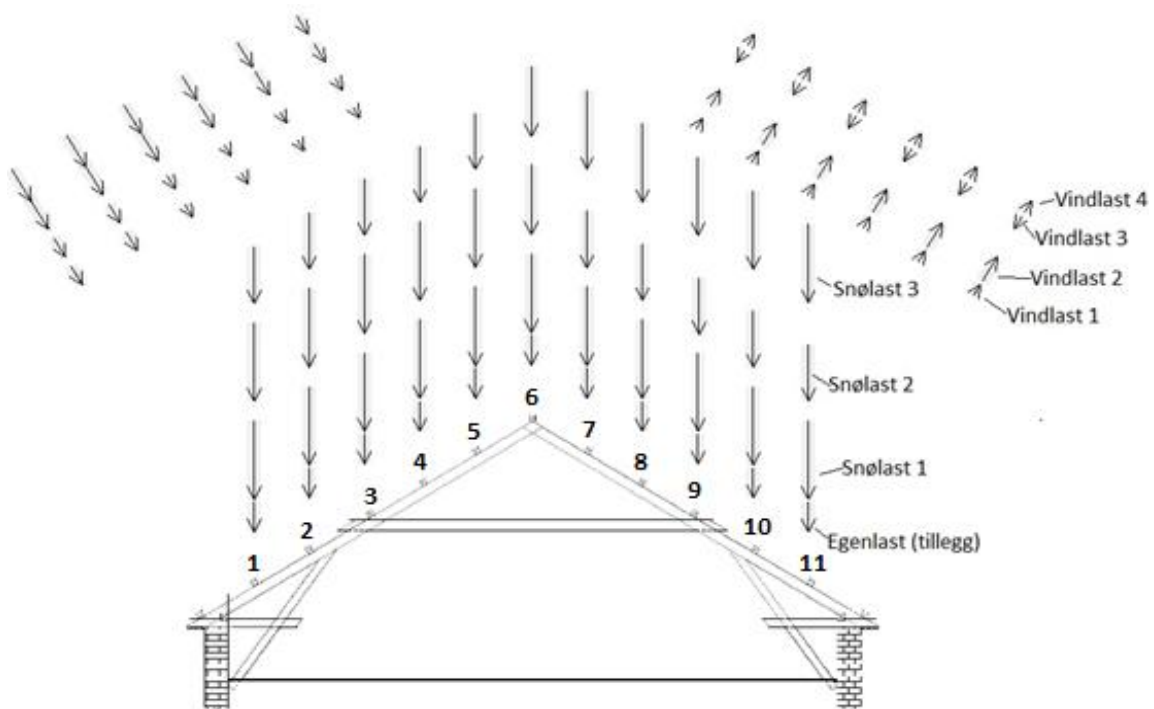
### 5.1 Kapasitetsberegning

Kreftene er plassert i åstakbjelkenes posisjon, som vist i figur 5.1.



Figur 5.1 – Punktlaster angriper via åstakbjelkene

Takstolenes statiske oppsett er alle identiske. Da lastbredden over takstol 3 er størst, er punktlastene her også størst, og siden alle takstolene er konstruksjonsmessig identiske, blir denne dimensjonerende tilfelle. Figur 5.2 viser lastbetegnelse og nummerering av punktlastene over hovedtakstolene.



Figur 5.2 – Lastnummerering

Lastene på takstol 3 er som angitt i tabell 5.1:

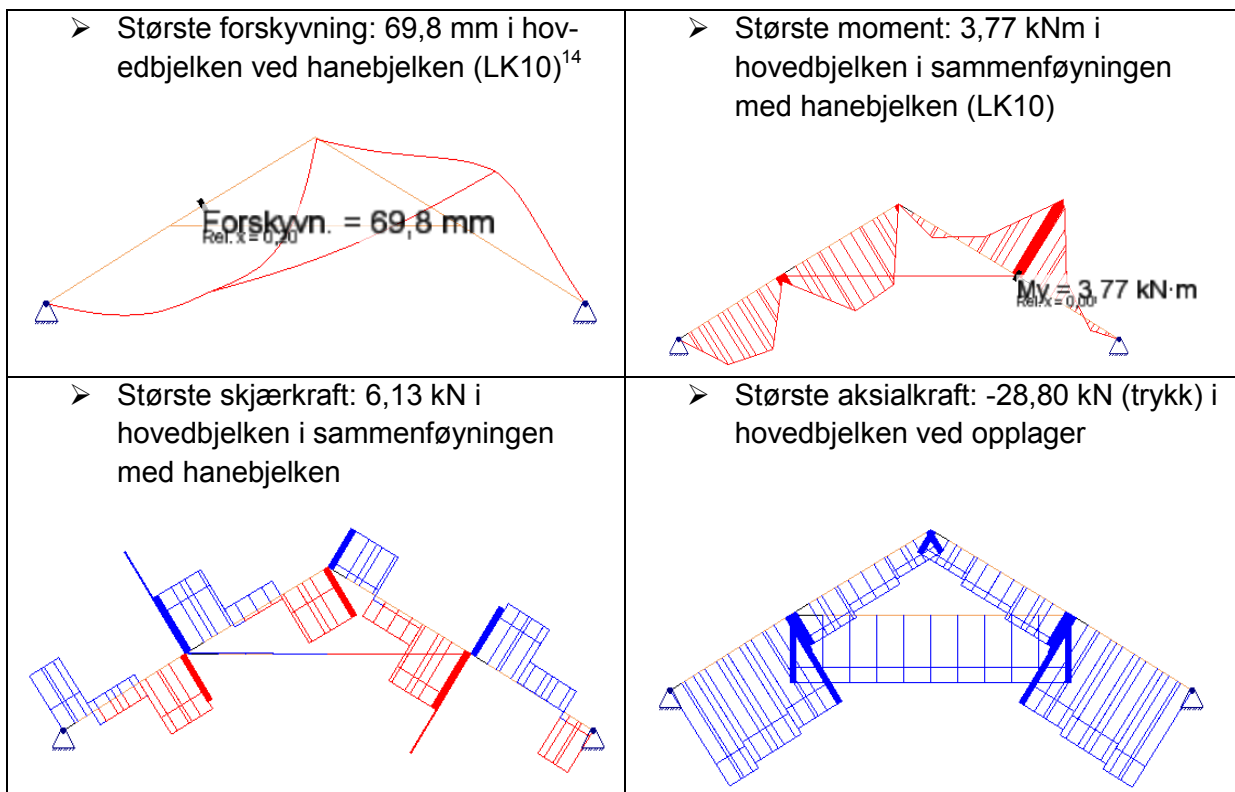
Tabell 5.1 – Punktlaster på takstol 3 (fra vedlegg 10). Tall i [kN]

Åstakbjelke #	1	2	3	4	5	6 (vindside)	6 (le)	7	8	9	10	11
Egenlast	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Snølast 1	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62		7,62	7,62	7,62	7,62	7,62
Snølast 2	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	5,71		3,81	3,81	3,81	3,81	3,81
Snølast 3	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81	5,71		7,62	7,62	7,62	7,62	7,62
Vindlast 1	1,01	1,01	0,69	0,40	0,40	0,28	-0,28	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,27
Vindlast 2	1,01	1,01	0,69	0,40	0,40	0,28	-0,97	-1,41	-1,32	-1,21	-1,21	-0,93
Vindlast 3	2,01	2,01	1,70	1,41	1,41	0,97	0,42	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40
Vindlast 4	2,01	2,01	1,70	1,41	1,41	0,97	-0,28	-0,40	-0,31	-0,20	-0,20	-0,27

Negative verdier i "Vindlast" 1-4 indikerer løft på lesiden av konstruksjonen.

### 5.1.1 Lineær lastanalyse

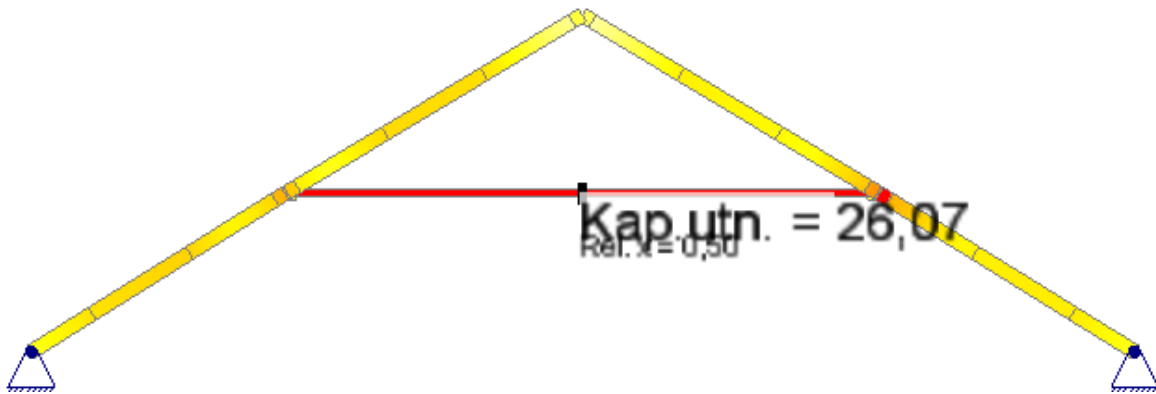
Ved kjøring av lineær lastanalyse får man følgende:



Hele konstruksjonen er i trykk, inkludert hovedbjelkene som dermed kan anses som fast innspennt. For rapport fra lastberegning, se vedlegg 18: *Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13.*

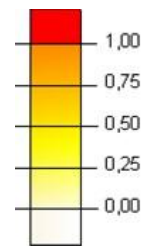
<sup>14</sup> LK=Lastkombinasjon

FK13 tegner et lettoversiktlig kapasitetskart av konstruksjonen (figur 5.3):



Figur 5.3 – Kapasitetsutnyttelse ("Kap. utn.") på originalkonstruksjon, takstol nummer 3

Gul farge indikerer at kapasiteten i tverrsnittet er lav (0-0,5, jf. figur 5.4). Når fargen blir mørkere, mot oransje, indikerer det at kapasitetsutnyttelsen nærmer seg fullt utnyttet. Ved kapasitetsutnyttelse større eller lik 1,0 skifter fargen brått over til rødt. Rød farge betyr at kapasiteten er overskredet.



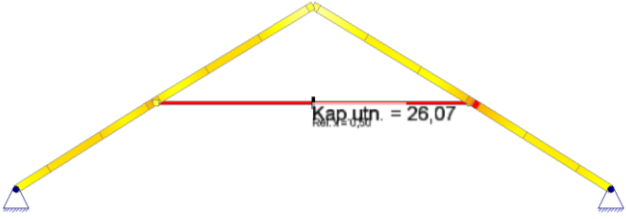
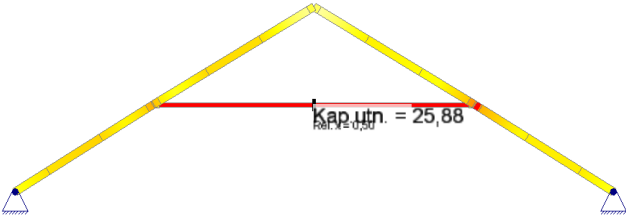
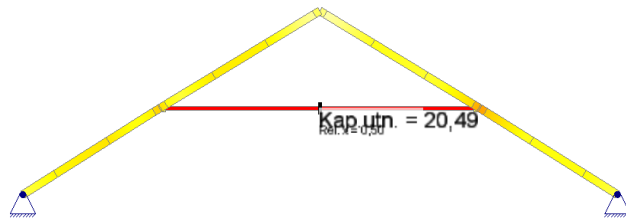
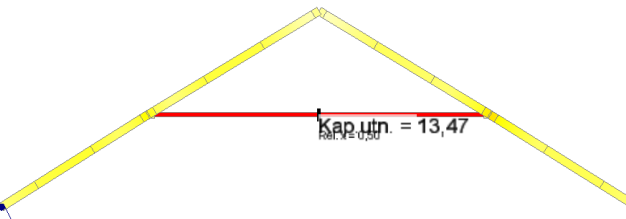
Figur 5.4 - Fargeskala på kapasitetsutnyttelse (FK13)

Kapasiteten i takstol 3 er overskredet to steder. Laveste kapasitetsoverskridelse er i hovedbjelken i sammenføyningen til hanebjelken (kap. utn. ca 1,05) der det opptrer en kombinasjon av høyt bøyemoment om y-aksen (i papirplanet) og trykkraft (NS-EN 1995-1-1 ligning 6.23).

Størst kapasitetsoverskridelse er i hanebjelken der knekning i horisontalplanet (bøyning om svak z-akse) gir høyest kapasitetsutnyttelse (NS-EN 1995-1-1 lign. 6.24). Årsaken til knekning er en kombinasjon av høy slankhet i tverrsnittet, som ved brann reduseres fra 95x125 mm til 33x63 mm, stor trykkraft (ca 17 kN) og stort spenn ( $L_{ky}=L_{kz}=5,1\text{m}$ ).

Kapasitetskontroll på takstol 1-6 gir:

Takstol	Kapasitetskart	Kapasitetsutnyttelse
1		17,32 i hanebjelke
2		23,22 i hanebjelke

3		<p>26,07 i hanebjelke</p> <p>1,05 i hovedbjelke ved hanebjelke (lign. 6.24)</p>
4		<p>25,88 i hanebjelke</p> <p>1,03 i hovedbjelke ved hanebjelke</p>
5		<p>20,49 i hanebjelke</p>
6		<p>13,47 i hanebjelke</p>

Takstol 3 og 4 får i tillegg til knekking av hanebjelken brudd i hovedbjelken som følge av for høy kombinasjon av bøyning og trykk. Alle kapasitetsoverskridelsene går på NS-EN 1995-1-1 kapittel 6.3.2 ligning 6.23 og 6.24. Kapittel 6.3 i standarden omhandler stabilitet av bygningsdeler. I koblingen er det litt usikkerhet til valg av knekkklengde, hvilket er en medvirkende faktor i kapasitetskontrollen som er utført.

Det gjøres her en manuell kontroll av tverrsnittskapasiteten etter kapittel 6.2 som en troverdighetssjekk på svarene fra lastanalysen.

#### Manuell kontroll av tverrsnittet i takstol 3, hovedbjelke ved hanebjelke:

Fra Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1: "Allmenne regler og regler for bygninger", kapittel 6.2 "Dimensjonering av tverrsnitt utsatt for kombinerte spenninger":

Følgende uttrykk må være oppfylt for tverrsnitt med kombinert bøyning og trykk:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d,fi}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d,fi}}{f_{m,z,d,fi}} \leq 1 \quad (6.19)$$

Her er det ingen spenninger om z-aksen og kapasitetskontrollen kan forenkles til:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d,fi}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} \leq 1$$

Opptredende trykk- og moment i tverrsnittet hentes fra kapasitetskartet i beregningen av takstol 3 i FK13. Materialfastheter og utregning av dim. fasthet gjøres fra metode forklart i kapittel 3.3.1. Tabell 5.2 gjennomgår nødvendig utregning av opptredende spenninger i bjelketverrsnittet fra opptredende krefter.

**Tabell 5.2 – Beregning av dimensjonerende trykk og bøyningsspenning**

Input	Verdi	Enhet
$b$	51,0	mm
$h$	123,5	mm
$A (=bh)$	6298,5	mm <sup>2</sup>
$W_y (=1/6)bh^2)$	1,30E+05	mm <sup>3</sup>
$f_{m,k}$	24	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,0,k}$	21	N/mm <sup>2</sup>
$f_{m,d,fi} (=1,25 * f_{m,k})$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,0,d,fi} (=1,25 * f_{c,0,k})$	26	N/mm <sup>2</sup>
<b>fra FK13</b>		
$M_{y,Ed}$	3,77	kNm
$N_{c,Ed}$	25,80	kN
$\sigma_{m,y,d} (=M_{y,Ed}/W_y)$	29,1	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,0,d} (=N_{c,Ed}/A)$	4,10	N/mm <sup>2</sup>

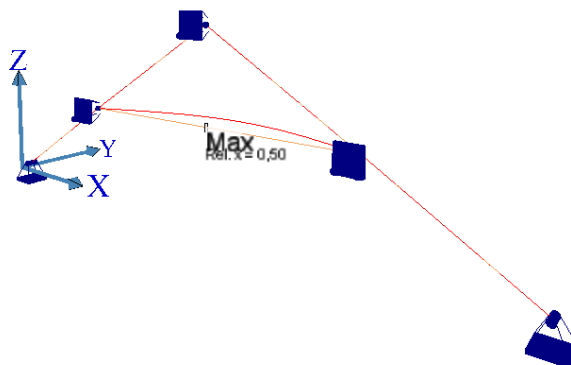
Numeriske verdier settes inn i ligningen og man får følgende:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} = \left(\frac{4,1 \text{ N/mm}^2}{26 \text{ N/mm}^2}\right)^2 + \frac{29,1 \text{ N/mm}^2}{30 \text{ N/mm}^2} = 1,0$$

Kapasitetsutnyttelsen i hovedbjelken ved hanebjelken er 1,0 (100%). Focus regnet seg fram til 1,05 (1,1 med to gjeldende siffer), hvilket er til sikker side. Det antas på grunnlag av dette at kapasitetsanalysen i henhold til NS-EN 1995-1-1 ligning 6.23 er konservativ i framtidige beregninger i FK13.

### 5.1.2 Linearisert knekningsanalyse

Beregningen må kjøres for lastkombinasjon 1 til og med 14. Lastkombinasjon 5, full snølast på begge takflater og vindtrykk på begge takflater, viser seg å gi den laveste knekkfaktoren. Knekkformen er vist i figur 5.5.

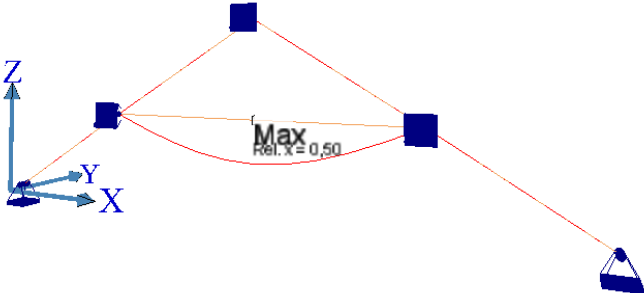
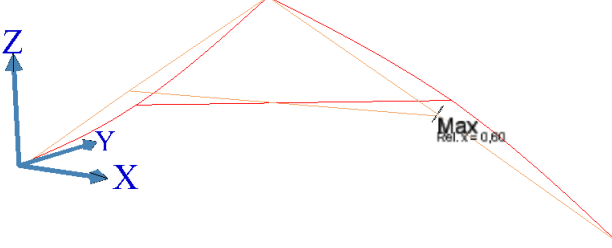


**Figur 5.5 – Knekkform 1 på takstol 3, lastkombinasjon 5.  $\lambda=0,03$**

Knekkform 1, utbøyning av hanebjelken om z-aksen med påfølgende 2. ordens moment og knekning, er dimensjonerende for konstruksjonen, og samsvarer med resultatet av den

lineære analysen, jf. figur 5.3. Focus lister opp knekkformene i kronologisk rekkefølge fra lavest knekkfaktor ved knekkform 1, og påfølgende knekkform med tilhørende knekkfaktor.

Et par andre interessante knekkformer skal også trekkes fram. Knekkform 2 og 9 med tilhørende knekkfaktorer er gjengitt under:

Knekkform nummer	Knekkform	Knekkfaktor ( $\lambda$ )
2	 <p>Figur 5.6 - Knekning i hanebjelken om y-aksen</p>	0,11
9	 <p>Figur 5.7 - Knekning i hovedbjelken ved hanebjelken (opplagere er skjult for bedre å vise knekkform)</p>	1,12

Knekkform nummer 2 (figur 5.6) viser knekning av hanebjelken om y-aksen. Knekkfaktoren  $\lambda$  er lavere enn 1,0, hvilket betyr at konstruksjonen går til brudd. Hanebjelken må med andre ord også utbedres med hensyn til knekning i vertikalplanet.

Knekkform nummer 3-8 er alle varianter av knekkformer i hanebjelken og utelatt her.

Knekkform nummer 9 (figur 5.7) gir den laveste knekkfaktoren for knekning av hovedbjelken. Knekkfaktoren  $\lambda$  er her høyere enn 1,0, hvilket betyr at konstruksjonen er stabil. Dette går imot resultatet av kapasitetsanalysen, der kapasitetsutnyttelsen var overskredet (105% kap. utn.). I hjelpe-funksjonen til Focus konstruksjon står det følgende om linealisert knekningsanalyse<sup>15</sup>:

*”... metoden (vil) alltid overvurdere knekklasten, dvs. at den gir et estimat til usikker side.”*

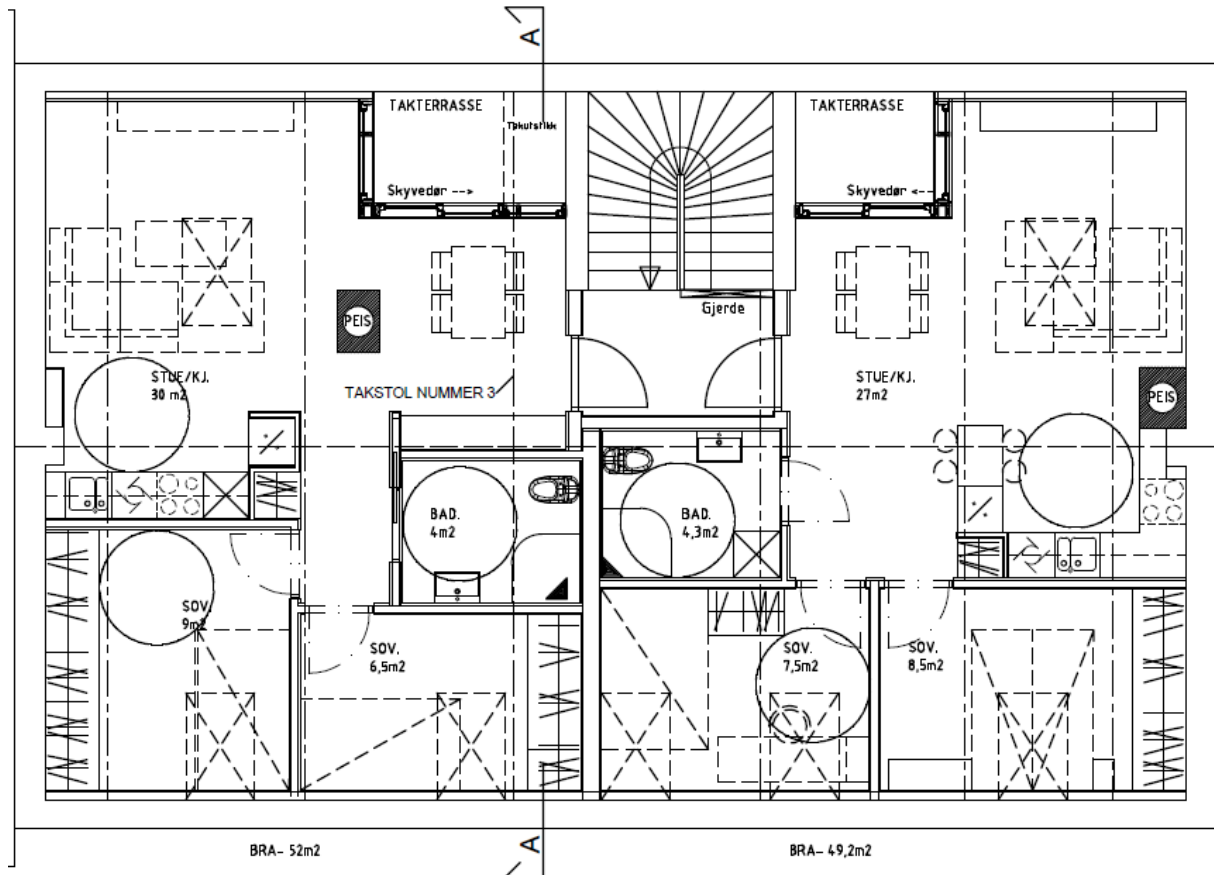
Det antas videre at faren for knekning i hovedbjelken for takstol 3 og 4 er et reelt problem.

<sup>15</sup> Vedlegg 4: Focus hjelpefunksjon. Linearisert knekning



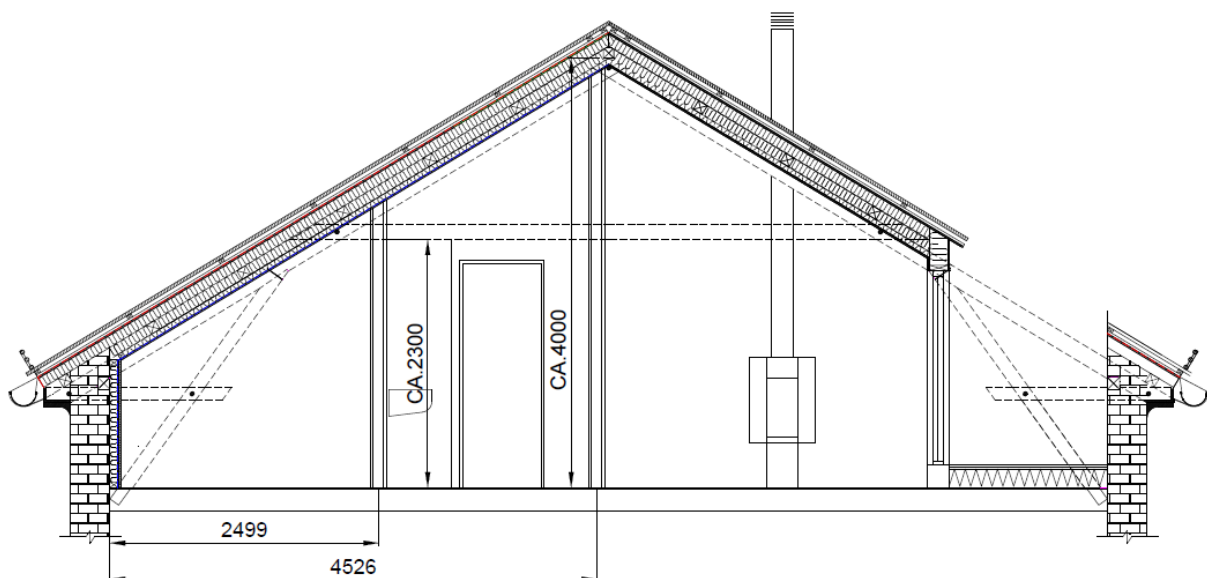
## 6 Utbedring

Før det går videre med å finne løsninger på forbedring av bæreevne kastes det et blikk på innredningsplan for de framtidige leilighetene (figur 6.1):



Figur 6.1 – Framtidig planløsning på loftet (horizontalsnitt)

Figur 6.2 viser vertikalsnitt A-A fra figur 6.1 gjennom den ene leiligheten.



Figur 6.2 – Snitt A-A, skillevegger ved takstolnummer 3

Det skal bygges to 3-romsleiligheter med bruttoareal på ca 50 m<sup>2</sup> hver. Ny planløsning innfører en rekke skillevegger som er selvbærende, men som i kontakt med hanebjelken og/eller hovedbjelkene også kan bli lastbærende. Dette kan brukes til å redusere belastning og knekk lengder for komponentene, dersom bæringen i veggelementet og overføring til gulvbjelkelaget tillater det. I tillegg kan ønske om hems endre både lastsituasjon på takstolene, skilleveggene og avstiving i horisontal- og vertikalplanet.

Ønsker fra byggherren:

- Bevaring av synlig bæresystem
- Hems oppå deler av hanebjelkene, men må være tilgjengelig og praktisk

## 6.1 Valg av utbedrende løsninger

I resultatene fra kapasitetsberegningene på originale takstoler ble det funnet at stor slankhet i hanebjelken i kombinasjon med høy knekk lengde og høy trykkraftpåkjenning, ga knekning både om z- og y-aksen (utbøyning henholdsvis horisontalt og vertikalt). I tillegg ble det kapasitetsoverskridelse i hovedbjelken ved hanebjelken på takstol nummer 3 og 4.

Brannisolering og bevaring av tverrsnitt i knebukkene vil avlaste trykk og momentspenninger i hovedbjelkene og trykkspenning i hanebjelken, men knebukkene har en del vinkler og store variasjoner i sammenføyning som gjør det arbeidsomt å platekle og bokse inn bjelkene. I tillegg er de konstruksjonsmessige detaljene sjarmerende og lette å studere da de er på hodenivå. Dette er kvaliteter som byggherre verdsetter. Det ses dermed bort fra brannsikringsmessig utbedring av knebukkene.

Det skal gjøres tre inngrep for å bedre kapasiteten til konstruksjonen de dimensjonerende 30 minuttene ved brannforløp.

Utbedringer takstol 1-6:

- Hanebjelke isoleres fra branneksponeering slik at mer av originaltverrsnittet bevarer
- Skillevegger som ligger i byggets lengderetning blir lastbærende i trykk fra hanebjelke

Tilleggsutbredninger for takstol 3 og 4

- Hovedbjelke ved hanebjelke isoleres fra å tape tverrsnittshøyde for takstol

### 6.1.1 Bevaring av hanebjelke

Hanebjelken reduseres fra 95x125 mm til 33x63 mm ved eksponering fra start til 30 minutter ut i brannforløpet. Ved å kle inn bjelken med et materiale fra en eller flere sider, reduserer man temperaturstigningen og forkullingen av bjelketverrsnittet. For fullstendig bevaring av bjelken må den beskyttes fra alle 4 sider lenge nok til at forkulling ikke finner sted og temperaturen i materialet ikke rekker å øke over til svekkelse av fasthetsegenskapene.

Som en løsning på bevaring av tverrsnittet kan man kle inn hanebjelken i grovt panel med tilsvarende utseende som er der fra før. Vanlig tømmermannskledning med røff side eksponert kan være en fin løsning. Det velges skurlast av gran (samme kvalitet som eksisterende konstruksjon) med tykkelse 22 mm som beskyttelsesmateriale. Dette er den største standardtykkelsen som er hylleware hos de fleste byggevareforretninger.

### Beregning av gjenværende tverrsnitt på hanebjelke:

NS-EN 1995-1-2:

Tid til forkullingsstart i hanebjelken:

$$t_{ch,hanebjelke} = \frac{h_p}{\beta_0} = \frac{22\text{mm}}{0,65\text{ mm/min}} = 33,8\text{ min} > t_{d,fi} \quad (3.10)$$

Panelet hindrer forkulling i tiden det dimensjoneres for. Effektiv forkulling blir dermed kun tilleggsdybden som tar hensyn til svekket tverrsnitt som følge av temperaturstigning:

$$d_{ef} = k_0 d_0 \quad (4.1)$$

der

$$k_0 = 1,0$$

4.2.2 (3)

$$d_0 = 7\text{ mm}$$

4.2.2 (1)

$$d_{ef} = 1 * 7\text{ mm} = 7\text{ mm}$$

Effektiv forkullingsdybde trekkes fra de eksponerte sidene. For hanebjelken blir dette alle 4 sidene i hovedtverrsnittet og 2 sider i koblingen til hovedbjelken:

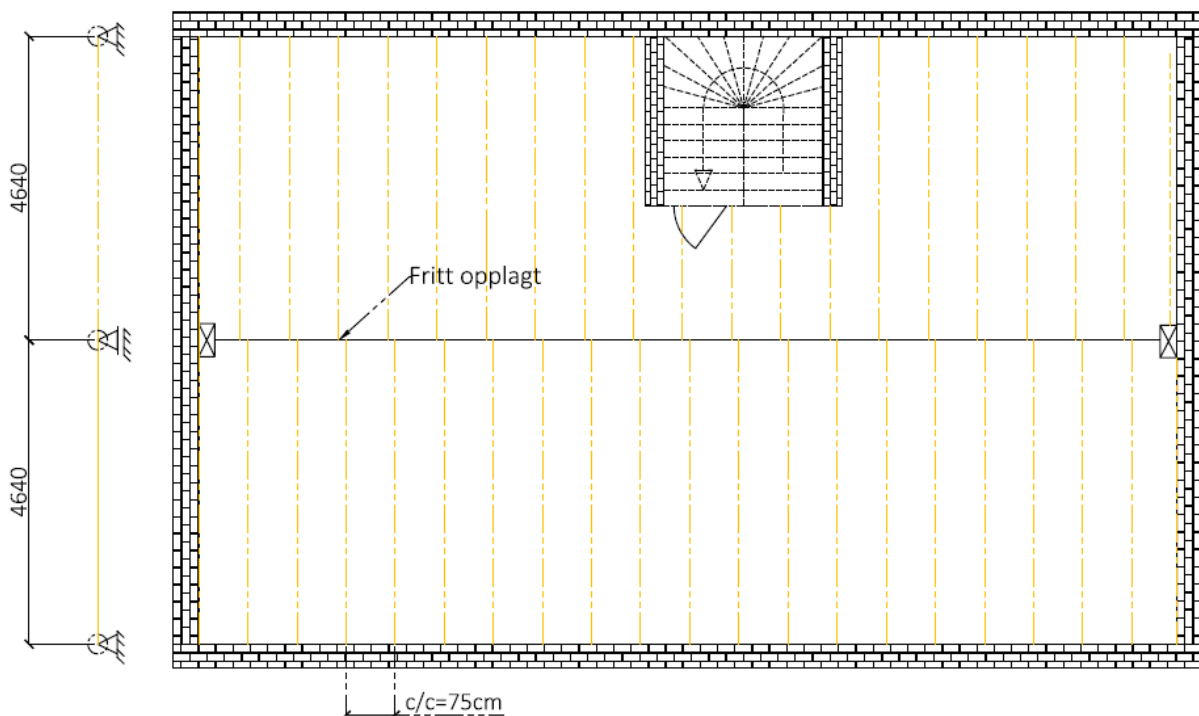
$$bxh_{fi,hanebjelke} = (95 - 2 * 7) \times (125 - 2 * 7) = 81 \times 111\text{ mm}$$

$$bxh_{fi,hanebjelke\ ved\ hovedbjelke} = (47,5 - 7) \times (125 - 7) = 40,5 \times 117\text{ mm}$$

### 6.1.2 Lastoverføring fra hanebjelke til skillevegger

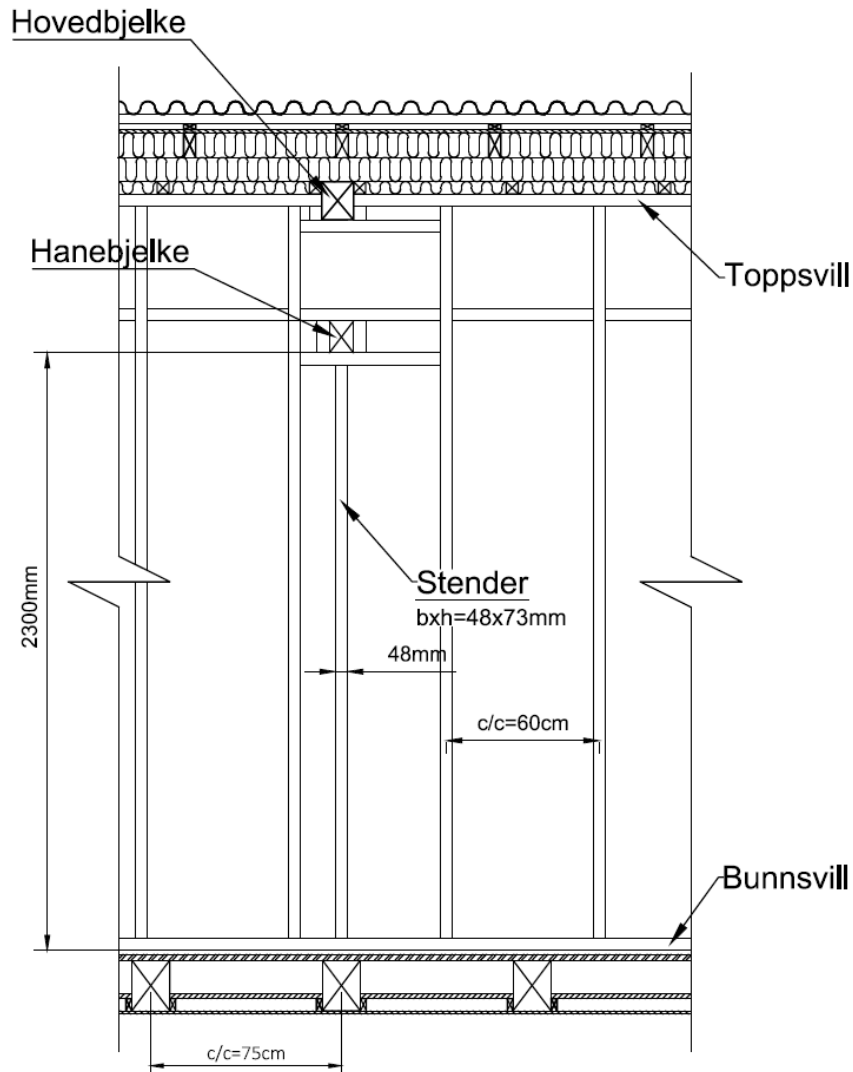
Tverrlast som følge av vertikal forskyvning av hanebjelken tas opp av stenderverket i skilleveggen. Det antas at skilleveggen kun tar opp trykkrefter. For å beregne lastbærende virkning fra veggene på hanebjelkene må man først vite gulvets bæreegenskaper.

Gulvbjelkene består av grove 150x200mm trebjelker med senteravstand på ca 75 cm. Gulvbjelkenes orientering i bygget er som vist i figur 6.3, med opplagring i endene og på teglsteinsmur i senter av bygget som er gjennomgående fra kjeller til etasjeskiller mellom 3. etasje og loft:



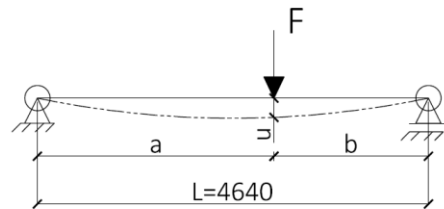
Figur 6.3 – Gulvbjelkelag (gule linjer)

Krefter fra hanebjelken til gulvbjelken overføres av en stender, stående mellom underkant av hanebjelken og bunnsvillen til skilleveggen som vist i figur 6.4. Stenderne overfører kun trykkrefter og motvirker forskyvning av hanebjelken i vertikalplanet nedover. Aksiell fjærstivhet i stenderen neglisjeres.



Figur 6.4 – Skillevegg med stender under hanebjelke (vertikalsnitt)

Da knebukkene er plassert i gulvbjelkene (se bilde 3.2 på s. 14), kan det antas at gulvbjelkenes posisjon er vertikalt rett under hanebjelkene, jf. figur 6.4. Vertikalast fra hanebjelken overføres dermed via veggen til én gulvbjelke. Lasten fungerer som en punktlast  $F$  og gir nedbøyningen  $u$ , jf. figur 6.5.



Figur 6.5 – Nedbøyning  $u$  ved lasten  $F$

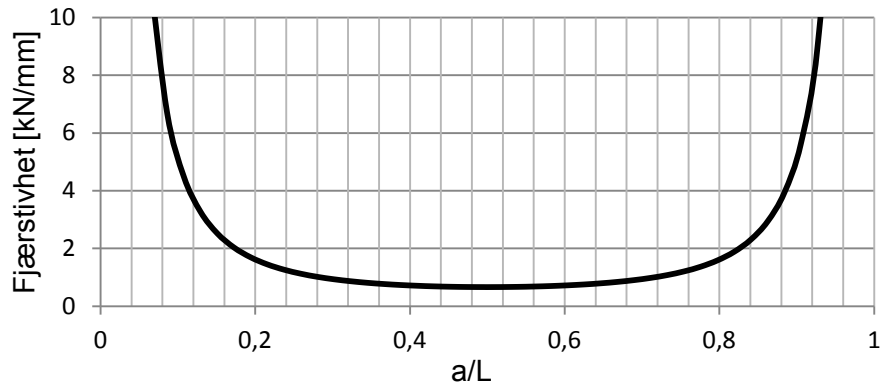
Bjelken vil reagere på punktlasten med fjærstivheten  $k$ :

$$k_{gulvbjelke} = \frac{\text{kraft}}{\text{forskyvning}} = \frac{F}{u}$$

Utleddet fra Irgens formelsamling, 1999, Tabell 5 punkt 9:

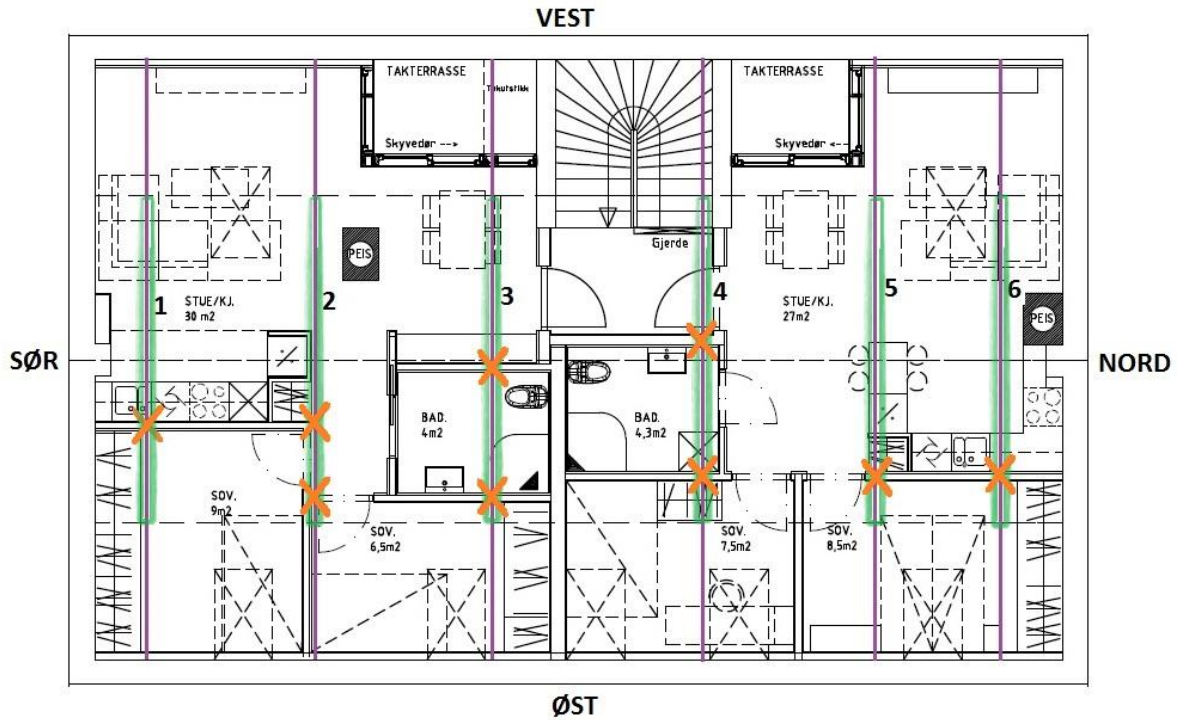
$$k_{gulvbjelke} = \frac{3LEI}{a^2b^2} \quad [N/mm]$$

Fjærstivheten til gulvbjelken som funksjon av plasseringen  $a$  fra opplageren er plottet i figur 6.6. Man ser at fjærstivheten øker dess nærmere den plasseres en opplager:



Figur 6.6 – Gulvbjelkenes fjærstivhet

Skilleveggene krysser takstolene med tilhørende hanebjelker på plassene markert med oransje kryss på figur 6.7:



Figur 6.7 – Skillevegger er markert med oransje kryss på hanebjelker markert med grønt

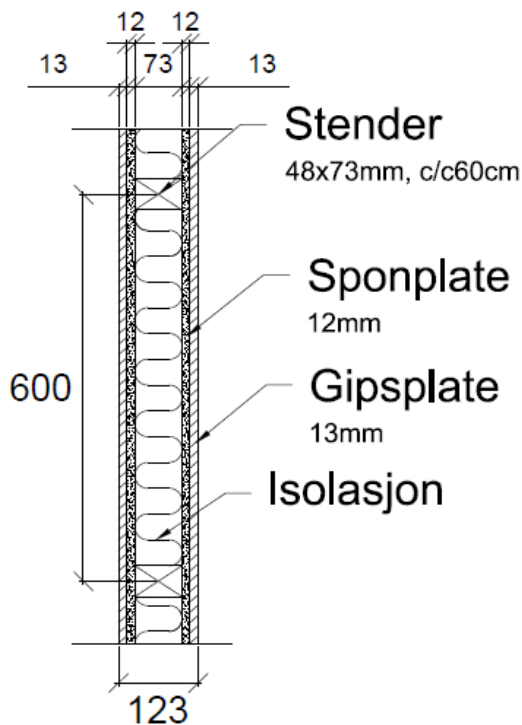
På takstolnummer 2, 3, og 4 ligger hanebjelken på 2 skillevegger. Det skilles derfor på 2 fjærstivheter,  $k_1$  og  $k_2$ , der  $k_1$  er nærmest østvendt langvegg og  $k_2$  er nærmest mønet. Over innfelt takterrasse antas det ingen lastoverføring til innerveggen.

Fjærstivhetene er beregnet<sup>16</sup> og gjengitt i tabell 6.1.

Tabell 6.1 – Fjærstivhet ved skillevegger

Takstol	1	2	3	4	5	6
$k_1$ [kN/mm]	1,1	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
$k_2$ [kN/mm]	-	1,1	57,5	9,4	-	-

<sup>16</sup>Vedlegg 11: Beregning av gulvbjelkestivhet



Figur 6.8 – Skillevegg (horizontalsnitt)

Etter dimensjonerende brann er altså platelagene forkullet bort og stenderene står blottlagt. Knekk lengden for stenderen under hanebjelken tilsvarer en søyle med leddlager i begge ender:

$$L_{k,y,stender} = L_{k,z,stender} = L_{stender} = 2300\text{mm}$$

Ved forkulling av platelagene på stenderene vil skilleveggene ha lav stivhet parallelt med vegglivet grunnet høy slankhet ved bøyning om svak akse. Dette innebærer at utbøyning og dertil knekning av hanebjelken er en reell risiko. For takstol 1, 2, 5 og 6 settes derfor knekk lengden til hanebjelken i horisontalplanet (om z-aksen) til hele lengden (som før):

$$L_{k,z,hanebjelke} = L_{hanebjelke} = 5056\text{mm}$$

Knekk lengdene i vertikalplanet (om y-aksen) settes lik avstanden mellom "opplagerpunkter" på bjelken. Dette er løst i FK13 ved å sette alle knekk lengdene om y-aksen for takstol 1, 2, 5 og 6 lik relativ lengde.

Veggene på takstol 3 og 4 er delvis vanlige vegger med 13 mm gips utenpå 12 mm spon, men veggene som vender inn mot badet har annerledes oppbygning. Baderomsveggene er markert med rødt i figur 6.9 på neste side.

Valgt stenderdimensjon er 48x73mm justert skurlast i fasthetsklasse C24, med senteravstand 60 cm.

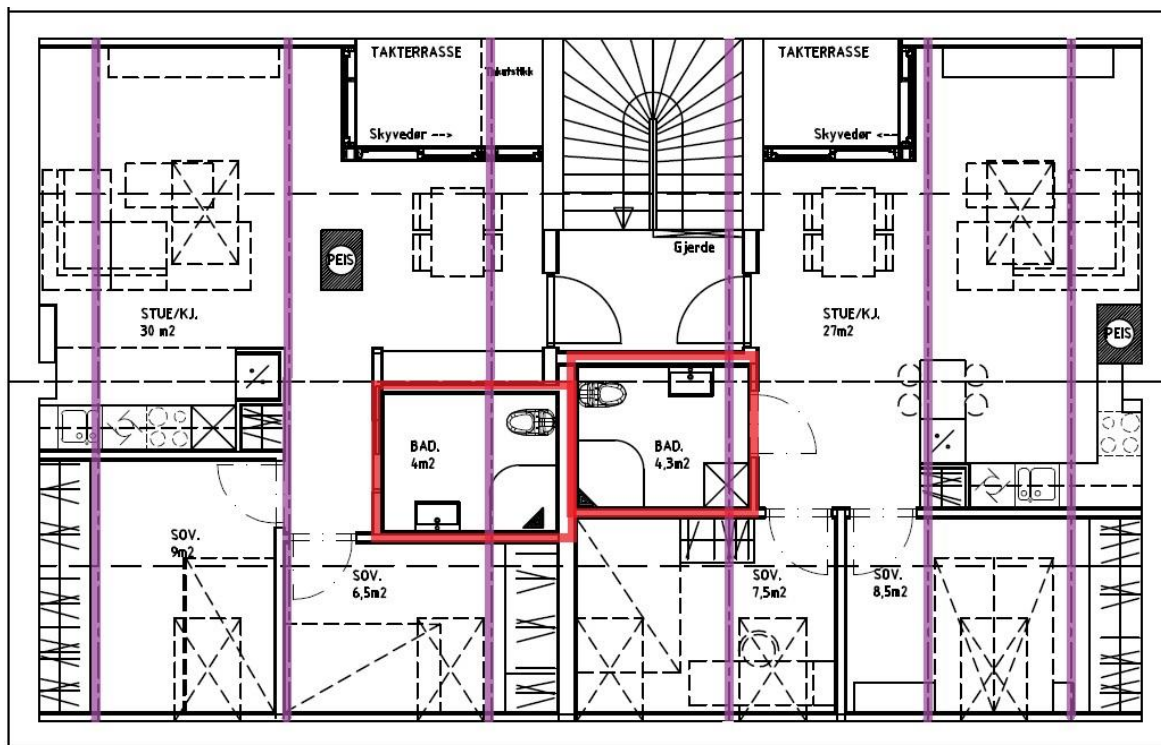
Veggene kles med ett lag 13mm gips utenpå ett lag 12 mm sponplate på hver side, som vist i figur 6.8. Tilsvarende beskyttelse ble beregnet i kapittel 3.2.2 for kneveggene. Forkulling av sponplaten utsettes til 22,4 minutter ut i brannen og forkulling i stenderene starter ved ca t=30 minutter. Effektiv forkullingsdybde i stenderen regnes som:

$$d_{ef,stender} = d_{char,n} + k_0 d_0 = 0 + 1,0 * 7\text{ mm}$$

$$d_{ef,stender} = 7\text{ mm}$$

Det isoleres med mineralull mellom stenderne og effektiv forkullingsdybde trekkes kun fra plateslåtte ender:

$$bxh_{fi,stender} = 48x(73 - 2 * 7) = 48x59\text{mm}$$



Figur 6.9 – Baderomsvegger ved takstol 3 og 4

Baderomsveggene skal kles med fliser. Det tas utgangspunkt i Byggforskseriens anbefaling om oppbygning av veggene ved bruk av reisverk av tre med senteravstand 60 cm. Veggens oppbygning er vist i figur 6.10.

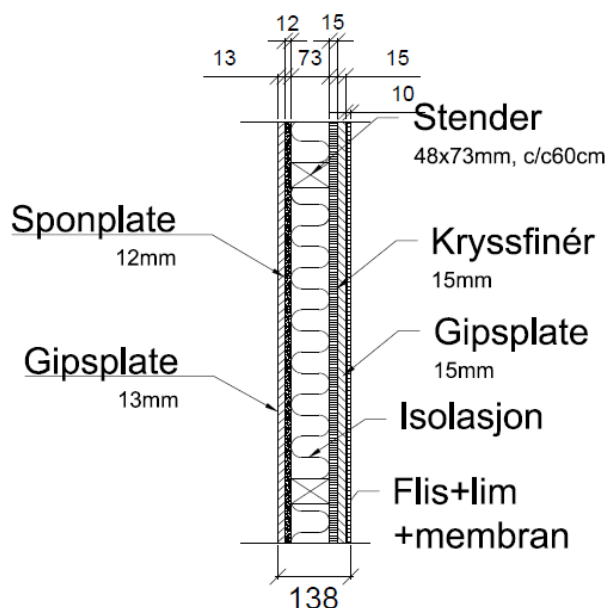
På stenderverket skal det brukes to lag dimensjonsstabile bygningsplater med forskjøvnede skjøter med platetykkelse på ca 13 mm per lag (BKS 543.506, 2006, s. 4).

Som indre lag, på stenderene, velges det å bruke 15 mm kryssfinerplate. Platene gir styrke og stivhet nok til å montere for eksempel servantskap, hyller og lignende uten ekstra spikerslag og gir sådan stor fleksibilitet ved montering av innredning.

Som ytre platelag velges gipsplate med platetykkelse  $h_p=15\text{mm}$ . Ved brann forsinkes forkullingsstart av kryssfineren med tiden  $t_{ch}$ :

$$\begin{aligned} t_{ch, \text{kryssfinér}} &= 2,8h_p - 14 + t_{\text{ekstra}} \\ &= 2,8 * 15 - 14 + t_{\text{ekstra}} \\ &= 28 \text{ min} + t_{\text{ekstra}} \end{aligned}$$

der  $t_{\text{ekstra}}$  er et tillegg i motstandstiden som følge av det utenpåliggende laget med flis og flislim. Da flisene er festet i en smøremembran er det usikkert hvor lenge laget blir værende ved brann.



Figur 6.10 – Oppbygging av baderomsvegg (horizontalsnitt)

(NS-EN 1995-1-2, lign. 3.11)



Det antas at flislaget utsetter forkullingen av kryssfinérplaten med minimum 2 minutter:

$$t_{ch,kryssfinér} = 28 \text{ min} + 2 \text{ min} = 30 \text{ minutter}$$

Forkulling av kryssfinéren på stenderne starter ved  $t=30$  minutter. Veggene kan med denne oppbyggingen antas å bevare sin stivhet i brannperioden. Stenderne brannreduseres kun fra én side, og effektivt gjenværende tverrsnitt for stenderne på takstol 3 og 4 blir:

$$bxh_{fi,stender,takstol\ 3/4} = 48x(73 - 7) = 48x66\text{mm}$$

For takstol 3 og 4 gjelder:

Stenderene har fri rotasjon om y-aksen og er fastholdt om z-aksen (svak akse):

$$L_{k,y,stender} = 2300\text{mm}$$

$$L_{k,z,stender} = 100\text{mm}$$

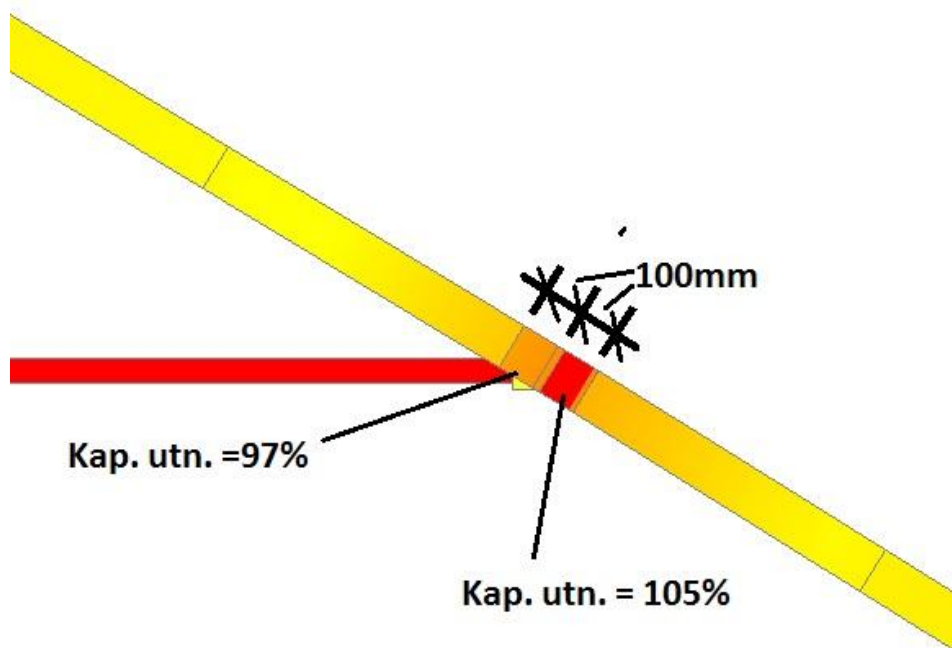
Stivheten i skilleveggene hindrer forskyvning av hanebjelken i vertikal- og horisontalplanet der hanebjelken passerer vegglivet:

$$L_{ky,hanebjelker} = L_{kz,hanebjelke} = L_{spenn}$$

der spenn er spennet mellom innvendige vegger og opptredende opplagringspunkter på hanebjelken.

### 6.1.3 Bevaring av hovedbjelke ved hanebjelke (takstol 3 og 4):

Fra den lineære lastanalysen i kapittel 5.1.1 ble det funnet at kreftene i hovedbjelken på takstol 3 og 4 overgikk kapasiteten i tverrsnittet ved hanebjelken, jf. figur 6.11:



Figur 6.11 – Kapasitetsutnyttelse på hovedbjelken ved hanebjelken i takstol 3. Kap. utn. =1,05 (NS-EN 1995-1-1 lign 6.23)

Kapasitetsutnyttelsen er 105% i underkant av koblingen. Kapasitetsoverskridelsen går på for høy kombinasjon av bøyning om sterk y-akse i kombinasjon trykkraft.



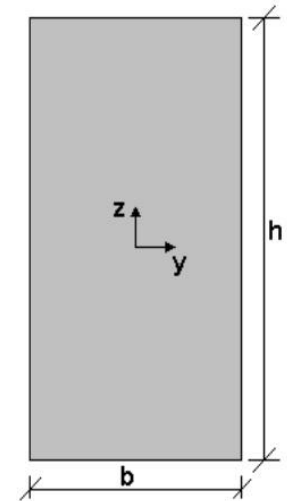
Ved brann reduseres hovedbjelken ved hanebjelken på 2 av 4 sider: under og på en side. De to andre sidene er beskyttet av himlingen over og den tilkoblede hanebjelken på siden.

For å redusere bøyespenningen om y-aksen vil det ha størst effekt å sørge for bevaring av tverrsnittshøyden, kontra tverrsnittsbredden. 2. arealmoment om y-aksen for rektangulært bjelketverrsnitt (figur 6.12):

$$I_y = \frac{1}{12}bh^3$$

Ved endring av høyden (her: bevaring) vil 2. arealmoment endres i 3. potens. Ved endring av bredden endres 2. arealmoment lineært.

Høyden på bjelketverrsnittet bevares ved å brannisolere i underkant av hovedbjelken med samme material som på hanebjelken, 22 mm tømmermannskledning.



Figur 6.12 – Bjelketverrsnitt (FK13)

Originalt tverrsnitt før brann:

$$bxh_{\text{hovedbjelke ved hanebjelke}} = 77,5 \times 150 \text{ mm}$$

Den ene siden av hovedbjelken er framdeles eksponert. Effektiv forkulling i eksponert tverrsnitt:

$$d_{ef,b>119mm} = 26,5 \text{ mm}$$

Underkant av hovedbjelken er brannbeskyttet. Effektiv forkullingsdybde ble beregnet i kapittel 6.1.1 for innboksing av hanebjelken:

$$d_{ef,tverrsnitt \text{ bak } 22\text{mm panel}} = 7 \text{ mm}$$

Effektivt tverrsnitt etter brann for hovedbjelken ved hanebjelken på takstol 3 og 4 blir:

$$bxh_{fi,\text{hovedbjelke ved hanebjelke},3/4} = (77,5 - 26,5) \times (150 - 7) = 51 \times 143 \text{ mm}$$

Hjørneavrunding neglisjeres som før. Det monteres et panelbord med lengde 600mm montert som skissert i figur 6.13.



Figur 6.13 – Montering av 22mm panel på hovedbjelke (takstol 3 og 4) og hanebjelke (takstol 1-6) (panel på hanebjelke skal gå fra ende til ende, men er snittet opp i figuren for illustrering).

## 6.2 Kapasitetskontroll

Med utgangspunkt i global modell, som ble beskrevet i kapittel 3.4, skal det gjøres endringer i oppsettet i Focus konstruksjon før kapasitetskontroll.

### 6.2.1 Endringer i global modell

Tabell 6.2 lister opp konstruksjonens bevarte tverrsnitt etter dimensjonerende brann:

Tabell 6.2 – Tverrsnittsdimensjoner

Konstruksjonsdel	bxh <sub>fi</sub> [mm]
Hovedbjelke	72x123,5
Hovedbjelke ved topp	36x123,5
Hanebjelke	81x111
Hanebjelke ved hovedbjelke	40,5x117
Hovedbjelke ved hanebjelke (takstol 3 og 4)	51x143
Stender (takstol 3 og 4)	48x66
Hovedbjelke ved hanebjelke (takstol 1, 2, 5 og 6)	51x123,5
Stender (takstol 1, 2, 5 og 6)	48x59

Tabell 6.3 angir knekk lengdene til hanebjelkene og stenderne.

Tabell 6.3 – Knekk lengder i hanebjelken  
(L=komponentlengde, L<sub>spenn</sub>=lengde mellom opplagere)

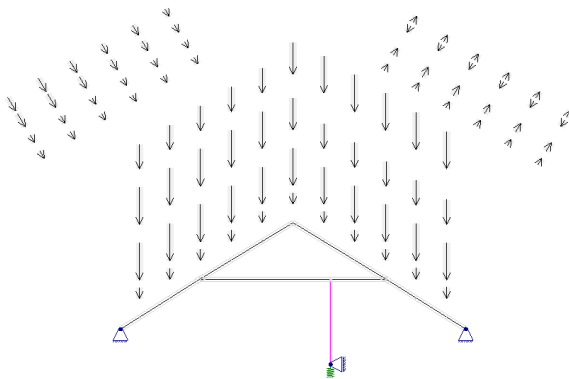
Takstol	1	2	3	4	5	6
L <sub>ky</sub> , hanebjelke	L <sub>spenn</sub>	L <sub>spenn</sub>	L <sub>spenn</sub>	L <sub>spenn</sub>	L <sub>spenn</sub>	L <sub>spenn</sub>
L <sub>kz</sub> , hanebjelke	L	L	L <sub>spenn</sub>	L <sub>spenn</sub>	L	L
L <sub>ky</sub> , stender	L	L	L	L	L	L
L <sub>kz</sub> , stender	L	L	100mm	100mm	L	L

Tabell 6.4 angir fjærstivheten til skilleveggene på takstol 1-6:

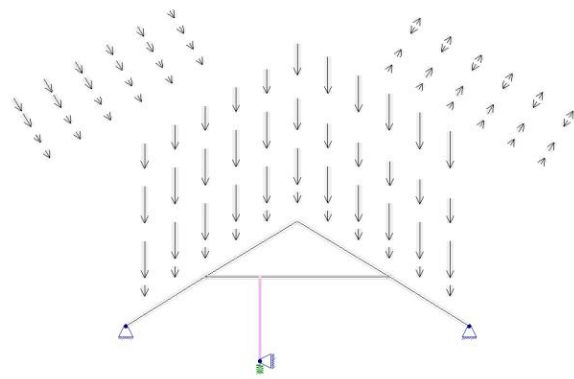
Tabell 6.4 – Fjærstivhet ved skillevegger

Takstol	1	2	3	4	5	6
k <sub>1</sub> [kN/mm]	1,1	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
k <sub>2</sub> [kN/mm]	-	1,1	57,5	9,4	-	-

Ved innføring av skillevegger vil ikke lastfordelingen lenger være identisk for vindlast som angriper takflaten fra øst som fra vest. For å forenkle operasjonene i Focus-programmet flyttes skilleveggene framfor lastene. Figur 6.14 viser vindlast som angriper fra vest (de fire øverste punktlast-radene). Figur 6.15 viser den samme takstolen, men med vindlast fra øst.

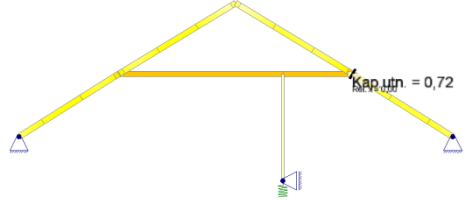
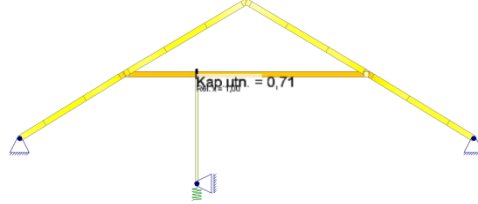
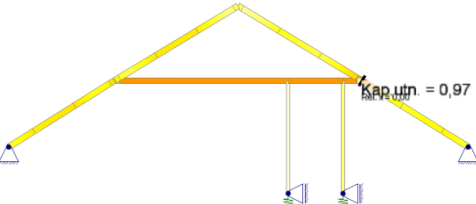
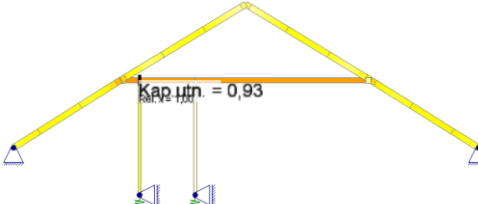
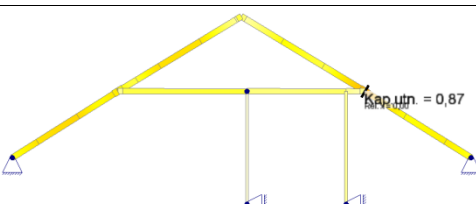
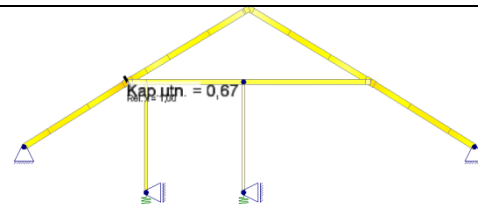
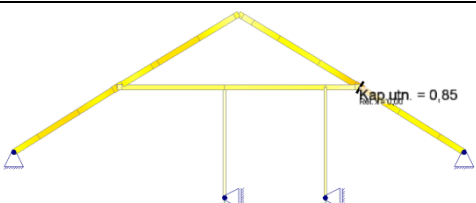
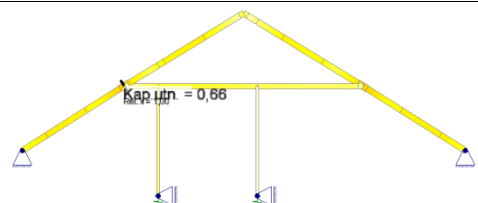
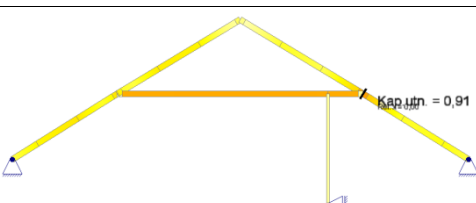
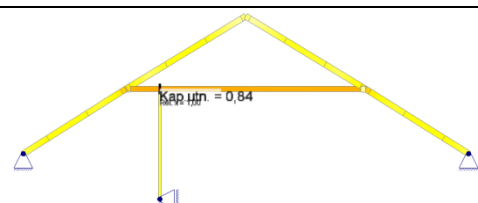
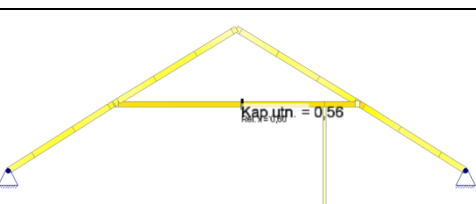
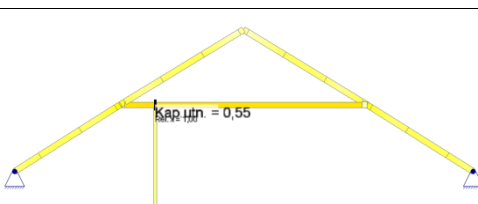


Figur 6.14 – Vindlast angriper fra vest



Figur 6.15 – Vindlast angriper fra øst

## 6.2.2 Lineær lastanalyse

Takstol	Vindlast fra vest	Vindlast fra øst
1	 <p>Kap. utn.=0,72</p>	 <p>Kap. utn.=0,71</p>
2	 <p>Kap. utn.=0,97</p>	 <p>Kap. utn.=0,93</p>
3	 <p>Kap. utn.=0,87</p>	 <p>Kap. utn.=0,67</p>
4	 <p>Kap. utn.=0,85</p>	 <p>Kap. utn.=0,66</p>
5	 <p>Kap. utn.=0,91</p>	 <p>Kap. utn.=0,84</p>
6	 <p>Kap. utn.=0,56</p>	 <p>Kap. utn.=0,55</p>

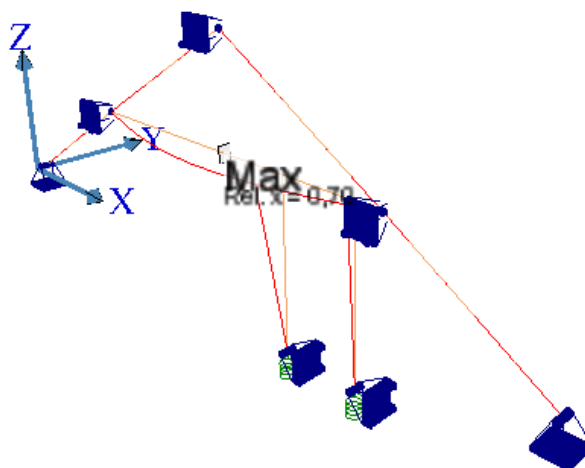
Alle kapasitetsutnyttelsene er under 100%. Størst kapasitetsutnyttelse er på takstol 2 med vindlast fra vest, med 97% utnyttelse av kapasiteten i hovedbjelken ved hanebjelken.

### 6.2.3 Linearisert knekningsanalyse

Det kjøres knekningsanalyse på takstol 2, 3 og 5 med vindlast fra vest der kapasitetsutnyttelsene er størst.

#### Takstol 2:

Konstruksjonens fasong ved laveste knekkfaktor får man for lastkombinasjon 5 (full snølast og vindlast med trykk på den ene takflaten og løft på andre). Figur 6.16 viser knekning av hanebjelken i horisontalplanet om hanebjelkens z-akse:

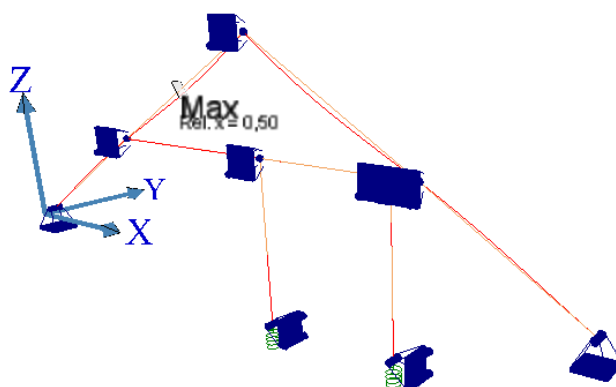


Figur 6.16 – Laveste knekkform på takstol 3

Knekkfaktoren er lavere enn 1, hvilket tilsier at konstruksjonen er ustabil og vil gå til knekning. FK13 angir knekkform 1 som den eneste som gir konstruksjonsbrudd, da knekkform 2 og opp gir knekkfaktor  $\lambda \gg 1$  (stabil).

#### Takstol 3:

Med stivheten i baderomsveggene bevart, er hanebjelken fastholdt mot forskyvning i y-retning i kontaktpunktene med stenderene, jf. figur 6.17.

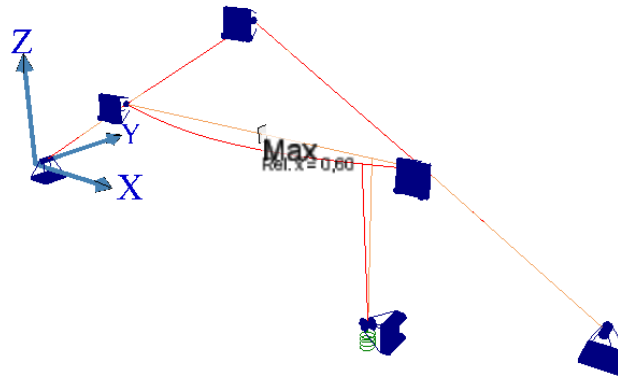


Figur 6.17 – Knekkform på takstol 3

Den laveste knekkformen gir knekkfaktor  $\lambda=3,01$  for lastkombinasjon 5. Takstolen er dermed meget stabil.

Takstol 5:

Også her gir lastkombinasjon 5 lavest knekkfaktor. Knekkfasong 1 er utbøyning med dertil knekning av hanebjelken om z-aksen.  $\lambda=1,01$ , hvilket er helt i grenseland mellom stabil og ustabil.



**Figur 6.18 – Takstol 5. LK5 gir lavest knekkfaktor=1,01.  
Knekning av hanebjelken om z-aksen**

Utbedringer ses på ved prosjektering av hems i neste kapittel.



## 7 Hems

Byggherren ønsker at det ses på muligheten for etablering av hems over deler av loftsleilighetene. Forslag til plassering er illustrert i figur 7.1. Innføring av hemsrom vil påføre vertikallast i form av nytte- og egenlast på hanebjelkene. Samtidig kan det virke stabiliserende på konstruksjonen dersom stivheten i hemsgulvet kan stive av hanebjelkene i horisontalplanet. Etasjeskilleren mellom leilighetsareal/hemsrom skal her prosjekteres i forhold til krav om bæreevne og 30 minutters brannmotstandskrav.



**Figur 7.1 – Hems i sydvendt leilighet på takstol 1 og 2**

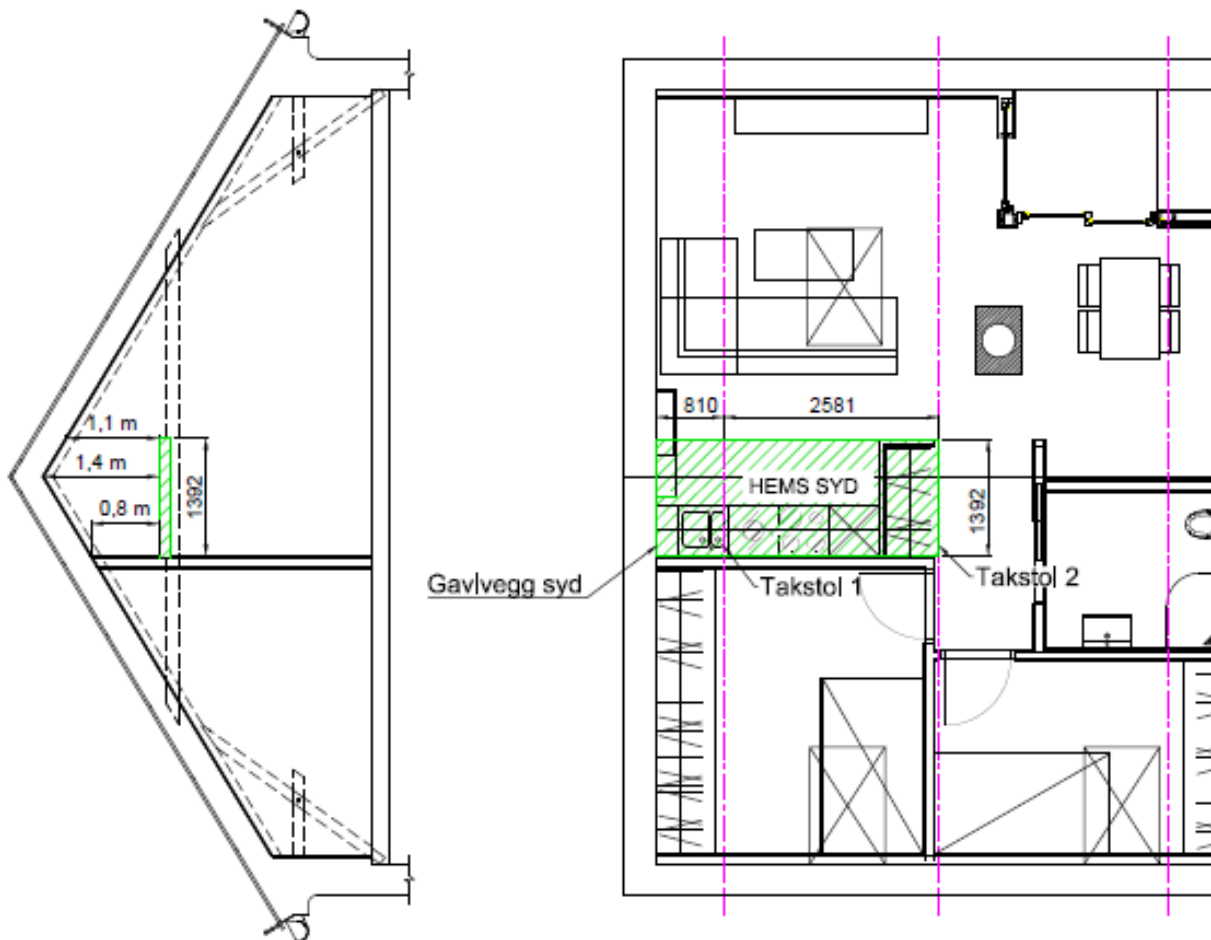
I første omgang ses det på mulighet for hems over takstol 1 og 2, der kapasitetsutnyttelsen er overskredet mest. Ut fra plassering av skillevegger og generell planløsning på gulvnivå velges det en hensiktsmessig plassering av hemsen.

Hems over kjøkken i sørvendt leilighet (takstol 1 og 2) har dybde 1392 mm og lengde 810mm (vegg-takstol 1) + 2581mm (takstol 1-takstol 2). Ytterkant av hemsen flukter med vertikalvegg i ytterkant av kjøkkensone.

### Hems syd:

- Lengde: 3391mm
- Bredde: 1392mm
- Gulvareal: 4,72m<sup>2</sup>

Hemsgulvet bygges opp med gulvbjelker som spenner mellom gavlvegg i syd og hanebjelke på takstol 1, samt bjelker mellom hanebjelke på takstol 1 og takstol 2. Hems syd er skissert i grønt på figur 7.2 på neste side.



Figur 7.2 – Plassering av hems på hanebjelker (horisontalsnitt)

## 7.1 Beregning av hems syd

Hemsen innfører nytte- og egenlast på hanebjelkene og taksperrene som ikke eksisterte med en åpen løsning. For å beregne lastpåvirkningen fra hemsen til sperrene skal det først bestemmes lastpåvirkning på hemsgulv og oppbygging av etasjeskilleren som blir hemsens gulvkonstruksjon. Ved dimensjonering beregnes nødvendig kapasitet i bruksgrensetilstand.

### 7.1.1 Nyttelast

Hemsen er en del av boligen og faller under brukskategori A, "Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter" (NS-EN 1991-1-1, tabell 6.1). For bruksområde i kategori A (bolig) med maksimal høyde under taket på 1,5 m velges nyttelast tilsvarende "Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang".

Tabellen angir to karakteristiske verdier for nyttelast på hemsen:

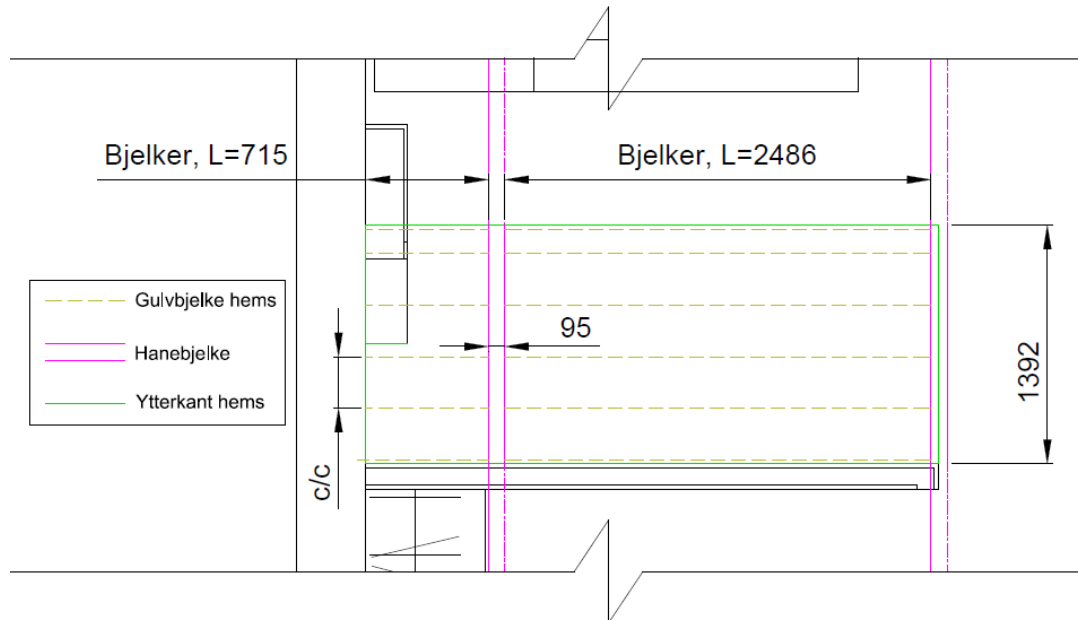
Karakteristisk flate-nyttelast:  $q_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Karakteristisk punkt nyttelast:  $Q_k = 1,5 \text{ kN}$



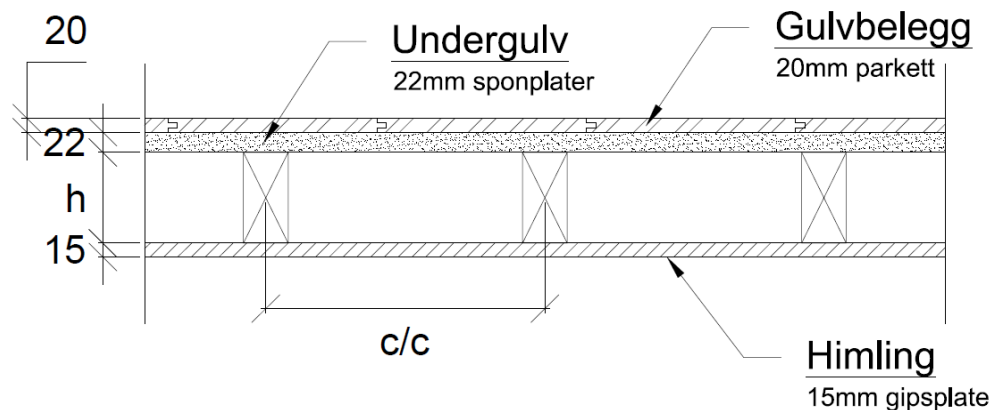
## 7.1.2 Egenvekt av konstruksjonen

Hemsen består av et enkelt stående bjelkelag mellom hanebjelkene og mellom hanebjelke og gavlvegg, jf. figur 7.3. Dimensjonerende spenninger i bjelkene avhenger av spennvidde, senteravstand, tverrsnittsdimensjon og fasthetsklasse. Bjelkene festes mot hanebjelkene med bjelkesko. I gavlveggen slisses det ut opplagerplasser i teglsteinsveggen som bjelkene ligger i. Bjelkene anses som fritt opplagt med spennlengder som angitt under:



Figur 7.3 – Bjelkelag i hemskonstruksjon (vertikalsnitt)

Materialenes egenlast tas fra byggforsklad 471.031 "Egen-laster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler"<sup>17</sup>. Konstruksjonens oppbygning er som vist i figur 7.4, med senter-avstand og bjelke­dimensjon som variable.



Figur 7.4 – Oppbygning av hemsgulv (vertikalsnitt)

15mm gips i himling har en beskyttelsestid på  $t_{ch,bjelke}=28\text{min}$ . 20mm parkett har en beskyttelsestid til sponplaten starter å forkulle på:

$$t_{ch,gulvspon} = \frac{h_{p,parkett}}{\beta_0} = \frac{20\text{mm}}{0,65\text{ mm/min}} = 30,0\text{min} \quad \text{NS-EN 1995-1-2, (3.10)}$$

<sup>17</sup> Vedlegg 12: Hems egenlast

Tiden til forkulling på sponplategulvet er 30 minutter. Temperaturstigningen i materialet vil allikevel føre til en reduksjon av effektiv tykkelse på 7 mm. Gjenværende spontykkelse (22-7=15mm) antas som stiv nok til å bære nødvendig last.

Sponplatene legges med forskjøvne skjøter med lengderetningen på tvers av bjelkelaget. Løsningen er standard for senteravstand opptil 60 cm. Gulvkonstruksjonens kapasitet kontrolleres med senteravstand på 30-, 45- og 60 cm, bjelkebredde  $b=48$  mm og bjelkehøyden  $h$  som variabel. Dette gir tre mulige oppsett for egenvekt av konstruksjonen, gitt i tabell 7.1:

**Tabell 7.1 – Utregning av egenlast  
( $h$ =bjelkehøyde oppgitt i [m])**

Material	Flatelast [kN/m <sup>2</sup> ]
Sponplategulv 22 mm	0,17
Parkett overside (20 mm)	0,10
Gips 15 mm underside	0,13
<b>Sum: 0,40 kN/m<sup>2</sup></b>	
$G_{\text{bjelkelag}}$ ( $c/c=30$ cm, $b=48$ mm)	1,03* $h$
$G_{\text{bjelkelag}}$ ( $c/c=45$ cm, $b=48$ mm)	0,69* $h$
$G_{\text{bjelkelag}}$ ( $c/c=60$ cm, $b=48$ mm)	0,69* $h$

$$\text{Karakteristisk egenlast: } G_k = 0,40 \text{ kN/m}^2 + G_{\text{bjelkelag}}$$

Egenvekten av bjelkelaget for  $c/c=45$  cm og  $c/c=60$  cm er lik fordi det er likt antall bjelker (fire bjelker). Egenlasten ses på som en jevnt fordelt flatelast.

### 7.1.3 Estimering av nødvendig gulvbjelkelag

Ved bestemmelse av bjelketverrsnitt antas det at kravet til maksimal umiddelbar nedbøyning av bjelke på to opplegg,  $w_{\text{inst}}$ , blir dimensjonerende kontroll. Bjelkelaget dimensjoneres først ut fra dette, før utvelgelse av bjelketverrsnitt og kapasitetskontroll.

Kravet til maksimal umiddelbar nedbøyning,  $w_{\text{inst}}$ , i en konstruksjonsdel er gitt ved (NS-EN 1995-1-1, tabell 7.2):

$$w_{\text{inst}} = \frac{L}{300}$$

Største bjelkelengde i gulvkonstruksjonen:

$$L = 2581 \text{ mm} - b_{\text{hanebjelke}} = 2581 - 95 = 2486 \text{ mm}$$

$$w_{\text{inst}} = \frac{L}{300} = \frac{2486 \text{ mm}}{300} = 8,3 \text{ mm}$$

Umiddelbar vertikal nedbøyning må ikke overskride 8,3 mm i hemsgulvet.

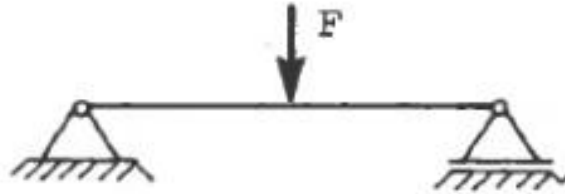
Ved beregning av nedbøyning og kapasitetskontroll generelt skal de variable lastene plasseres verst mulig for å gi størst mulig respons. Punkt-nyttelast skal ikke opptre i kombinasjon med andre nyttelaster, som flate-nyttelast (NS-EN 1991-1, kapittel 6.2.1 (1) og (3)).

Nedbøyningen i hemsgulvet ved en bjelke er lik summen av nedbøyning som skyldes henholdsvis egenlast (jevnt fordelt) og nyttelast (enten jevnt fordelt eller punktlast). Verste plassering av punkt-nyttelasten med tanke på nedbøyning er midt i spennet, jf. figur 7.5.

Opptredende nedbøyning i en bjelke med lengde L og bøyingsstivhet i planet EI:

$$u_{maks} = \frac{FL^3}{48EI}$$

når punktlast F er plassert på midten, jf. figur 7.5



Figur 7.5 – Punktlast F (Irgens, 2008, s. 70)

$$u_{maks} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

for jevnt fordelt linjelast, q, jf. figur 7.6



Figur 7.6 – Jevnt fordelt last q (Irgens, 2008, s. 70)

Lastfaktorer og lastkombinasjoner for bruksgrensetilstand hentes fra NS-EN 1990 tabell A1.2(B):

Dimensjonerende egenlast i bruksgrensetilstand:  $G_d = \gamma_G G_k = 1,35G_k$

Dimensjonerende flate-nyttelast i bruksgrensetilstand:  $q_d = \gamma_Q q_k = 1,5q_k$

Dimensjonerende punkt-nyttelast i bruksgrensetilstand:  $Q_d = \gamma_Q Q_k = 1,5Q_k$

**Lastkombinasjon:**

**Nedbøyning:**

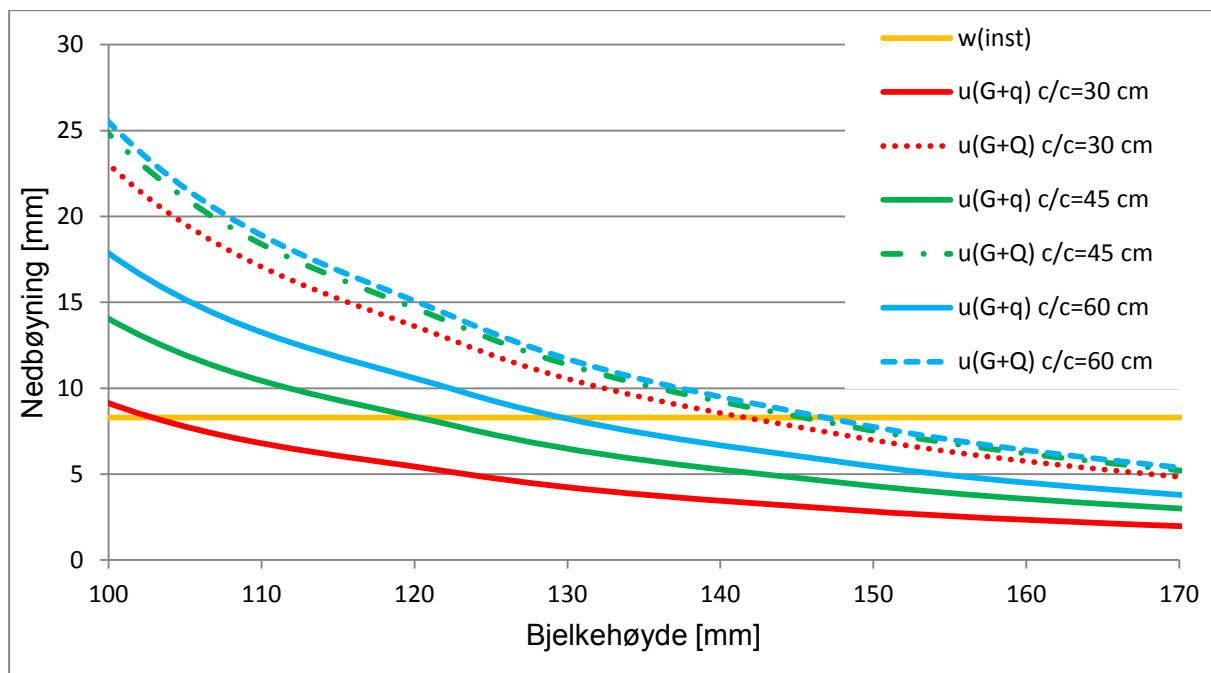
Egenlast + flate- nyttelast:  $u_{G+q} = \frac{5}{384} \frac{(G_d+q_d)L^4}{EI}$

Egenlast + punkt-nyttelast:  $u_{G+Q} = \frac{5}{384} \frac{G_d L^4}{EI} + \frac{Q_d L^3}{48EI}$

Forutsetninger:

- Det benyttes bjelker i fasthetsklasse C24
- Bjelkebredde b=48mm
- Bjelken som kontrolleres bærer en lastbredde lik senteravstanden.
- L=2486mm

Med de valgte inputparametrene samt funksjonene for nedbøyning, kontrolleres nedbøyning i hemsen for de ulike bjelkehøydene og senteravstandene<sup>18</sup>. Resultatet er gitt i figur 7.7 på neste side.



Figur 7.7 – Nedbøyning som funksjon av bjelkehøyde for  $c/c=30, 45$  og  $60\text{cm}$

Figuren viser at variabel punktlast gir høyere utslag i nedbøyning framfor variabel flatelast. Da verst plasserte punktlast angriper midt på en bjelke, spiller senteravstanden relativt liten rolle for total nedbøyning, noe som vises tydelig i de tre øverste kurvene (G+Q) der nedbøyning som følge av endring i egenvektbidraget er eneste forskjell.

Midlertidig valgt gulvbjelkelag i hems:

- Justert skurlast, fasthetsklasse C24,  $b \times h = 48 \times 148$  mm
- Senter-senteravstand = 60 cm

Nedbøyning:

$$u_{maks} = u_{egen} + u_{variabel} = 1,77 \text{ mm} + \begin{cases} 3,92 \text{ mm (var. flatelast)} \\ 6,31 \text{ mm (var. punktlast)} \end{cases} = \begin{cases} 5,7 \text{ mm} \\ 8,1 \text{ mm} \end{cases}$$

$$u_{maks} = 8,1 \text{ mm} < w_{inst} = 8,3 \text{ mm}$$

Oppsettet tilfredsstiller kravet til maksimal nedbøyning.

<sup>18</sup> Vedlegg 13: Beregning av gulvbjelkelagshøyde og senteravstand i hems syd

### 7.1.4 Kapasitetskontroll av gulvbjelkelag

Normalspenninger i bjelken er lik null på grunn av fritt opplagte bjelker. Skjær- og momentkapasitet må kontrolleres mot dimensjonerende lasttilfelle.

Med valgt gulvbjelkelag er dimensjonerende laster:

$$G_{d,linjelast} = \gamma_G G_k * 0,6 \text{ m} = 1,35 * 0,5 \text{ kN/m}^2 * 0,6 \text{ m} = 0,41 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,linjelast} = \gamma_Q q_k * 0,6 \text{ m} = 1,5 * 1,0 \text{ kN/m}^2 * 0,6 \text{ m} = 0,9 \text{ kN/m}$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k = 1,5 * 1,5 \text{ kN} = 2,25 \text{ kN}$$

Maksimalt opptredende skjærkraft er:

$$V_{Ed} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(G_d+q_d)L}{2} = \frac{(0,41+0,9)*2,486}{2} = 1,6 \text{ kN} \\ \frac{G_d L}{2} + Q_d = \frac{0,41*2,486}{2} + 2,25 = 2,8 \text{ kN} \end{array} \right. \rightarrow V_{Ed} = 2,8 \text{ kN}$$

Maksimalt opptredende bøyekraft er:

$$M_{Ed} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(G_d+q_d)L^2}{8} = \frac{(0,41+0,9)*2,486^2}{8} = 1,0 \text{ kNm} \\ \frac{G_d L^2}{8} + \frac{Q_d L}{4} = \frac{0,41*2,486^2}{8} + \frac{2,25*2,486}{4} = 1,7 \text{ kNm} \end{array} \right. \rightarrow M_{Ed} = 1,7 \text{ kNm}$$

Kapasitetskontrollen utføres i henhold til Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, hvilket er gjennomgått i kapittel 2.2.2 (s. 8)<sup>19</sup>:

#### Bøyningskontroll

NS-EN 1995-1-1:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} = \frac{9,7 \text{ N/mm}^2}{15,4 \text{ N/mm}^2} + 0 = 0,6 \leq 1 \rightarrow OK \quad (6.11)$$

#### Skjærkontroll

For tverrsnitt som også er utsatt for bøyning gjelder:

$$\tau_{fi,d} \leq f_{v,fi,d} \quad (6.13)$$

$$\tau_{fi,d} = 0,9 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,fi,d} = 2,6 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK$$

Dimensjonerende spenninger er mindre enn kapasitetene, og bjelken er dermed ok.

Benytt bxh=48x148mm, c/c=60cm i gulvbjelkelaget på sydvendt.

<sup>19</sup> Vedlegg 14: Beregning av bjelkelagskapasitet

### 7.1.5 Kapasitetskontroll av takstol 1 og 2

Takstolene skal kontrolleres for bæreevne og stabilitet med endringer i randbetingelser og påførte laster på konstruksjonen ved innføring av hems.

#### Knekk lengder på hanebjelke 1 og 2:

Sponplategulvet anses som bevart etter 30 minutter brann, og hanebjelkene under er fullstendig fastholdt mot knekking i horisontalplanet. Knekk lengden for frie bjelkeender ut av den stive hemsflaten tilsvarer en søyle med momentstiv kobling i ene enden og rotasjonsfri i den andre:

$$L_{kz, \text{fri bjelkeende}} = 0,7 * L_{\text{bjelkeende}}$$

I y-planet vil knekk lengdene være som før, lik bjelkespennet mellom opplagrene med fri rotasjon i ende:

$$L_{ky} = L_{\text{spenn}}$$

#### Laster på hemsens ved brann:

Flate- og punktlaster på hemsgulvet overføres som punktlaster i opplagerpunktene for gulvbjelkelaget på hanebjelkene. Ved belastning fra hemsens på takstolene ved brann, vil lastfaktorene som inngår i lastberegningen være annerledes enn for normal bruksgrensetilstand. Lastsituasjonen hentes fra NS-EN 1990, Tabell A1.3 – ”Dimensjonerende verdier for laster i bruk i kombinasjoner med ulykkeslaster.”:

Dimensjonerende egenlast i tilfelle brann (ulykke):

$$G_{fi,d} = G_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Dimensjonerende variable last (her: nyttelast) i tilfelle brann (NS-EN 1990, tabell A1.1):

$$Q_{fi,d} = \psi_2 Q_k = 0,3 Q_k$$

Dimensjonerende punkt-nyttelast:

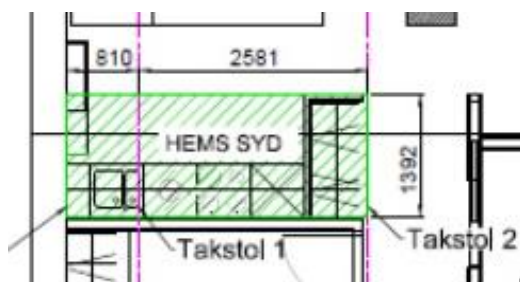
$$Q_{fi,d} = 0,3 Q_k = 0,3 * 1,5 \text{ kN} = 0,45 \text{ kN}$$

Dimensjonerende flate-nyttelast:

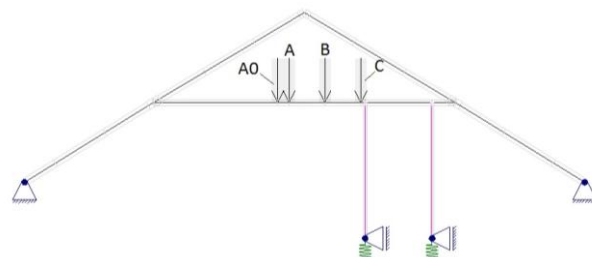
$$q_{fi,d} = 0,3 q_k = 0,3 * 1,0 \text{ kN/m}^2 = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

#### Lastvirkning:

Takstol 1 bærer halve avstanden til gavlveggen, samt halve avstanden til takstol 2 (figur 7.8). Takstol 2 bærer halve avstanden til takstol 1. Lastene overføres til hanebjelkene som punktlaster i opplagerpunktene til gulvbjelkene i hemskonstruksjonen. Punktlastene er navngitt og plassert som skissert i figur 7.9 (vektor-størrelser er ikke representative):



Figur 7.8 – Utsnitt fra planskisse, jf. Figur 7.2



Figur 7.9 – Plassering av punktlaster.  
(Punktlast A0 mot stue og C mot soverom)

Lastbredden over hver enkelt gulvbjelke, representert ved A0-C, er gitt i tabell 7.2.

Tabell 7.2 – Lastbredde over gulvbjelke

Gulvbjelke	A0	A	B	C
Lastbredde	0,19 m	0,3 m	0,6 m	0,3 m

### 7.1.5.1 Belastning på hanebjelke ved jevnt fordelt nyttelast

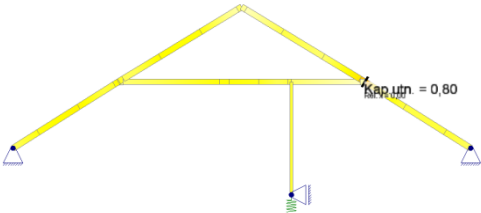
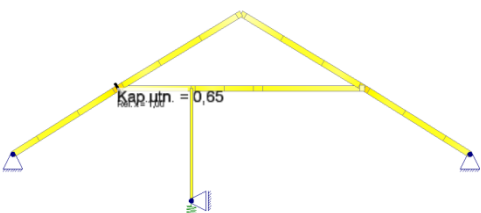
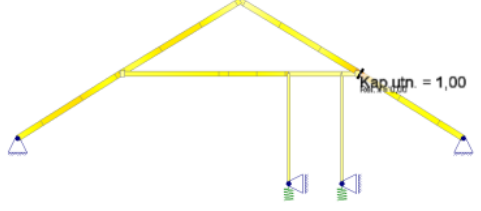
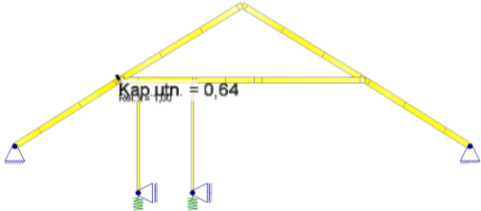
Hemsen belastes med flatelast  $p=G_d+q_d=0,8 \text{ kN/m}^2$ . Punktlasterne<sup>20</sup> er som angitt i tabell 7.3 under for hanebjelke på takstol 1 og takstol 2:

Tabell 7.3 – Punktlaster fra gulvbjelkelag på hanebjelker (kombinert egenvekt og flate-nyttelast) [kN]

Gulvbjelke	A0	A	B	C
Takstol 1	0,32	0,50	1,01	0,50
Takstol 2	0,20	0,31	0,62	0,31

Tabell 7.4 viser kapasitetskartene fra lineær lastanalyse i FK13:

Tabell 7.4 – Kapasitetsutnyttelse: flate-nyttelast på hems

Takstol	Vindlast fra vest	Vindlast fra øst
1	 <p>Kap. utn.=0,80</p>	 <p>Kap. utn.=0,65</p>
2	 <p>Kap. utn.=1,00</p>	 <p>Kap. utn.=0,64</p>

Tverrsnittskapasitetene er i behold.

<sup>20</sup> Se Vedlegg 15: Beregning av punktlaster på hems syd

### 7.1.5.2 Belastning på hanebjelke ved verst plassert punktlast (nyttelast)

Flatelasten settes lik egenlasten ( $p=G$ ), og fordeles likt over flaten. Det antas at verst lastvirkning blir når punktlasten  $Q_d$  angriper hhv. takstol 1 og 2 lengst ute på hanebjelken, i punkt A0. Punktlasten gir der størst bøyingsmoment da den er lengst unna opplagerpunktene til hanebjelken.

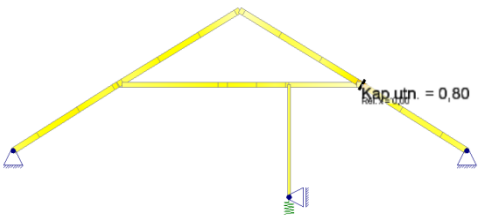
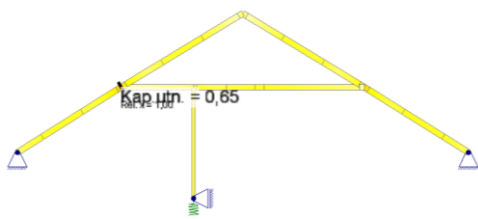
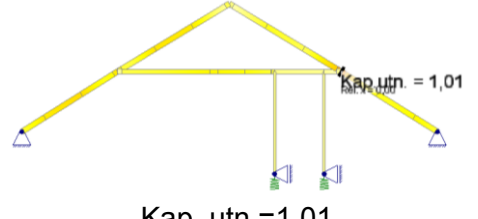
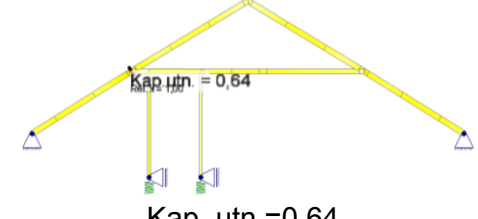
Punktlastene fordeler seg på hanebjelken som følger:

Tabell 7.5 – Punktlaster fra gulvbjelkelag på hanebjelker (egenvekt og punkt-nyttelast) [kN]

Gulvbjelke	A0	A	B	C
Takstol 1 [kN]	0,65	0,32	0,63	0,32
Takstol 2 [kN]	0,57	0,19	0,39	0,19

Ny beregning for verst plasserte punktlast og jevnt fordelt egenlast gir følgende kapasitetsutnyttelser (tabell 7.6):

Tabell 7.6 – Kapasitetsutnyttelse: punkt-nyttelast+egenlast på hems

Takstol	Vindlast fra vest	Vindlast fra øst
1	 <p>Kap. utn. = 0,80</p>	 <p>Kap. utn. = 0,65</p>
2	 <p>Kap. utn. = 1,01</p>	 <p>Kap. utn. = 0,64</p>

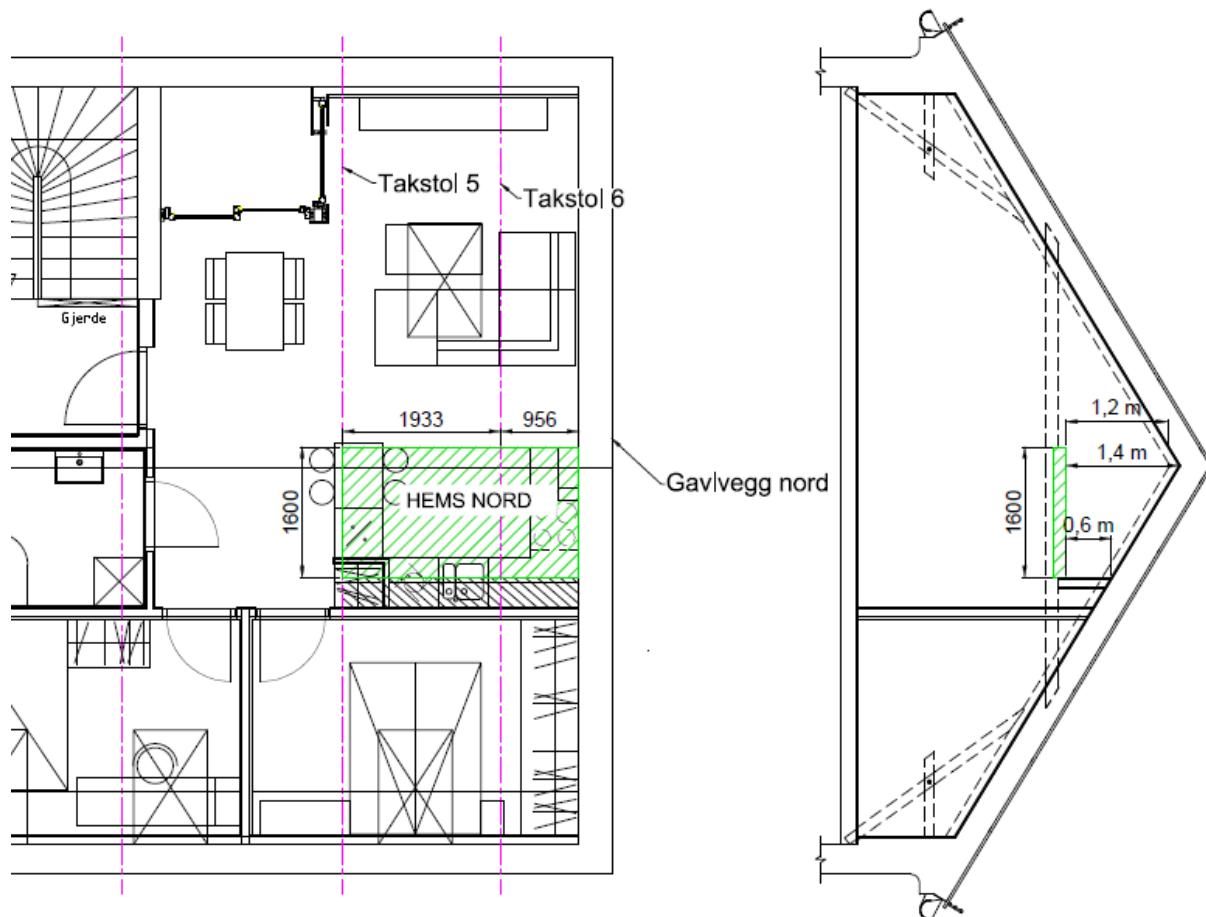
Kapasitetsutnyttelsen i det verst belastede tverrsnittet (takstol 2 med vindlast fra vest) er 101% (bøyning om sterk akse samt trykk, *NS-EN 1995-1-1 lign. 6.23*). Fra den manuelle kontrollen i kapittel 5.1.1, side 53, ble det funnet at Focus overestimerte kapasitetsutnyttelsen med ca 4%. Vurdering av situasjonen vil bli gjort i avsluttende kapittel. Se vedlegg 19: "Kapasitetsanalyse på utbedret takstol 2 i FK13" for beregning.

Takstol 2 kontrolleres med linearisert knekningsanalyse i kapittel 7.3 på side 83.



## 7.2 Nordvendt hems

I leiligheten mot nord er planløsningen noe annerledes enn for leiligheten mot sør. For å ha en noenlunde hensiktsmessig minstehøyde til himling i hemsrommet, avgrenses hemsflaten til den grønne skraverte sonen i figur 7.10. Minste takhøyde blir da 0,6 m.



Figur 7.10 – Hems med bæring på takstol 5 og 6, samt gavlvegg nord.

### Hems nord:

- Lengde: 2889 mm
- Bredde: 1600 mm
- Gulvareal: 4,62 m<sup>2</sup>

Største spenn i hemsgulvet er mellom takstol 5 og 6. Kritisk bjelkelengde her er:

$$L = 1933\text{ mm} - b_{\text{hanebjelke}} = 1933\text{ mm} - 95\text{ mm} = 1838\text{ mm}$$

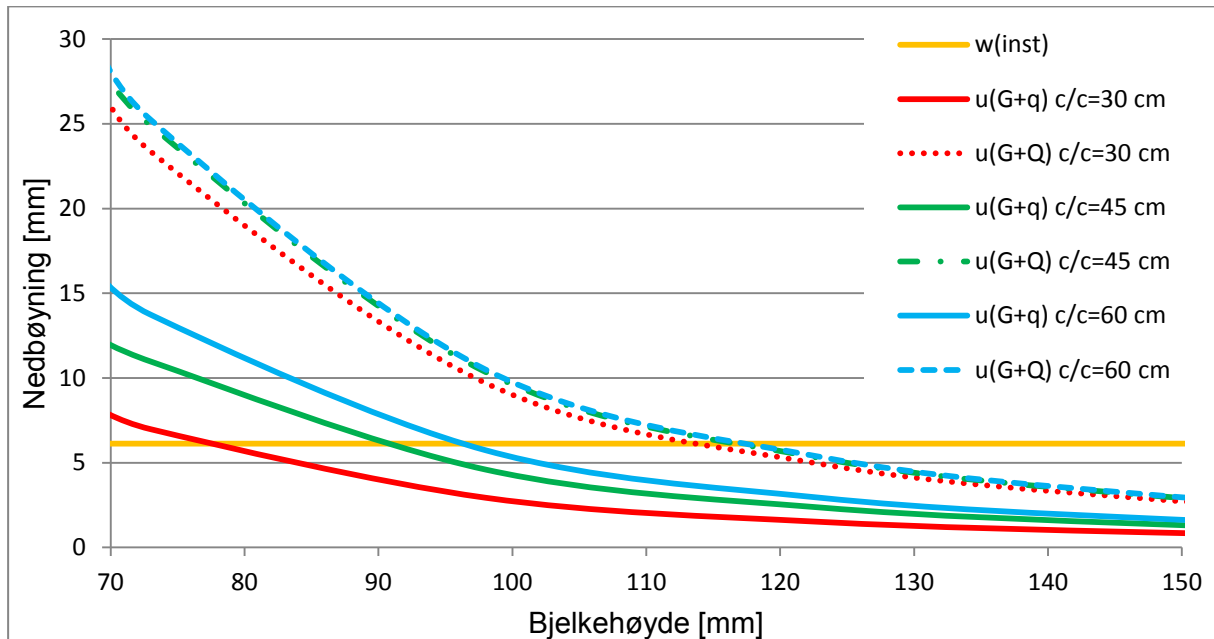
Maksimal nedbøyning er:

$$w_{\text{inst}} = \frac{L}{300} = \frac{1838\text{ mm}}{300} = 6,1\text{ mm}$$

Det følges samme prosedyre som for beregning av hemsgulv i sydvendt hems, jf. kapittel 7.1. Nedbøyning i gulvkonstruksjonen kontrolleres for senteravstander 30-, 45- og 60 cm og bjelkehøyde som variabel størrelse<sup>21</sup>.

<sup>21</sup> Vedlegg 16: Beregning av gulvbjelkelagdim. og senteravstand i hems nord

Nedbøyning som følge av egen- og nyttelast på hemsen i bruksgrensetilstand er som skissert i figur 7.11:



Figur 7.11 – Nedbøyning av bjelke med lengde L

Figuren viser at akseptabel nedbøyning oppnås med bjelketverrsnitt med høyde rundt 118 mm. Da det ønskes å benytte standarddimensjoner velges følgende:

Midlertidig valgt gulvbjelkelag i hems:

- Justert skurlast, fasthetsklasse C24, b<sub>xh</sub>=48x123 mm
- Senter-senteravstand=60 cm

Nedbøyning med valgt bjelke:

$$u_{maks} = u_{egen} + u_{variabel} = 0,90 \text{ mm} + \begin{cases} 2,04 \text{ mm (var. flatelast)} \\ 4,44 \text{ mm (var. punktlast)} \end{cases} = \begin{matrix} 2,9 \text{ mm} \\ 5,3 \text{ mm} \end{matrix}$$

$$u_{maks} = 5,3 \text{ mm} < w_{inst} = 6,1 \text{ mm}$$

Oppsettet tilfredsstillende kravet til maksimal nedbøyning.

### 7.2.1 Beregning av tverrsnittskapasitet

Som for sydvendt hems velges det å bruke justert skurlast i fasthetsklasse C24<sup>22</sup>.

Maksimalt opptredende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \max \left\{ \begin{aligned} \frac{(G_d + q_d)L}{2} &= \frac{(0,41 + 0,9) * 1,838}{2} = 1,2 \text{ kN} \\ \frac{G_d L}{2} + Q_d &= \frac{0,41 * 1,838}{2} + 2,25 = 2,6 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow V_{Ed} = 2,6 \text{ kN}$$

<sup>22</sup> Vedlegg 14: Beregning av bjelkelagskapasitet

Maksimalt opptredende bøyekraft:

$$M_{Ed} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(G_d + q_d)L^2}{8} = \frac{(0,41 + 0,9) * 1,838^2}{8} = 0,6 \text{ kNm} \\ \frac{G_d L^2}{8} + \frac{Q_d L}{4} = \frac{0,41 * 1,838^2}{8} + \frac{2,25 * 1,838}{4} = 1,2 \text{ kNm} \end{array} \right. \rightarrow M_{Ed} = 1,2 \text{ kNm}$$

### Bøyningskontroll

NS-EN 1995-1-1:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} = \frac{9,9 \text{ N/mm}^2}{15,4 \text{ N/mm}^2} + 0 = 0,6 \leq 1 \rightarrow OK \quad (6.11)$$

### Skjærkontroll

For tverrsnitt som også er utsatt for bøyning gjelder:

$$\tau_{fi,d} \leq f_{v,fi,d} \quad (6.13)$$

$$\tau_{fi,d} = 1,0 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,fi,d} = 2,6 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK$$

Dimensjonerende spenninger er mindre enn kapasitetene, og bjelken er dermed ok.

Benytt bxh=48x123 mm, c/c=60 cm i gulvbjelkelaget på nordvendt hems.

## 7.2.2 Lastoverføring fra hems til hanebjelker

Med en bredde på 1600 mm er det nødvendig med fire bjelker, altså fire plasseringer av punktlast fra hems til hanebjelke. Tabell 7.7 angir punktlastene som angriper hanebjelken på takstol 5 og 6<sup>23</sup>.

Tabell 7.7 – Punktlaster på hanebjelken fra hems

		Gulvbjelke			
		A0	A	B	C
<b>Egenlast + flate-nyttelast</b>	Takstol 5	0,31	0,23	0,46	0,23
	Takstol 6	0,61	0,46	0,91	0,46
<b>Egenlast + punkt-nyttelast</b>	Takstol 5	0,64	0,14	0,29	0,14
	Takstol 6	0,83	0,29	0,57	0,29

### Knekk lengder i hanebjelke 5 og 6:

Også her er stivheten i hemsgulvet bevart ved brann, og hanebjelken får ingen bøyning i horisontalplanet i hemssonen. For utstikkende bjelker gjelder:

$$L_{kz, \text{fri bjelkeende}} = 0,7 * L_{\text{bjelkeende}}$$

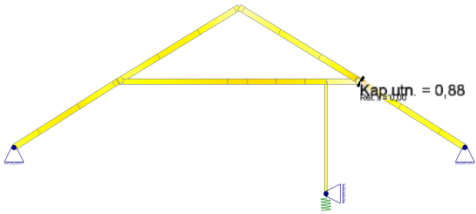
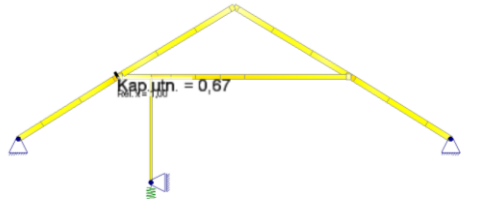
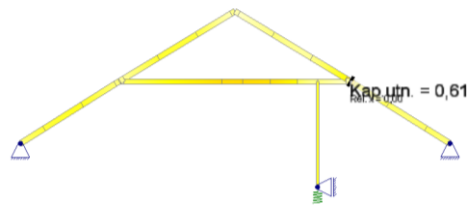
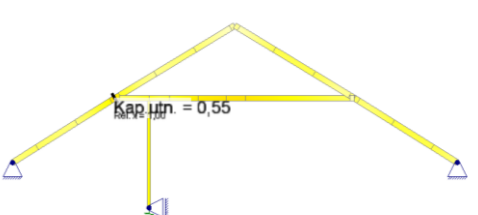
<sup>23</sup> Vedlegg 17: Beregning av punktlaster på hems nord

I y-planet vil knekkleddene være som før, lik bjelkespennet mellom opplagene med fri rotasjon i ende:

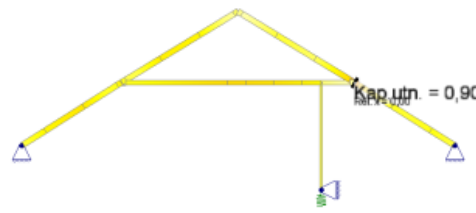
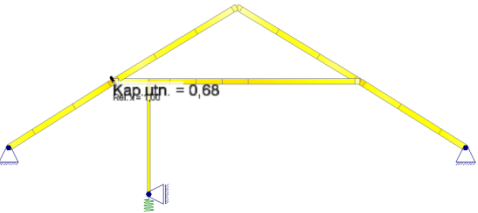
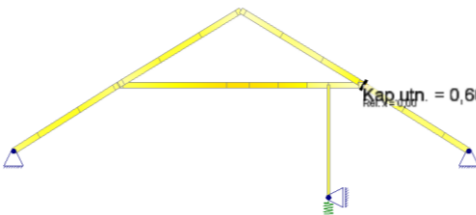

$$L_{ky} = L_{spenn}$$

### 7.2.3 Lineær lastanalyse

Tabell 7.8 – Kapasitetsutnyttelse: flate-nyttelast+egenlast på hems

Takstol	Vindlast fra vest	Vindlast fra øst
5	 <p>Kap. utn. = 0,88</p> <p>Kap. utn. = 0,88</p>	 <p>Kap. utn. = 0,67</p> <p>Kap. utn. = 0,67</p>
6	 <p>Kap. utn. = 0,61</p> <p>Kap. utn. = 0,61</p>	 <p>Kap. utn. = 0,55</p> <p>Kap. utn. = 0,55</p>

Tabell 7.9 – Kapasitetsutnyttelse: punkt-nyttelast+egenlast på hems

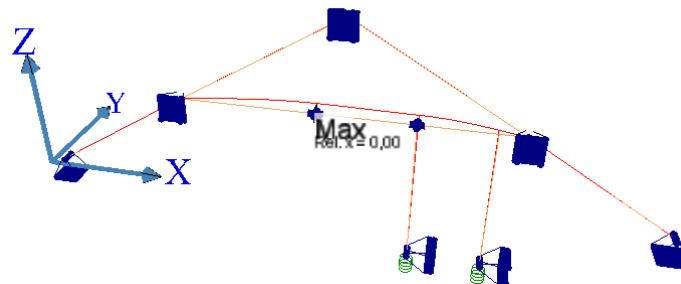
Takstol	Vindlast fra vest	Vindlast fra øst
5	 <p>Kap. utn. = 0,90</p> <p>Kap. utn. = 0,90</p>	 <p>Kap. utn. = 0,68</p> <p>Kap. utn. = 0,68</p>
6	 <p>Kap. utn. = 0,60</p> <p>Kap. utn. = 0,60</p> <p>Lign. 6.23</p>	 <p>Kap. utn. = 0,53</p> <p>Kap. utn. = 0,53</p>

Fra kapasitetskartene i tabell 7.8 og tabell 7.9 kan det konkluderes med at alle kapasitetsutnyttelsene er lavere enn 1,0. Takstol 5 og 6 har tilstrekkelig kapasitet ved påføring av hemsbelast ved ulykkestilfellet brann.

### 7.3 Linearisert knekningsanalyse

Takstol 2 og 5 hadde knekkfaktor på henholdsvis 0,89 (brudd) og 1,01 (grense brudd/stabil) i knekningsanalysen i kapittel 6.2.3 før innføring av hems og hemslast. Begge knekkformene gikk på knekning av hanebjelken i planet.

Takstol 2 med punkt-nyttelast og vindlast fra vest hadde størst kapasitetsutnyttelse i den lineære lastanalysen etter innføring av hemslast, jf. tabell 7.6 på side 78. Ved utbedring av knekningsmodellen forenkles det til sikker side med å sette inn fastholding mot rotasjon om z-aksen, kun i hver ende av hemssonen, jf. figur 7.12, selv om det reelt sett er flere avstivning fra platelaget. Figur 7.12 viser laveste knekkform for takstol 2.



Figur 7.12 – Knekkform 1 for takstol 2

Gjennomføring av knekningsanalysen i FK13 gir knekkfaktor  $\lambda=1,91$  med knekning om z-aksen i hane-bjelken som laveste knekkform. Siden dette beviser stabilitet i takstol 2, som var verst utsatt før utbedring av hanebjelken, kan det følgelig konkluderes med at takstol 5 også er stabil. Konstruksjonen som helhet er dermed stabil.



## 8 Konklusjon

Myndighetene setter krav til nødvendig brannmotstand i takkonstruksjonen ved innredning av loft til bolig. Brannmotstanden anses som tilstrekkelig når konstruksjonen opprettholder bæreevne og stabilitet ved 30 minutters nominell (standard) brann.

Der det har vært uklart hvordan konstruksjonen eller lastene vil oppføre seg er det gjort valg til sikker side, dvs. forverrende antagelser framfor forbedrende. De resultatene det er kommet fram til tilsier at konstruksjonen både er stabil med tanke på knekning og at tverrsnittskapasitetene ikke er overskredet. Det kan dermed konkluderes med at konstruksjonen beholder bæreevne og stabilitet i minimum 30 minutter ved standard brannforløp.

### 8.1 Resultater

I rapporten har det blitt redegjort for takkonstruksjonens eksisterende bæreevne, samt utbedrende tiltak som fører til bedring av bæreevnen ved brann i forhold til krav. Beregninger på konstruksjonen er gjort med beregningsprogrammet Focus konstruksjon 2013. Retningslinjene for dokumentering av konstruksjonskapasitet og stabilitet ved ulykkes-situasjonen brann er hentet fra eurokodene. Da spesielt Eurokode1: "Laster på konstruksjoner" og Eurokode 5: "Prosjektering av trekonstruksjoner". I det følgende gjennomgås de viktigste resultatene fra rapporten.

#### 8.1.1 Kartlegging av svake komponenter

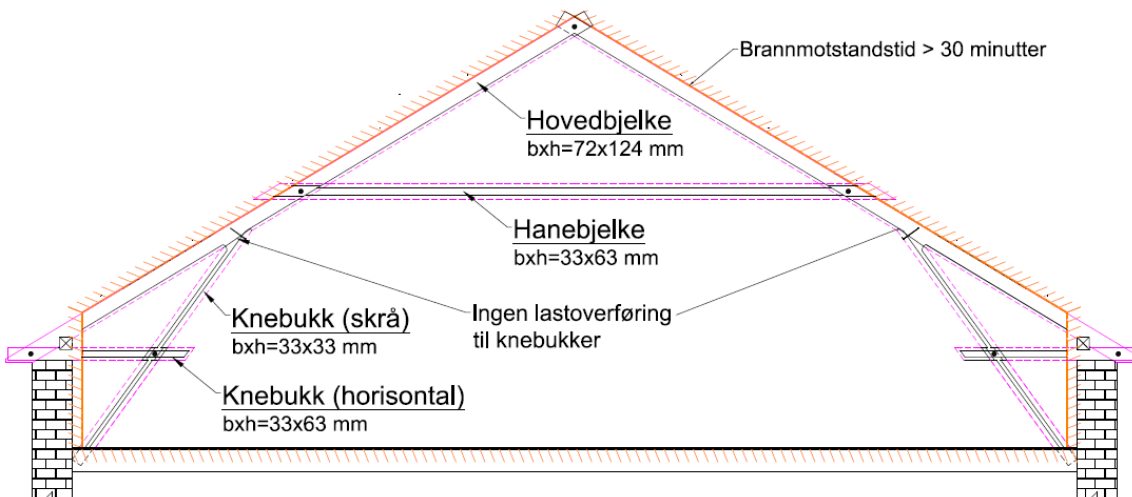
For en eksponert trebjelke med tverrsnittsbredde "b" er den effektive forkullingen inn i trevirket etter 30 minutters nominell brann som angitt i tabell 8.1:

Tabell 8.1 – Effektiv forkullingsdybde

Original tverrsnittsbredde (b)	b < 119 mm	b ≥ 119 mm
Effektiv forkullingsdybde (d <sub>ef</sub> )	31 mm	27 mm

Den effektive forkullingsdybden tar hensyn til tap av materialfasthet i det gjenværende tverrsnittet som følger av temperaturstigning, og det effektive gjenværende tverrsnittet kan antas å ha materialfastheter lik de ved normal romtemperatur.

Kapasitetsanalysen på originalkonstruksjonen med utbedring i himling og vegggliv gir kapasitetsoverskridelse på samtlige takstoler. Årsaken er at treverket i bærekonstruksjonen er eksponert fra tre eller fire sider, og følgelig reduseres kraftig ved brann. Konstruksjonen mister all lastoverføring til knebukkene før 30 minutters brannforløp, og ved dimensjoneringstiden står man igjen med følgende bæresystem:



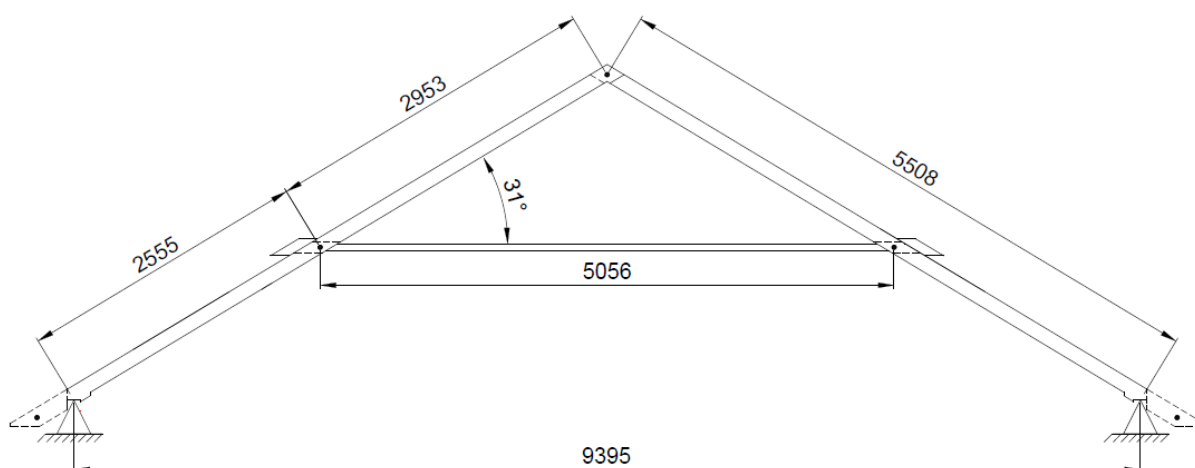
Figur 8.1 – Gjenværende takstol etter dimensjonerende brann

I tillegg til de oppgitte tverrsnittene i figur 8.1, er koblingspunktene redusert som gitt i tabell 8.2:

**Tabell 8.2 – Brannreduerte sammenføringstverrsnitt i originalkonstruksjonen**

Konstruksjonsdel	Originaltverrsnitt (bxh)		Brannreduert tverrsnitt (bxh <sub>fi</sub> ) [mm]
Hovedbjelke ved hanebjelke	78x150	→	51x124
Hovedbjelke ved knebukk	125x128	→	72x124
Hovedbjelke ved topp	63x150	→	36x124
Hanebjelke ved hovedbjelke	48x125	→	21x99
Knebukk horisontal mot skrå	48x125	→	17x125 (ikke lastbærende)
Knebukk skrå mot horisontal	48x95	→	17x95 (ikke lastbærende)
Knebukk skrå mot hovedbjelke	95x22	→	0x0 (ikke lastbærende)

Den mekaniske lastoverføringen fra hovedbjelkene til knebukkene forkuller bort og kan ikke lenger tas med i betraktningen. Hovedbjelkenes opplagringer på kneveggene er derimot fullstendig bevart, der de ligger skjult bak vegglivet med 30 minutters brannmotstand. Det statiske oppsettet ser slik ut:



**Figur 8.2 – Takstol etter brannreduksjon (alle mål i mm)**

Når knebukkene feiler, øker trykket i hanebjelken kraftig. Ved lineær lastanalyse på takstol 1-6 får man følgende dimensjonerende kapasitetsutnyttelser:

**Tabell 8.3 – Kapasitetsutnyttelse i takstol 1-6 før utbedring**

Komponent	Takstol					
	1	2	3	4	5	6
Hanebjelke	17,3	23,2	26,1	25,9	20,5	13,5
Hovedbjelke ved hanebjelke	< 1,0	< 1,0	1,1	1,0	< 1,0	< 1,0

Samtlige hanebjelker knekker ut av horisontalplanet grunnet høy slankhet og høy trykkraft. I takstol 3 og 4 er det også kapasitetsoverskridelse i hovedbjelken ved hanebjelken, der tverrsnittskapasiteten overskrides på grunn av en kombinasjon av bøyning om sterk akse og trykkraft.



### 8.1.2 Konstruksjonsmessige utbedringer

Ved brannteknisk utbedring av konstruksjonen tas det utgangspunkt i at knebukkene får lov til å stå ubehandlet. Det skal heller ses på utbedring av gjenværende bæresystem.

#### Hanebjelker:

Hanebjelkene kles med 22 mm tykk tømmermannskledning på alle fire sidene. Kledningen isolerer bjelken fra forkulling, men det opprinnelige tverrsnittet vil fremdeles svekkes noe på grunn av temperaturøkning ytterst i tverrsnittet. Gjenværende effektivt tverrsnitt ved 30 minutters brann er:

$$bxh_{fi, hanebjelke} = 81 \times 111 \text{ mm}$$

#### Hovedbjelker:

Ved kapasitetsanalyse av originalsituasjonen ble det funnet at kapasiteten i hovedbjelken ved hanebjelken var et svakt parti, da tverrsnittet der allerede var redusert i koblingen. For takstol 3 og 4 legges det på et plankebord tilsvarende det som brukes på hanebjelkene, for å bevare mer av tverrsnittshøyden på hovedbjelken i koblingen mellom hovedbjelken og hanebjelken. Gjenværende tverrsnitt her blir:

$$bxh_{fi, hovedbjelke \text{ ved hanebjelke}} = 81 \times 146 \text{ mm}$$

Beskyttelsen av originaltverrsnittene er skissert i figur 8.3:

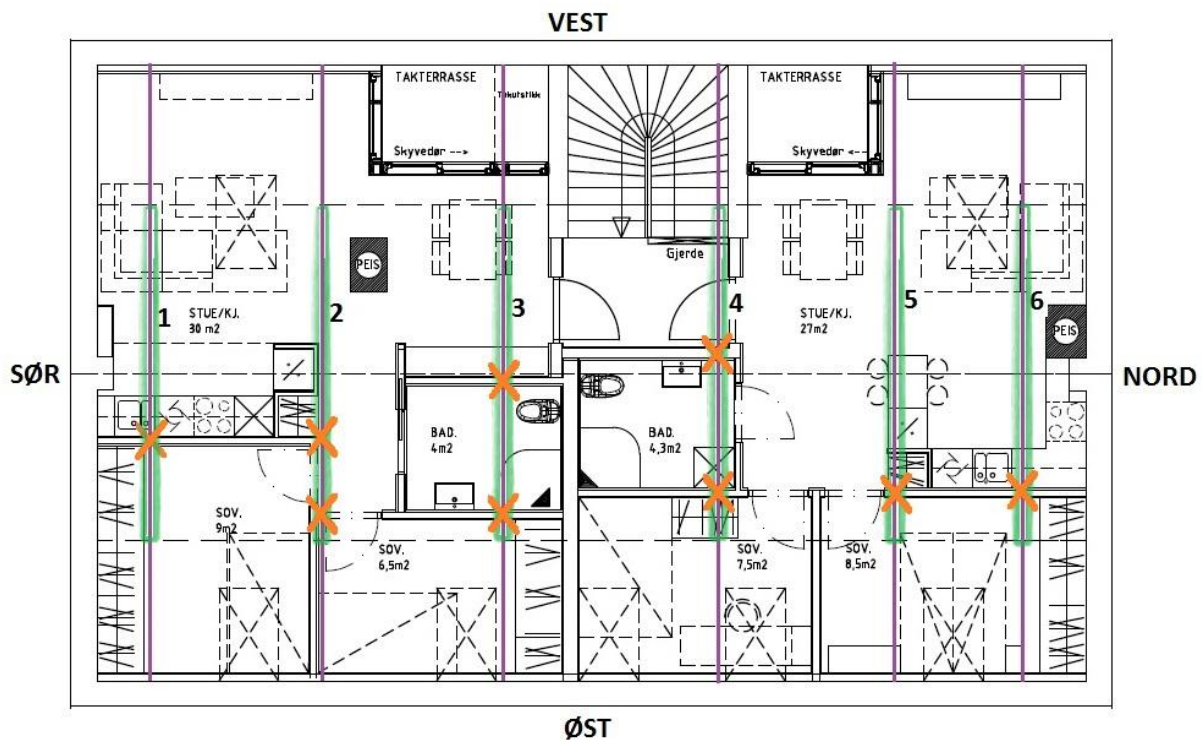


Figur 8.3 – Brannbeskyttelse av tverrsnitt

#### Bærende skillevegger:

Ved ulykkestilfellet brann antas det at skilleveggene kan overføre en viss last fra hanebjelkene til gulvbjelkene. Skilleveggene fungerer både til lastoverføring, og reduksjon av kneklengder i hanebjelken. Det plasseres en stender under hvert punkt der skilleveggene

krysser hanebjelkene (markert med oransje kryss i figur 8.4).



**Figur 8.4 – Skillevegger på hanebjelker er markert med oransje kryss**

Stenderne har samme dimensjon som det som benyttes i resten av veggkonstruksjonen (48x73mm). Innføring av veggene reduserer knekkleddene i horisontalplanet på takstol 3 og 4, og reduserer knekkleddene i vertikalplanet på samtlige takstoler.

Innføring av hems over takstol 1-2 og 5-6:

Hemsgulvet dimensjoneres til å opprettholde stivhet i horisontalplanet i 30 minutter ved brann. Gulvet stiver dermed av hanebjelkene på takstol 1, 2, 5 og 6 fra knekking i horisontalplanet.

**8.1.3 Bæreevne og stabilitet ved dim. brann etter utbedring**

Kapasitetsutnyttelsen til takstol 1-6 etter gjennomføring av utbedrende tiltak summeres opp i tabell 8.4. Største kapasitetsutnyttelse for samtlige takstoler er når vindlast angriper fra vest. Dette skyldes usymmetri i konstruksjonen etter innføring av skillevegger.

**Tabell 8.4 – Kapasitetsutnyttelse i takstol 1-6 etter utbedring**

Takstol	1	2	3	4	5	6
Kapasitetsutnyttelse	0,8	1,0	0,9	0,9	0,9	0,6

Takstol 2 har 100% kapasitetsutnyttelse i hovedbjelken ved hanebjelken. Kapasitetsutnyttelsen går på kombinasjon av bøyning om sterk akse (y) og høy trykkraft i tverrsnittet.

Det er bevist gjennom linearisert knekningsanalyse at de verst belastede takstolene er stabile ved 30 minutters nominell brann. Da åstakbjelkene er fullstendig bevart etter 30 minutter, og disse stiver av og binder sammen takstolene, kan det konkluderes med at takkonstruksjonen som system også er stabil.

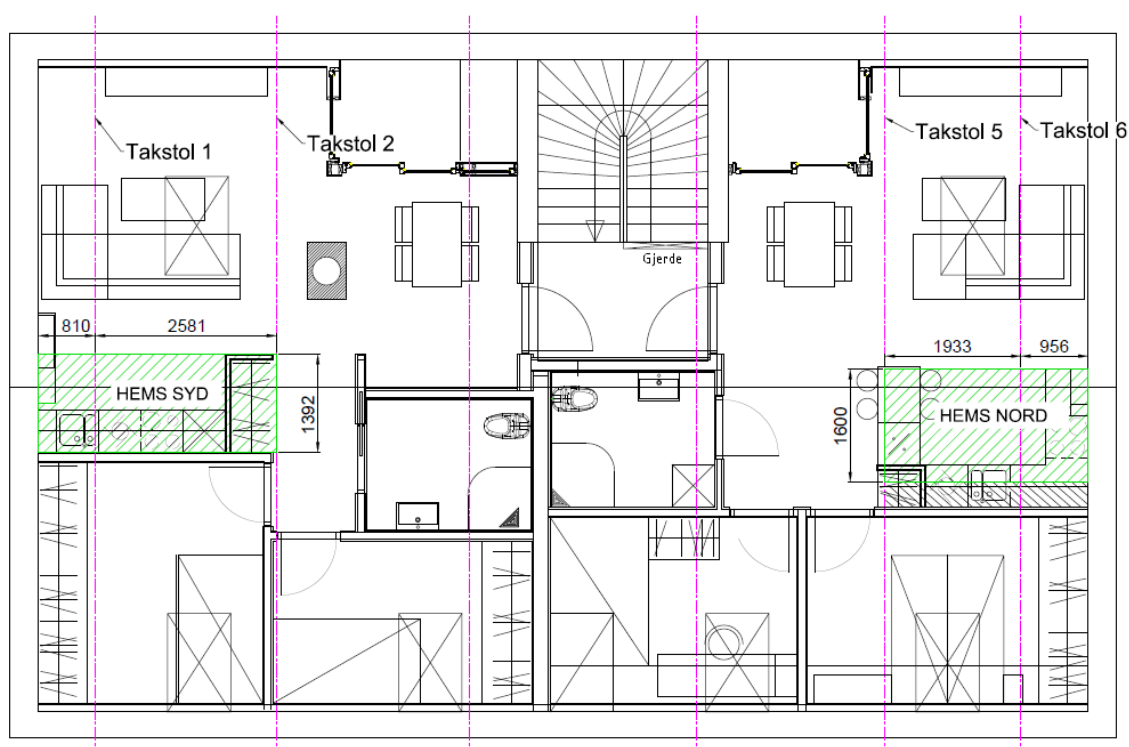
### 8.1.4 Oppfyllelse av byggherres ønsker

#### Bevaring av originalt utseende:

Ved valg av utbedrende løsninger ble utbedring av knebukkene gått vekk fra som alternativ da utbedringer her vil være vanskelig uten å krysse byggherres ønsker om bevaring av originalutseende. Innboksingen av hanebjelkene i tømmermannskledning vil være et synlig innrep, men materialet er tilsvarende som det som kles inn (treverk av gran). Det er dermed mulig å "skjule spor" etter utbedringen.

#### Prosjektering av hems:

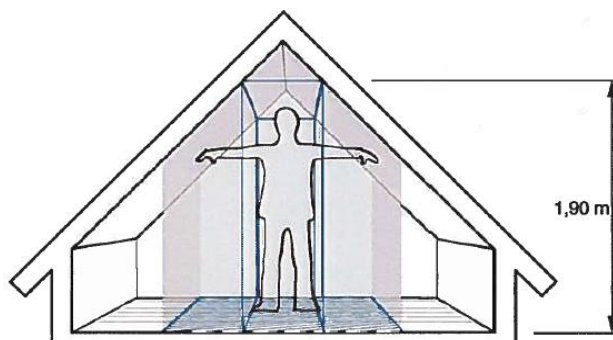
Det er prosjektert inn en hems i hver av leilighetene, med bæring av hemsgulvet på gavlveggen og de to nærmeste takstolene. Begge hemsene benytter gulvbjelkelag av tømmer med fasthetsklasse C24. Sydvendt hems har gulvbjelkedimensjon b<sub>x</sub>h=48x148 mm med senteravstand 60 cm. Nordvendt hems har gulvbjelkedimensjon b<sub>x</sub>h=48x123 mm med senteravstand 60 cm. Figur 8.5 viser plassering av hemsene skissert med grønn farge. Gulvbjelkenes orientering er normalt på takstolene (takstoler i rosa farge).



Figur 8.5 – Plassering av hemsareal

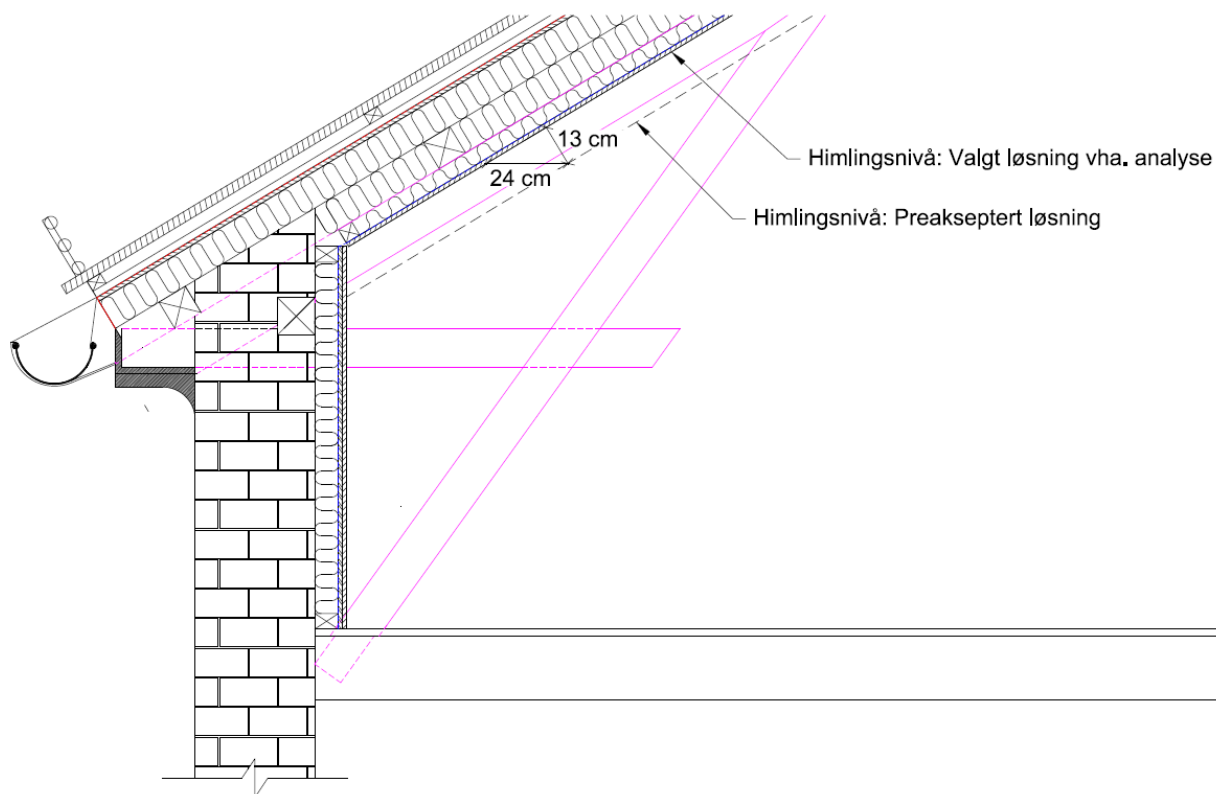
#### Bevaring av takhøyde ved etterisolering og etablering av himling:

Etter ønske fra byggherren ble det valgt å legge himlingen mellom hovedbjelkene, i stedet for under. Dette fører også til en merkbar økning i målbart bruksareal. Definisjonen på målbart areal er inntil 0,6 meter ut fra 1,9 meter fri takhøyde, markert med grå sone på figur 8.6.



Figur 8.6 – Måleverdig areal (NS 3940:2012, figur 2)

Himling mellom hovedbjelkene som vist i figur 8.7 fører til bevaring av ca 13 cm dybde og 24 cm måleverdig bredde kontra nedlektet himling under hovedbjelkene<sup>24</sup>.



**Figur 8.7 - Bevaring av takhøyde mellom hovedbjelkene**

Den valgte løsningen fører til en økning i måleverdig bruksareal på 5,1 kvadratmeter sammenlignet med preakseptert løsning. Ved siden av å gi rent brukmessige fordeler, er bevaring av takhøyden også av økonomisk interesse for byggherren. Norges Eiendomsmeglerforbund oppgir gjennomsnittlig salgspris for leiligheter på Grünerløkka i Oslo til kr 47175 per kvadratmeter bruksareal<sup>25</sup>. Økningen i bruksareal som følge av dokumentert løsning framfor preakseptert gir dermed en teoretisk verdistigning på i overkant av kr 240 000.

## 8.2 Diskusjon

Noen nye elementer tas med her til referanse for etterfølgende arbeid.

### Knutepunktskapasiteter:

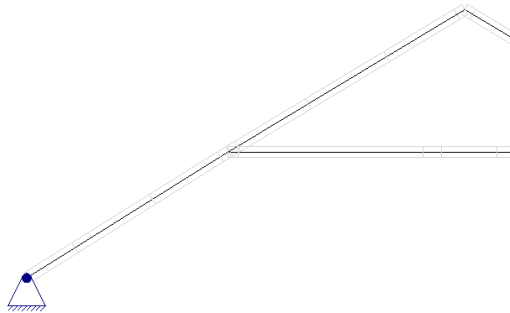
Det er ikke gjennomført noen dyptdykkende analyse av knutepunktene oppførsel og kapasitet ved brann. Alle festemidler er beskyttet av treverk på alle sider, med unntak av i knebukkene mot hovedbjelkene. Disse ses vekk fra i gjenværende bæresystem. Etter utbedrende løsninger viser det seg at knutepunktene i topp (hovedbjelke mot hovedbjelke) og i midt (hanebjelke mot hovedbjelke) blir liggende delvis skjult bak himlingen. I tillegg vil alle knutepunktene ligge i trykk mot hverandre. Den mekaniske overføringen av krefter vil hovedsakelig foregå i kontaktflatene mellom komponentene og ikke i festemidlene. Det er derfor sett bort fra knutepunktene oppførsel annet enn ved kapasitetsanalyse på de opptredende kreftene i tverrsnittene.

<sup>24</sup> Preakseptert løsning er vist i kapittel 2.1.1, s. 5

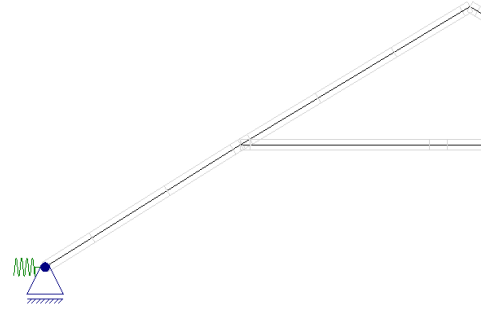
<sup>25</sup> Gjennomsnittet i 2012

### Opplagerbetingelser:

Et usikkerhetsmoment i valgt statisk system er opplagerbetingelsene på hovedbjelkene. I rapporten er det antatt at hovedbjelkene er fastlåst mot forskyvning (figur 8.8) så lenge bjelkene er i trykk, jf. kapittel 3.1 (se bilde 3.3, side 14). Et annet alternativ er å sette inn et fjærbelastet glidelager (figur 8.9), hvilket tillater opplagrene å "flekse" litt ved økt belastning. Fjæringen resulterer i avlastning av trykk i hovedbjelkene og hanebjelkene, og følgelig reduksjon av kapasitetsutnyttelsen. Fastholdt lager framfor fjærlager er ansett som forverrende, og benyttes i beregningene.



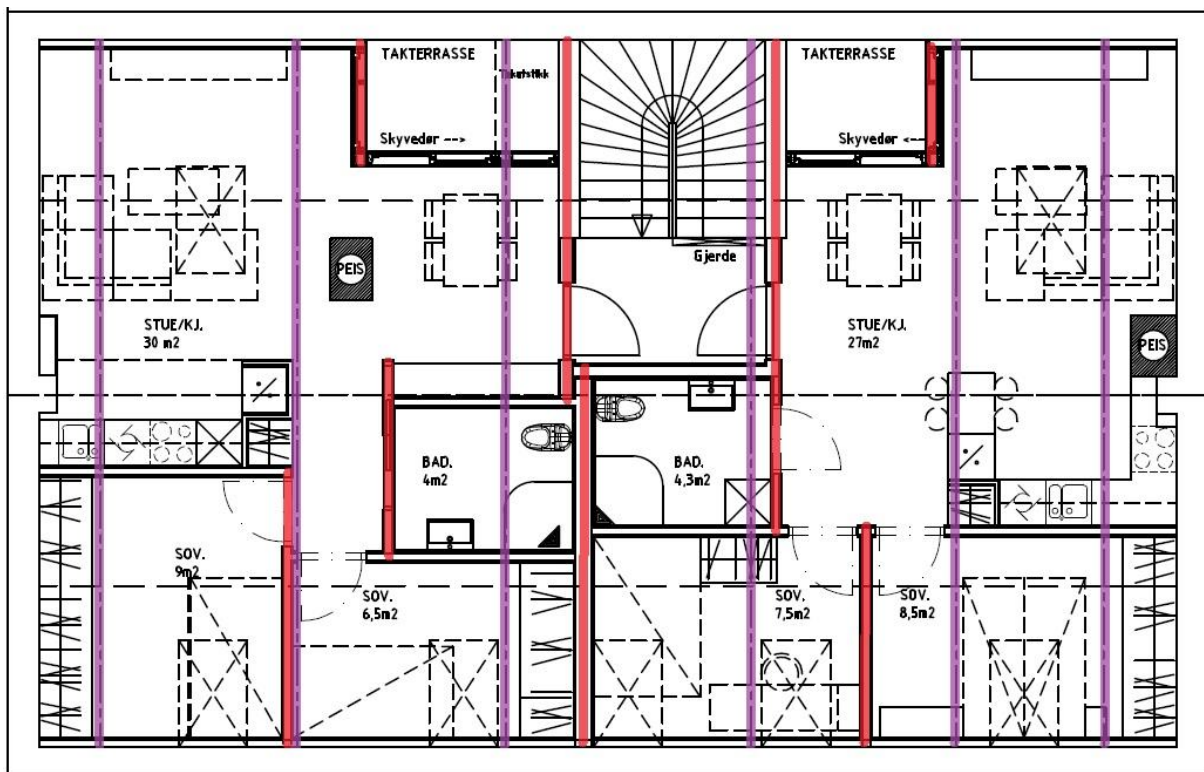
Figur 8.8 – Fastholdt lager



Figur 8.9 – Fjærbelastet glidelager

### Alternativ lastbæring:

Skilleveggene er ikke lastbærende ved montering i normaltstand. Skillevegger som ligger parallelt med takstolene vil likevel kunne bli lastbærende dersom knebukkene på takstolene svikter og takstolen får nedbøyning. Kraftene overføres da via åstakbjelkene til gulvkonstruksjonen via skilleveggene. Potensielt lastbærende skillevegger er markert med rødt i figur 8.10.



Figur 8.10 – Skillevegger som kan bli lastbærende ved svikt i takstoler

Det ble antatt som konservativt å ikke regne med lastoverføring i de markerte skilleveggene, da de fører til lastreduksjon på takstolene.



### 8.3 Forslag til videre dokumentering

Kapasiteten til konstruksjonen er dokumentert med hensyn til brannkrav. Det er innført hemsplast og foretatt kapasitetskontroll av hemsens gulvbjelkelag i normaltilstand, samt takstolenes kapasitet og stabilitet ved ulykkessituasjon. Det er derimot ikke foretatt kontroller for takstolenes kapasitet ved påføring av hemsplast i normaltilstand, og det er heller ikke gjennomført noen uavhengig kontroll av innholdet i denne rapporten.

#### Normaltilstand:

Ved normaltilstand er dimensjonerende materialfastheter lavere og dimensjonerende laster høyere enn ved beregning i ulykkessituasjon<sup>26</sup>. Det vil derfor påføres vesentlig større krefter på konstruksjonsdelene ved dimensjonering i bruksgrensetilstand. Samtidig vil skilleveggene være stivere og knebukkene i takstolene være bevart. Utfallet av konstruksjonsanalyse i bruksgrensetilstand kan det derimot ikke gis noen uttalelse på.

#### Uavhengig kontroll av rapporten:

For det følgende stilles det krav til uavhengig kontroll av prosjekteringen av konstruksjonssikkerhet (hentet fra Byggesaksforskriften med veiledning (SAK10), til annet ledd ("kontroll i tiltaksklasse 2 og 3"), "Konstruksjonssikkerhet"):

*"For prosjekteringen er kontrollkravet for konstruksjonssikkerhet begrenset til risiko for sammenbrudd i hovedbæresystem, der prosjekteringsgrunnlagets angivelse av statisk virkemåte og lastantakelser, beregning av stabilitet og angivelse av material-egenskaper skal kontrolleres."*

Takkonstruksjonen ses på som en sekundær bærende bygningsdel, ikke del av hovedbæresystemet (VTEK §11-4, tabell 1), og er således unnlatt obligatorisk krav om uavhengig kontroll. Allikevel kan konsekvensene av feil i prosjekteringen ha såpass høy alvorlighetsgrad at ansvaret ikke bør hvile på resultatene av en masteroppgave alene.

#### Forslag til videre dokumentering:

Det anbefales at det utføres kontroll av konstruksjonen i bruksgrensetilstand ved innføring av hemsplast og tillegg i egenlast i takkonstruksjonen. Videre anbefales det at det gjennomføres en uavhengig kontroll av denne rapporten.

---

<sup>26</sup> Se formel 6.10 (brukstilfelle) og formel 6.11 (ulykkestilfelle) i NS-EN 1990.



## Kildeliste

- Direktoratet for byggkvalitet. (2014). HO-1/2011. *Byggesaksforskriften med veiledning (SAK10)*. Hentet 06 23, 2014 fra <http://www.dibk.no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-byggesak/>
- Direktoratet for byggkvalitet. (2014). HO-2/2011. *Veiledning om tekniske krav til byggverk (VTEK10)*. Hentet 10 3, 2013 fra <http://byggeregler.dibk.no/dxp/content/tekniskekrav/>
- Irgens, F. (2008). *Formelsamling mekanikk* (3. utg., Vol. 4). Trondheim: Tapir akademiske forlag.
- Larsen, P. K. (2010). Knekking av staver og bjelkesøyler. Hentet 05 10, 2014 fra <http://www.tekna.no/ikbViewer/Content/778032/PK%20Larsen%20Knekking%20av..>
- Norges eiendomsmeglerforbund. (2014, 06 22). *Boligprisenes utvikling over tid i Norge*. Hentet fra Boligprisstatistikk: <http://www.nef.no/xp/pub/topp/boligprisstatistikk>
- Oslo kommune. (2012). *Brannteknisk Veileder - Loftsinnredning*. Plan- og bygningsetaten. Hentet 10 2, 2013 fra <http://www.plan-og-bygningsetaten.oslo.kommune.no/getfile.php/plan-%20og%20bygningsetaten%20%28PBE%29/Internett%20%28PBE%29/Dokumenter/Byggesak/Veiledere/Brannteknisk%20veileder%20-%20loftsinnredning%281%29.pdf>
- Sintef Byggforsk. (1990). BKS 725.012. *Takkonstruksjoner i eldre bolighus. Former, metoder og materialer*.
- Sintef Byggforsk. (2000). BKS 571.523. *Trelast av gran og furu. Egenskaper og dimensjoner*.
- Sintef Byggforsk. (2003). BKS 471.043. *Vindlaster på bygninger*.
- Sintef Byggforsk. (2006). BKS 524.213. *Innvendige skillevegger av tre*.
- Sintef Byggforsk. (2006). BKS 543.506. *Våtromsvegger med fliskledning*.
- Sintef Byggforsk. (2007). BKS 525.101. *Isolerte skrå tretak med lufting mellom vindspærre og undertak*.
- Sintef Byggforsk. (2007). BKS 544.103. *Tekking med profilerte metallplater*.
- Sintef Byggforsk. (2007). *Håndbok 53 Trehus*.
- Sintef Byggforsk. (2008). BKS 520.321. *Branntmotstand for etasjeskillere*.
- Sintef Byggforsk. (2010). BKS 520.308. *Yttervegger og tak i trehus med 30 minutters brannmotstand*.
- Standard Norge. (1997, 3). NS 3919:1997. *Brannteknisk klassifisering av materialer, bygningsdeler, kledninger og overflater*.
- Standard Norge. (2008). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008*.
- Standard Norge. (2008). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann. *NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008*.
- Standard Norge. (2008). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster. *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008*.
- Standard Norge. (2009). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*.
- Standard Norge. (2009). NS-EN 338:2009. *Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser*.
- Standard Norge. (2010). Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010*.
- Standard Norge. (2010). Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering. *NS-EN 1995-1-2:2004+NA:2010*.
- Standard Norge. (2012). NS 3940:2012. *Areal- og volumberegninger av bygninger*.
- TBA4177 - Brannsikkerhet VK. (2014). Lecture 3. *Combustion of wood*. Hentet 02 02, 2014 fra It's Learning: <https://www.itslearning.com/file/download.aspx?FileID=3255147&FileVersionID=-1>



## Vedlegg

Nummer	Navn	Side
1	Rammetillatelse.....	V1
2	Focus hjelpefunksjon. Lineær teori.....	V8
3	Focus hjelpefunksjon Programmering av forskriftenes bestemmelser.....	V9
4	Focus hjelpefunksjon. Lineær teori.....	V10
5	Beregning av knekk lengde om y-aksen for hovedbjelke.....	V12
6	Kontroll for snøopphopning.....	V14
7	Beregning av ekstra egenlast.....	V15
8	Beregning av lastyfeltbredde for takstol 1-6.....	V16
9	Håndberegning av opplagerkraft i tilfelle 2.....	V19
10	Punktlaster.....	V21
11	Bestemmelse av gulvbjelkestivhet.....	V26
12	Beregning av hems egenlast.....	V27
13	Beregning av gulvbjelkelagshøyde og senteravstand i hems syd.....	V28
14	Beregning av bjelkelagskapasitet.....	V29
15	Beregning av punktlaster på hems syd.....	V30
16	Beregning av gulvbjelkelagdim. og senteravstand i hems nord.....	V31
17	Beregning av punktlaster på hems nord.....	V32
18	Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13.....	V33
19	Kapasitetsanalyse på utbedret takstol 2 i FK13.....	V66



# Vedlegg 1 - Rammetillatelse



## Oslo kommune Plan- og bygningsetaten

EGG arkitekter AS  
Vollsveien 13 C  
1366 LYSAKER

Dato: 15.07.2013

Deres ref:

Vår ref (saksnr): 201302727-8  
**Oppgis alltid ved henvendelse**

Saksbeh: Bjørn Wikan

Arkivkode: 531

Byggeplass: STEENSTRUPS GATE 4      Eiendom: 228/394/0/0  
Tiltakshaver: Steenstrups gate 4 AS      Adresse: Sandvollveien 48, 1400 SKI  
Søker: EGG arkitekter AS      Adresse: Vollsveien 13 C, 1366 LYSAKER  
Tiltakstype: Blokk/bygård/terrassehus      Tiltaksart: Loftsutbygging

### RAMMETILLATELSE - STEENSTRUPS GATE 4

Svar på søknad om tillatelse for tiltak etter plan- og bygningslovens § 20-1.  
Vilkår for igangsetting.

**Søknaden omfatter etablering av to nye leiligheter på eksisterende råloft. Tiltaket medfører fasadeendringer. Samlet areal tiltaket omfatter er oppgitt til 98m<sup>2</sup>. Grad av utnyttning er oppgitt til 1,46.**

**I medhold av plan- og bygningslovens (heretter pbl.) § 20-1 første ledd bokstav c og d godkjennes søknaden, mottatt Plan- og bygningsetaten den 27.02.2013, med kompletterende dokumentasjon av 19.06.2013. Det vises for øvrig til søknadens vedlagte tegninger, situasjonsplan og ansvarsretter.**

**I medhold av pbl. § 31-2 gis det unntak fra følgende:**

- TEK 10 § 12-3 vedrørende krav om heis
- TEK 10 kapittel 14 vedrørende energikrav

**Det foreligger ikke protester til søknaden.**

Plan- og bygningsetaten behandler denne sak etter myndighet tildelt etaten i Byrådens sak 08/2010 av 29.06.2010.

#### Søknaden

Tiltaket befinner seg i Steenstrups gate på Grünerløkka og er lokalisert i en treetasjes murgård.

Søknaden omfatter etablering av to treroms leiligheter på eksisterende råloft. Leilighetene får en størrelse på henholdsvis 52m<sup>2</sup> og 49m<sup>2</sup>. Tiltaket medfører følgende fasadeendringer:

- Heving av takflaten med 15 cm



Plan- og bygningsetaten

Boks 364 Sentrum  
0102 Oslo

Besøksadresse:  
Vahls gate 1, 0187 Oslo  
www.pbe.oslo.kommune.no

Sentralbord: 02 180      Bankgiro: 1315.01.01357  
Kundesenteret: 23 49 10 00      Org.nr.: 971 040 823 MVA  
Telefaks: 23 49 10 01  
E-post: postmottak@pbe.oslo.kommune.no

# Vedlegg 1 - Rammetillatelse

Saksnr: 201302727-8

Side 2 av 7

- Fem nye takvinduer mot gate. Takvinduene får en størrelse på 0,9 x 1,65 meter.
- To nye takvinduer mot bakgård. Takvinduene får en størrelse på 0,9 x 1,65 meter.
- To takterrasser mot bakgård
- Fjerning av 2 eksisterende piper
- Etablering av én ny stålpiper

Samlet areal tiltaket omfatter er oppgitt til 98m<sup>2</sup>. Grad av utnytting er oppgitt til 1,46m

Tiltaket er prosjektert i henhold til Byggteknisk forskrift av 2010 (TEK10).

Tiltaket har blitt diskutert i forhåndskonferanse med PBEs saksnummer 201214616.

Byggetiltaket medfører i medhold av pbl. § 31-2 følgende unntak:

- Fra TEK 10 § 12-3 vedrørende krav om heis
- Fra TEK 10 kapittel 14 vedrørende energikrav

## Gjeldende plangrunnlag

Eiendommen er regulert til byggeområde for boliger gjennom reguleringsplan S-2255, vedtatt 28.07.1977, med endrede reguleringsbestemmelser i S-2937, vedtatt 01.10.1987.

Eiendommen er oppført på Byantikvarens Gule liste og omfattet av kongelig resolusjon for bevaring av Oslos murgårdsbebyggelse.

## Uttalelser fra annen myndighet

Plan- og bygningsetaten har etter en konkret vurdering kommet til at tiltaket i tilstrekkelig grad er utformet i henhold til Loftsveilederen og har derfor ikke funnet det nødvendig å forelegge saken for Byantikvaren til uttalelse.

## Ansvarlig søkers/tiltakshavers redegjørelse:

Ansvarlig søker opplyser om at leilighetene får direkte adkomst fra gårdens ene trapperom. Det anføres at takvinduene og takterrassene er forsøkt plassert som anbefalt i veiledningen, samt at hensyn til eksisterende takkonstruksjon ivaretas. Takvinduer og takterrasser er plassert sentrisk, enten i forhold til fasadevinduer eller rommet mellom vinduene. Det vises videre til at loftets høyde er ca. 1,25 m ved kneveggen og ca 4 m under mønet, og at forhold knyttet til lys, utsyn og bodplass er ivaretatt i tiltaket. Leilighetenes planløsning ivaretar gjeldende krav til snusirkel og terskelhøyde for stue, kjøkken, badrom og ett av soverommene i hver leilighet.

Det vises videre til Loftsveilederen og anføres at tiltaket medfører heving av takkonstruksjon på inntil 15 cm, noe som er 5 cm mer enn anbefalt. Da takhøyden i utgangspunktet ikke er spesielt gunstig, anses det som fordelaktig å legge lufting og 10 cm isolasjon på oversiden av eksisterende taktro. For at dette skal bli akseptabelt ut fra antikvariske hensyn, heves takrennen med ca. 8 cm, det pusses på undersiden og monteres rennebeslag på oversiden. Det hevdes at man på denne måten vil unngå en merkbar visuell endring. Ansvarlig søker viser til nabobygninger som har en takhøyde på ca. 40 cm høyere enn Steenstrups gate 4, og at man til tross for hevingen fortsatt vil beholde inntrykket av nivåforskjellene mellom takene.

Det er i medhold av pbl. § 31-2 søkt om følgende unntak:

- Fra TEK 10 § 12-3 vedrørende krav om heis
- Fra TEK 10 kapittel 14 vedrørende energikrav

## **Plan- og bygningsetatens vurdering**

Naturgitte omgivelser, kulturminner, blågrønnstruktur, klimatilpasninger (f.eks flom/ras)

Naturmangfoldloven (nml) § 7 fastslår at prinsippene i §§ 8-12 skal legges til grunn som retningslinjer ved utøving av offentlig myndighet.

Det er ikke registrert spesielle naturtyper eller arter (naturmangfold) i området rundt tiltaket, og prinsippene i nml §§ 8-12 anses dermed som ivare tatt i denne saken.

## Tiltakets visuelle kvalitet i seg selv og i forhold til omgivelsene

I henhold til pbl. §§ 29-1 og 31-1 skal ethvert tiltak prosjekteres og utføres slik at det etter kommunens skjønn innehar gode visuelle kvaliteter både i seg selv og i forhold til dets funksjon og dets bygde og naturlige omgivelser og plassering, samt ivareta byggverkets historiske, arkitektoniske og kulturelle verdi.

Loftsveilederen er utgitt av Plan- og bygningsetaten og Byantikvaren i felleskap og formidler de helhetsvurderingene som Oslo kommune gjør ved enkeltsaksbehandling, og gir retningslinjer for hvordan loftsutbygging bør planlegges og gjennomføres. Veilederen er ikke juridisk bindende, men gir retningslinjer for hva som kan påregnes godkjent. Dersom retningslinjene følges, kan man påregne enklere og raskere saksbehandling, og Byantikvarens tilrådning vil ikke være nødvendig selv om bygningen står oppført på Gul liste som bevaringsverdig. Målet for veilederen er å vise hvordan en loftsutbygging kan tilfredsstillende krav til brukbarhet, ivareta bygningens historiske og arkitektoniske verdier, samt i størst mulig grad oppfylle de tekniske krav som stilles til nybygg.

Nye takvinduer mot gate ligger i takflatens nederste del, er synlig smalere enn vinduene i veggfasaden, og er plassert på en ryddig og symmetrisk måte i forhold til hverandre. Takvinduene mot den mindre sårbare bakgårdsfasaden er symmetrisk plassert i forhold til hverandre, men ligger noe høyt i takflaten. Ettersom vinduene vender inn mot bakgård, og vinduenes plassering tilfører gode lysforhold og bedre funksjonalitet for rommene innenfor, har etaten likevel funnet at plasseringen er akseptabel og i tråd med intensjonen i Loftsveilederen.

Takterrassene har en bredde på henholdsvis 1,7 m og 1,8 m og er inntrukket to takstensrader opp fra gesims, omsluttet av takflate på alle kanter. Etaten vurderer at takterrassene er i tråd med føringene i Loftsveilederen. Nye elementer i takflaten er samlet sett i tråd med veilederens anbefaling om å ikke overstige 1/3 av takets lengde.

Tiltaket medfører fjerning av to av takflatens i alt fem piper, samt etablering av én ny stålpipeline i takflaten mot bakgård. Det opplyses om at pipene ikke er i bruk. Piper i takflaten er en karakteristisk detalj ved de fleste eldre murgårder. De to fjernede pipene har ikke vært synlig fra gatenivå og etaten har vurdert at fjerningen ikke kommer i konflikt med bygningens bevaringsverdi i dette konkrete tilfellet. Ny stålpipeline mot bakgård blir ikke synlig fra gate, og etaten har ingen merknader. Det forutsettes at privatrettslige anliggende vedrørende fjerningen av piper er avklart. Evt. fjerning av pipeløp nedover i etasjene er et søknadspålagt tiltak. Plan- og bygningsetaten bemerker at installering av ildsted medfører krav i henhold til forskrift om brannforbyggende tiltak og tilsyn (FOTBOT).

I henhold til Loftsveilederen kan utvendig isolering som medfører inntil 10 cm heving av taket normalt være akseptabelt på murgårder. Det forutsettes at en slik heving skjules av vertikalt beslag ved gesims knyttet til takrennen. I omsøkt tiltak medfører isolering av taket en heving av takkonstruksjonen på inntil 15 cm. Ettersom takrennen heves med ca. 8 cm, samtidig som det pusses på undersiden og monteres rennebeslag på oversiden, vurderer etaten at tiltaket ikke vil medføre en merkbar visuell endring, og hevingen kan derfor aksepteres i dette konkrete tilfellet.

# Vedlegg 1 - Rammetillatelse

Saksnr: 201302727-8

Side 4 av 7

Etter ovennevnte er det Plan- og bygningsetatens vurdering at intensjonen med Loftsveilederen ivaretas gjennom prosjektet. Etaten anser at tiltaket i tilstrekkelig grad tilfredsstillende plan- og bygningslovgivningens krav til visuelle kvaliteter og ivaretagelse av byggverkets historiske, arkitektoniske og kulturelle verdi.

## Planløsning

Det vurderes at leilighetene får tilstrekkelig med lysinnslipp og har akseptabel grad av utsyn, samt tilstrekkelig takhøyde. Krav til bod og oppbevaringsplass er ivaretatt. Et av soverommene i leilighet til venstre er noe mindre enn anbefalt, men etaten har ikke funnet det nødvendig å kreve omprosjektering. Planløsningen for øvrig vurderes å være i henhold til de krav som med rimelighet kan stilles i henhold til forskriften, og samlet sett akseptabel.

## Universell utforming

Plan- og bygningsetaten er positiv til at tiltaket medfører tilgjengelige bad i henhold til forskriften og at planløsningen for øvrig sikrer tilgjengelighet knyttet til alle leilighetenes hovedfunksjoner.

## Unntak fra TEK 10

Plan og bygningslovens § 31-2 gir hjemmel for at kommunen kan gi tillatelse til bruksendring og nødvendig ombygging og rehabilitering av eksisterende byggverk også når det ikke er mulig å tilpasse byggverket til tekniske krav uten uforholdsmessige kostnader, dersom bruksendringen eller ombyggingen er forsvarlig og nødvendig for å sikre hensiktsmessig bruk.

Det er søkt om følgende unntak:

- Fra TEK 10 § 12-3 vedrørende krav om heis
- Fra TEK 10 kapittel 14 vedrørende energikrav

## TEK 10 § 12-3 vedrørende krav om heis

Det søkes om fravik fra gjeldende krav til heis da det å anlegge heissjakt oppleves som uforenlig med bygningens antikvariske status og vil forårsake drastisk og uønsket endring i bygningens struktur og utseende.

Ansvarlig søker opplyser om at det er vurdert to mulige alternativer for plassering av heis. Løsning 1 innebærer heis plassert i bakgård, og krever ny heissjakt i 5 etasjer (inkludert loft og kjeller), samt ny rettløpstrapp i 5 etasjer som bygges utover i bakgården. Denne løsningen vil i følge ansvarlig søker beslaglegge betydelige deler av terreng, øke u-grad, og vil være ugunstig med tanke på lys og skygge for egne beboere og naboer. Videre vil den medføre drastiske inngrep i bygningens statikk og fører til at bygningen ikke kan være bebodd i byggeperioden på ca. 1 år.

Løsning 2 innebærer heis plassert inne i bygget og krever ny heissjakt i 5 etasjer (inkludert loft og kjeller). Denne løsningen innebærer også et drastisk inngrep i bygningens statikk og store deler av dekket rundt heissjakten i alle etasjer må byttes ut og erstattes. Det anføres at bygningen ikke kan være bebodd i byggeperioden på ca. 1 år, og fundamenteringen av heisen anses som meget krevende grunnet tilgjengelighet og plassering. Løsningen både endrer og reduserer leilighetenes størrelse og krever en total omprosjektering / ombygging av gården.

Det anføres at alternativene vil medføre ekstrakostnader på henholdsvis 4,4 og 3,2 millioner kroner. I tillegg kommer kostnader i forbindelse med alternativ bolig for beboere, noe som vurderes som vanskelig å verdisette på nåværende tidspunkt. Det er også vedlagt skisser som viser de to ulike løsningene

# Vedlegg 1 - Rammetillatelse

Saksnr: 201302727-8

Side 5 av 7

Plan- og bygningsetaten vurderer at ansvarlig søker på grundig og utførlig måte har redegjort for hvorfor etablering av heis i bygningen vil medføre drastiske og uønskede endringer av bygningens struktur og utseende. Etaten vurderer at etablering av heis og nytt trapperom på bakgårdsfasade vil være svært uheldig for bygningens bevaringsverdi, forringe kvaliteten på et allerede begrenset uteområde, og vil kreve store innvendige endringer i bygningen. Likeledes anser etaten at etablering av innvendig heis vil kreve betydelig fravikelse av bygningens boligarealer og drastiske inngrep i bygningsmassen. Plan- og bygningsetaten finner at konstruktive endringer og installering av heis totalt anslått til henholdsvis 4,4 og 3,2 millioner kroner, klart medfører uforholdsmessige kostnader sett i sammenheng med prosjektets omfang og antall boenheter som blir tilgjengelige som følge av tiltaket. Bruksendring til to loftsleiligheter uten at det etableres heis oppfattes i dette tilfellet å være forsvarlig. Videre vurderer etaten at konsekvenser for eksisterende boligareal, uteareal og bevaringsverdi, tilsier at unntak i dette tilfellet er nødvendig for å sikre hensiktsmessig bruk av bygningen.

På denne bakgrunn, og i medhold av pbl. § 31-2, vurderer Plan- og bygningsetaten at unntak fra TEK 10 § 12-3 vedrørende krav om heis i dette tilfellet kan gis.

## Fra TEK 10 kapittel 14 vedrørende energikrav

Ansvarlig søker opplyser om at hevingen av taket medfører at total tykkelse på isolasjonen blir 20 cm. Ytterligere etterisolering innenfor forsvarlige tekniske og økonomiske rammer vurderes ikke mulig å oppnå. Mot yttervegg etableres det 5 cm luftingsspalte, deretter 15 cm isolasjon. Ytterligere isolasjon av yttervegger/ knevegger er ikke å anbefale av bygningsfysiske årsaker. Det anses ikke som mulig å tilpasse byggverket til alle tekniske krav på grunn av bygningsfysikk og uforholdsmessige kostnader. Det er vedlagt skjema for energibruk i tiltaket som viser at tiltaket kun medfører mindre avvik fra TEK vedrørende u-verdi for tak og glass/dør.

Erfaringsmessig er Plan- og bygningsetaten oppmerksom på at det i de fleste tilfeller ikke er gjennomførbart å tilfredsstille krav til energi i TEK10 for eldre bygninger med konstatert bevaringsverdi, da for tykk innvendig etterisolering kan medføre skader på bygningen ved endret bygningsfysikk. Dette gjelder i særlig grad eldre yttervegger, der det er viktig å ivareta eksisterende fasadeelementer og –detaljer. På bakgrunn av dette, og energirapport som viser at forhold knyttet til glass/dør og tak i det vesentligste er ivaretatt, ser Plan- og bygningsetaten at fravik fra energikrav i TEK10 for det omsøkte tiltaket kan tillates, under forutsetning at gjeldende krav etterstrebes så langt det er gjennomførbart.

## **Konklusjon**

Under henvisning til det som for øvrig er anført under respektive avsnitt, finner Plan- og bygningsetaten at det omsøkte tiltaket tilfredsstiller plan- og bygningslovens bestemmelser, og kan godkjennes.

## **Godkjenning**

<b>Følgende tegninger og kart er lagt til grunn for tillatelsen, sak 201302727</b>			
<b>Beskrivelse</b>	<b>Tegningsnr</b>	<b>Dato</b>	<b>PBE-id</b>
Situasjonsplan	A10.0-10	04.01.2013	1/20
Plan loft	A11.0-10	06.06.2013	6/7
Takplan	A11.0-20	06.06.2013	6/8
Snitt AA og BB loft	A14.0-10	06.06.2013	6/10
Fasade øst	A15.0-20	06.06.2013	6/11
Fasade vest	A15.0-10	06.06.2013	6/12

# Vedlegg 1 - Rammetillatelse

Saksnr: 201302727-8

Side 6 av 7

<b>Følgende foretak har fått godkjent ansvarsrett i tiltaket, sak 201302727</b>	
<b>Organisasjonsnr Navn</b>	<b>Beskrivelse</b>
992139331 EGG ARKITEKTER AS	SØK, tkl. 2: Ansvarlig søker PRO, tkl. 2: Arkitektur
992072342 FOKUS RÅDGIVNING AS	PRO, tkl. 3: Brannsikkerhetsstrategi

## **Krav om obligatorisk uavhengig kontroll**

Jf. nye kontrollregler av 01.01.2013 er det krav om obligatorisk uavhengig kontroll for følgende fagområder:

- PRO Brannsikkerhetsstrategi
- PRO/UTF fuktsikring av nye våtrom

Gjennomføring av kontrollen skal skje slik ansvarlig kontrollerendes ansvar er beskrevet i SAK10 § 12-5.

Ansvarlig søker skal oppdatere gjennomføringsplanen i forhold til planlagte og gjennomførte kontroller. Kontrollerklæringene skal ikke sendes til kommunen, men oppbevares av ansvarlig søker.

## **Krav om uavhengig kontroll**

Plan- og bygningsetaten stiller krav om uavhengig kontroll for UTF av brannsikkerhet. Dette er i tråd med kommunens praksis ved loftsutbygginger og bruksendring til bolig.

## **Plassering**

Tiltaket må plasseres i henhold til situasjonsplan og tegninger som er lagt til grunn for tillatelsen.

## **Igangsettingstillatelse**

Tiltaket tillates ikke igangsatt før ansvarlig søker har fått igangsettingstillatelse. Før igangsettingstillatelse kan gis må følgende dokumentasjon innsendes:

1. Resterende søknader om ansvarsretter for prosjektering og utførelse må være innsendt og godkjent.
2. Det er stilt krav om uavhengig kontroll i tiltaket. Søknader om ansvarsrett for uavhengig kontrollerende må være innsendt og godkjent.
3. Oppdatert gjennomføringsplan
4. Tiltaket utløser krav om avfallsplan og miljøsaneringsbeskrivelse jf. TEK10 §§ 9-6 og 9-7. Ansvarsområdet miljøsanering må ansvarsbelegges både for prosjekterende og utførende før igangsettingstillatelse kan gis. Prosjekterende er ansvarlig for selve miljøkartleggingen og utarbeidelsen av miljøsaneringsbeskrivelsen. Utførende er ansvarlig for selve miljøsaneringen.
5. Før ferdigattest kan utstedes må sluttrapport for avfallshåndtering være innsendt og behandlet, jf. SAK10 § 8-1.

## **Klageadgang**

Dette vedtaket kan påklages. Frist for å klage er satt til tre uker etter mottakelse av dette brevet. Se vedlagte orientering om klageadgang.



# Vedlegg 1 - Rammetillatelse

Saksnr: 201302727-8

Side 7 av 7

## **En tillatelse gjelder i 3 år**

Tiltaket må være satt i gang innen 3 år, ellers faller tillatelsen bort. Fristen begynner å løpe fra vedtaksdato. Ved eventuell klage på vedtaket begynner fristen å løpe fra dato for det endelige vedtaket i klagesaken.

PLAN- OG BYGNINGSETATEN  
Avdeling for byggeprosjekter  
Enhet for Bolig og næring - Tett by

*Dette dokumentet er elektronisk godkjent 15.07.2013 av:*

*Bjørn Wikan - Saksbehandler  
Arild Jacobsen - for enhetsleder Per-Arne Horne*

## **Kopi til:**

Steenstrups gate 4 AS, Sandvollveien 48, 1400 SKI, hroar.holtet@gmail.com  
Byantikvaren, Postboks 2094 Grünerløkka, 0505 OSLO, postmottak@bya.oslo.kommune.no

## **Vedlegg**

Orientering om klageadgang

Beregninger > [Statistiske beregninger](#)

---

## teori

For beregningsmodellen beskrevet i forrige avsnitt etableres stivhetsrelasjonen

$$\mathbf{K}\mathbf{r} = \mathbf{R}$$

hvor  $\mathbf{K}$  er beregningsmodellens (*system-*) *stivhetsmatrise*,

$\mathbf{R}$  er *lastvektoren* for vedkommende [lastkombinasjon](#), og

$\mathbf{r}$  er *forskyvningsvektoren* for vedkommende lastkombinasjon.

Stivhetsmatrisen er basert på såkalt Timoshenko bjelketeori hvor en i tillegg til bøyings- og aksialdeformasjoner også tar hensyn til skjærdeformasjonene; det siste er valgfritt.

Ellers er benyttet de antakelser man vanligvis gjør i 1. ordens teori:

- Naviers hypotese (plane tverrsnitt forblir plane)
- små forskyvninger
- lineært-elastisk materiale
- likevekt referert til udeformert geometri

Stivhetsrelasjonen er lineær.

Beregningsmodellens stivhetsrelasjon bygges opp og løses mhp  $\mathbf{r}$  ved hjelp av beregningskjernen Cfem[1].

Stivhetsrelasjonen omfatter bare ukjente frihetsgrader, fastholdte frihetsgrader inngår ikke, og lagringsformatet for  $\mathbf{K}$  er såkalt "skyline" eller profil-lagring. Nodene omnummereres automatisk, etter Sloan's algoritme [3], med tanke på å minimalisere "profil-lengden". Dette for å oppnå både mindre lagerbehov og kortere løsnings tid.

På grunnlag av forskyvningene  $\mathbf{r}$ , som bestemmes ved hjelp av en direkte "skyline-løser"[2], beregner programmet følgende størrelser:

- snittkreftene  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $N$  og  $V_y$  o  $V_z$  i hver elementende, samt
- opplager- og eventuelle leddkrefter.

For å gjøre statistisk beregning etter lineær teori, må du gå til siden "Analyse" i båndet, velge **Lineær analyse**, og deretter utføre beregningen ved å klikke på beregningsknappen



. Før beregning må du sørge for at riktig lastkombinasjon er valgt.

Kapasitetskontroll > [Innledning](#)

---

## Programmering av forskriftenes bestemmelser

Forskriftene er utarbeidet med tanke på "manuelle" kontroller. Et konstruksjonselement (f.eks. bjelke eller søyle) vil normalt bli kontrollert i det mest påkjente snitt, og enkelte av faktorene forutsettes brukt på lastvirkninger i bestemte områder av konstruksjonselementet (gjelder f.eks. momentet i et trykkbelastet [element](#)).

For et generelt program som Focus Konstruksjon representerer dette problemer som det er vanskelig å finne fullgode løsninger på. Focus Konstruksjon utfører sine kontroller [segment](#) for segment. Brukeren har, og må ha, relativt stor frihet i hvordan han eller hun definerer sine (bjelke-) segmenter, og dermed kan ikke programmet forutsette at det er entydige sammenhenger mellom segmentene og konstruksjonselementene. Dette er spesielt tydelig, og problematisk, i forhold til *knekkledder*.

Mens en manuell kontroll som oftest vil begrense seg til en eller noen få kontroller pr konstruksjonselement, følger Focus Konstruksjon et helt annet konsept. For en gitt [lastkombinasjon](#) vil programmet undersøke hvert enkelt segment ved at kapasiteten(e) beregnes i en rekke snitt langs segmentet. Dette gir programmet mulighet til å vise frem et relativt detaljert "kart" over kapasitetsutnyttelsen i hele konstruksjonen. Men som vi skal se, i beskrivelsen av de enkelte kontrollene, medfører dette at programmet må gjøre noen antakelser som i enkelte tilfeller kan gi et litt misvisende bilde av kapasitetsutnyttelsen. Der disse situasjonene oppstår, og de er alle knyttet til stabilitetsproblematikk, har vi konsekvent valgt å gå til konservativ, dvs. sikker side.

Beregninger

## Linearisert knekning

Dette er en beregning som under visse forutsetninger gir et brukbart estimat på hvor mye en gitt [lastkombinasjon](#) kan skaleres med før konstruksjonen "knekker ut". Det er her tale om såkalt systemknekning i motsetning til utknekning av enkeltelementer.

I [linearisert knekning](#) antar vi at aksialkrafttilstanden endrer seg i samme takt som lasten, dvs. at dersom vi multipliserer lastene i lastkombinasjonen med en faktor  $\lambda$  så endrer aksialkreftene seg med samme faktor.

[Knekning](#) oppstår når det homogene ligningssystemet

$$(\mathbf{K}_0 + \lambda \mathbf{K}_G) \mathbf{r} = 0$$

r ikke-trivielle løsninger ( $p_i, \mathbf{r}_i$ ). Denne ligningen representerer et generelt, symmetrisk *egenverdi*problem. Det er normalt bare den *laveste egenverdi* eller "knekklastfaktor" ( $p_1$ ) som er av interesse; den tilhørende *egenvektor* ( $\mathbf{v}_1$ ) angir formen som konstruksjonen vil knekke ut i, dvs. "knekkformen".

Det er vanlig at linearisert knekningsanalyse utføres med en ubelastet starttilstand, der  $\mathbf{K}_0$  er materialstivheten og  $\mathbf{K}_G$  er geometrisk stivhet for en enhetslast. I noen tilfeller kan det imidlertid være interessant å splitte lasten i konstant del (uavhengig av  $\lambda$ ) og en variabel del. I et slikt tilfelle vil  $\mathbf{K}_0$  være en kombinasjon av materialstivhet  $\mathbf{K}_M$  og geometrisk stivhet på grunn av den konstante lasten.  $\mathbf{K}_G$  er da den geometriske stivheten for den variable delen av lasten.

Algoritmen for å løse problemet blir da:

1. Etabler materialstivhet for modellen,  $\mathbf{K}_M$ 
  - . Hvis eksterne laster kan antas konstante, bygg ekstern lastvektor  $\mathbf{q}_0$  av de onstante lastene. Hvis ikke, sett  $\mathbf{K}_0 = \mathbf{K}_M$
  - . Løs  $\mathbf{r}_0 = \mathbf{K}_M^{-1} \mathbf{q}_0$
  - . Bygg tangentstivhet  $\mathbf{K}_0$  basert på opprinnelig geometri, og interne forskyvninger  $\mathbf{r}_0$ .
  - . Sett  $\lambda$  lik 1.0 og bygg ekstern lastvektor  $\mathbf{q}_1$ . Løs  $\mathbf{r}_1 = \mathbf{K}_0^{-1} \mathbf{q}_1$
  - . Bygg tangentstivhet  $\mathbf{K}_1$  basert på opprinnelig geometri, og interne krefter  $\mathbf{r}_1$ . Sett  $\mathbf{K}_G = \mathbf{K}_1 - \mathbf{K}_0$
7. Løs egenverdi problemet  $(\mathbf{K}_0 + \lambda \mathbf{K}_G) \mathbf{r} = \mathbf{0}$

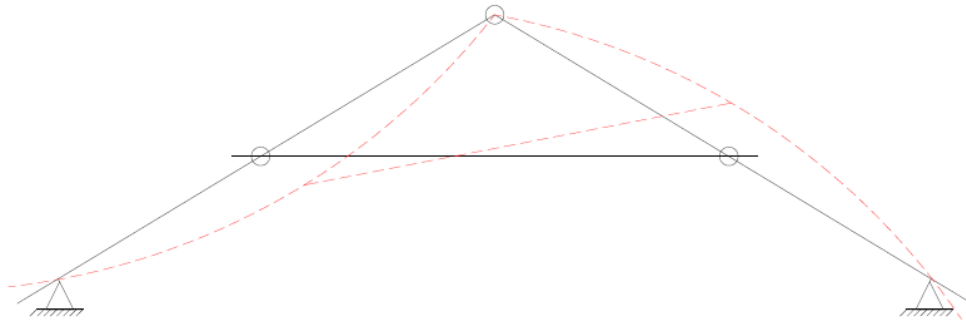
Focus Konstruksjon beregner et vilkårlig, men endelig antall av de laveste egenparene ved hjelp av en såkalt *subspace* iterasjon. Iterasjonen konvergerer egentlig mot de *numerisk* laveste egenverdier (knekklastfaktorer), men Focus Konstruksjon vil *alltid* bestemme den laveste *positive* knekklastfaktor, med tilhørende knekkform, som 1. knekkform. Høyere knekkformer kan imidlertid komme ut med negativ knekklastfaktor noe som ikke er uvanlig ved fagverkskonstruksjoner. Ser man på knekkformen som svarer til en negativ knekklastfaktor vil man se at det er segmenter med høy strekkraft som "knekker ut". Fysisk betyr dette at dersom man reverserer lasten (multipliserer den med -1) vil vedkommende knekklastfaktor/knekkform være reell.

Når man skal vurdere resultatene fra en knekningsberegning som beskrevet her er det spesielt to forhold man må ha klart for seg. For det første vil metoden alltid overvurdere knekklasten, dvs. at den gir et estimat til *usikker* side.

## Vedlegg 4 - Focus hjelpefunksjon. Linearisert knekning

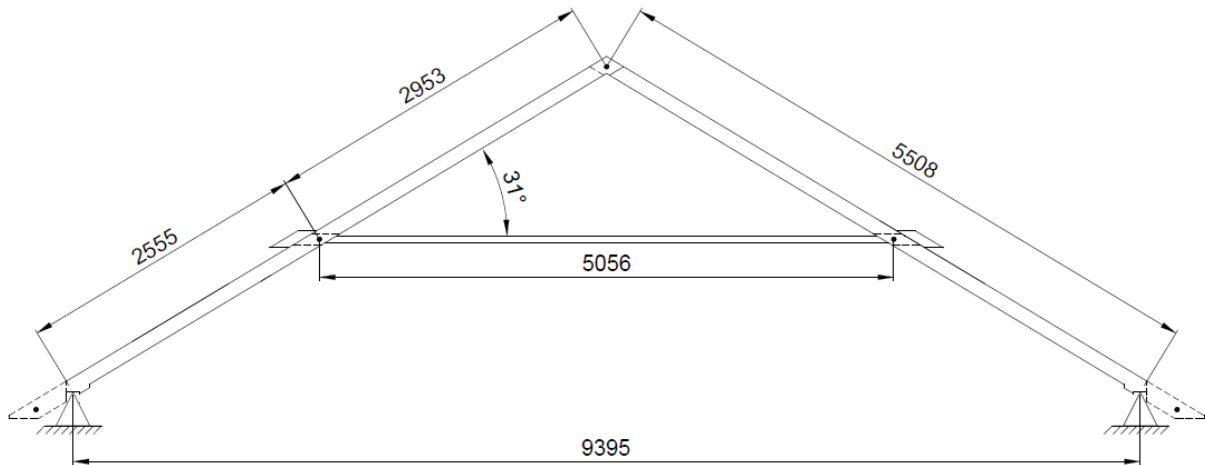
Det andre forholdet har med selve forutsetningen om en lineær sammenheng mellom laster og aksialkrefter å gjøre. Dersom vi har et system hvor vi må regne med betydelige kraftomlagringer som følge av store forskyvninger ved høy belastning, kan vi ikke vente at den laveste egenverdien som vi bestemmer vil gi et nøyaktig estimat på knekklasten. For de aller fleste konstruksjoner bør den imidlertid gi en god pekepinne på det lastområdet hvor vi må forvente problemer.

Det gjøres et overslag for knekkformen i planet, som skissert i figur 1:



Figur 1 – Sannsynlig knekkform for hovedbjelke i papirplanet

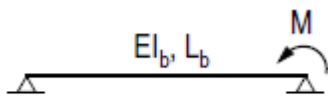
Hovedbjelken deles i en øvre og nedre del, henholdsvis over og under koblingen til hanebjelken, jf. figur 2.



Figur 2 – Hovedbjelken deles i to ved hanebjelken

Knekk lengden kan beregnes som følger:

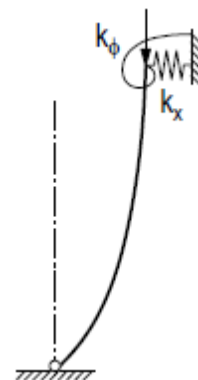
Nedre og øvre bjelke kan hver for seg ses på som søylen i figur 4. Rotasjonsstivheten  $k_\varphi$  tilsvarer motstandsmomentet fra den andre halvdelene ved påsatt moment  $M$ :



Figur 3 - Fra PK Larsen - Knekkning av bjelker og søyler

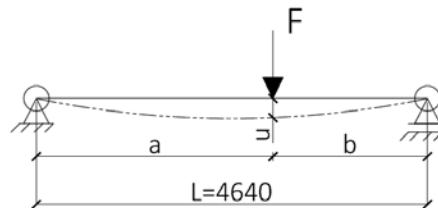
Her er 2. arealmoment likt for sammenkoblede bjelker og vi skriver:

$$k_\varphi = \frac{3EI_b}{L_b} = \frac{3EI}{L_b}$$



Figur 4 – (fra PK Larsen - Knekkning av bjelker og søyler)

$k_x$  er fjærstivheten i leddet, som ved stiv hanebjelke tilsvarer fjæmotstanden ved nedbøyning av nabobjelken som vist i figur 3 på neste side:



Figur 3 – Nedbøyning u ved lasten F

Venstre ende representerer innfesting i nedre ende, mens høyre ende representerer sammenføring i topp.

der  $F = \frac{N_{c,hanebjelke}}{\sin \alpha}$ ,  $\alpha = \text{takvinkel} = 31^\circ$

$$k_F = \frac{F}{u} = \frac{3LEI}{a^2b^2}$$

der  $L = \text{total lengde} = 2555 + 2963 \text{ mm}$ .

$$k_x = \frac{k_F}{\sin \alpha} = \frac{3LEI}{a^2b^2} * \frac{1}{(\sin \alpha)^2}$$

Dimensjonsløse parametre:

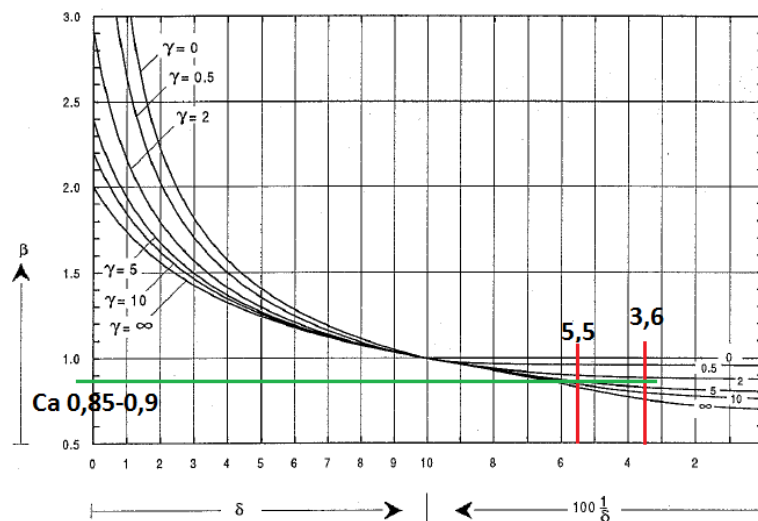
$$\delta = \frac{k_x L_s^3}{EI} = \frac{L_s^3}{EI} * \frac{3LEI}{a^2b^2} * \frac{1}{(\sin \alpha)^2} = \frac{3L * L_s^3}{a^2b^2} * \frac{1}{(\sin \alpha)^2}$$

$$\gamma = \frac{k_\varphi L_s}{EI} = \frac{L_s}{EI} * \frac{3EI}{L_b} = 3 \frac{L_s}{L_b}$$

Knekkfaktor  $\beta$  hentes grafisk.

Tabell 1 – Utregning av knekk lengde. Alle tall i [mm]

	a [mm]	b [mm]	$L_s$ [mm]	$L_b$ [mm]	$L (=L_s + L_b)$ [mm]	$\delta$	$100/\delta$	$\gamma$	$\beta$	$L_{ky} (= \beta L_s)$ [mm]
Øvre bjelke	2555	2953	2953	2555	5508	28,2	3,6	3,7	0,85	2510
Nedre bjelke	2555	2953	2555	2953	5508	18,3	5,5	2,6	0,9	2300



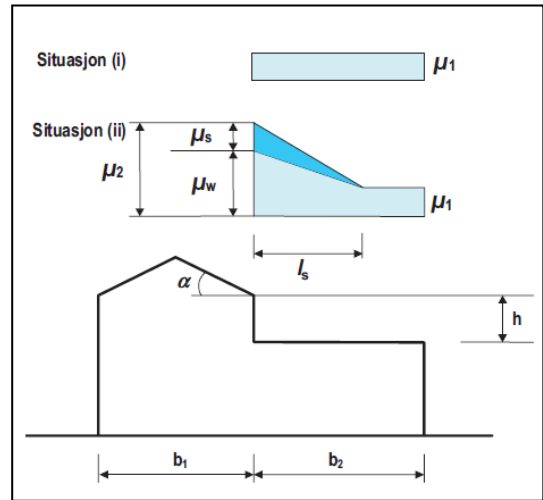
Figur 4 – Faktor  $\beta$  bestemmes ut fra utregnede verdier (fra PK Larsen - Knekkning av bjelker og søyler)

## Vedlegg 6 - Kontroll for snøopphopning

Figur 1 viser aktuell bygård mellom høyereliggende bygninger (venstre) og en variant av høyereliggende bygning (høyre).



Figur 1 - Aktuell bygård er lavere enn nabobygninger



Figur 2 - Formfaktorer for snølast på tak som grenser til høyereliggende byggverk (NS-EN 1991-1-3, figur 5.7)

Nabobygningene til aktuell bygård har identisk takvinkel og danner et oppstikk i hver ende på ca 0,5 m etter etterisolering av taket, ref. figur 2. Bredden av nabobygårder er lik bredden av aktuell bygård. Snøopphopningens utstrekning ( $l_s$ ) og formfaktor ( $\mu_w$ ) på takflaten beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-3 kapittel 5.3.6:

$$h = 0,5 \text{ m}$$

$$l_s = 2h = 2 * 0,5 \text{ m} = 1,0 \text{ m} \quad (5.9)$$

I nasjonalt tillegg til beregningsmetoden står det at lastutstrekningen skal begrenses av følgende ulikheter (NA.5.3.6):

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Da aktuell bygning med høydeforskjeller er under intervallet angitt, skal det ses bort fra snøopphopning. Det kan dermed antas lik snølastsituasjon i hele byggets lengde.



Totalt flateareal på en takflate [m2]: 94

Material	Egenvekt		Mengde		Last [kN]
	kN/m2			m2	
Takvinduer (90x180cm, 5 stk)	0,30	kN/m2	8,1	m2	2,4
Takplater	0,04	kN/m2	85,9	m2	3,4
Lekter tak (23x48mm, cc=60cm)	5,00	kN/m3	150,0	LM	0,8
Sløyfer (48x48mm, cc=60cm)	5,00	kN/m3	150,0	LM	1,7
Nytt undertak (12mm OSB)	5,00	kN/m3	85,9	m2	5,2
Undertak eksist. (44mm, 33%luftsjikt)	3,33	kN/m2	85,9	m2	12,6
Steinull (tykkelse 243mm)	0,30	kN/m2	85,9	m2	6,3
Åstakstoler (95x95mm, cc=98cm)	5,00	kN/m3	97,5	LM	4,4
Lekter himling (48x48mm, cc=60cm)	5,00	kN/m3	150,0	LM	1,7
Gipshimling (13mm plater)	0,12	kN/m2	85,9	m2	10,1

**Alt. 1** (ikke valgt): bevaring av eksisterende undertak

Total last 48,6 kN  
 Flatelast (=total last/totalt areal) 0,52 kN/m2

Material	Egenvekt		Mengde		Last [kN]
	kN/m2			m2	
Takvinduer (90x180cm, 5 stk)	0,30	kN/m2	8,1	m2	2,4
Takplater	0,04	kN/m2	85,9	m2	3,4
Lekter tak (48x36mm, cc=100cm)	5,00	kN/m3	96,0	LM	0,8
Sløyfer (48x23mm, cc=60cm)	5,00	kN/m3	150,0	LM	0,8
Nytt undertak (12mm OSB)	5,00	kN/m3	85,9	m2	5,2
Spikerslag (48x98mm, cc60)	5,00	kN/m3	150,0	LM	3,5
Steinull (tykkelse 241mm)	0,30	kN/m2	85,9	m2	6,2
Åstakstoler (95x95mm, cc=98cm)	5,00	kN/m3	97,5	LM	4,4
Lekter himling (48x48mm, cc=60cm)	5,00	kN/m3	150,0	LM	1,7
Gipshimling (13mm plater)	0,12	kN/m2	85,9	m2	10,1

**Alt. 2** (valgt løsning): Riving av undertak

Total last 38,6 kN  
 Flatelast 0,41 kN/m2

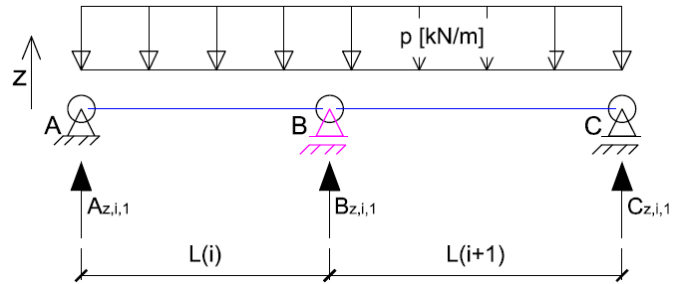
### Tilfelle 1:

Opplagerkrefter for tilfelle 1 på takstol nummer i:

$$B_{z,i,1}^{\uparrow} = \frac{p(L_i + L_{i+1})}{2}$$

$$A_{z,i,1}^{\uparrow} = \frac{pL_i}{2}$$

$$C_{z,i,1}^{\uparrow} = \frac{pL_{i+1}}{2}$$



Lastbredden (LB) på takstolnummer i er lik opplagerkraften i B delt på linjelasten:

$$LB_{i,1} = \frac{L_i + L_{i+1}}{2}$$

### Tilfelle 2:

Opplagerkrefter for tilfelle 2 på takstol nummer i<sup>1</sup>:

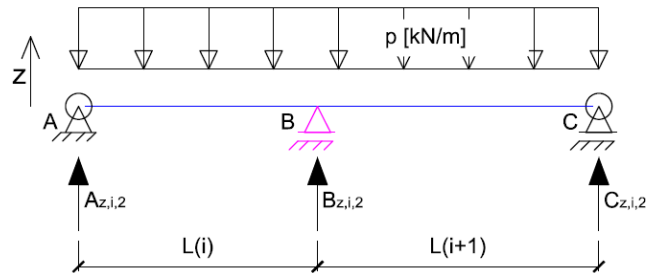
$$B_{z,i,2}^{\uparrow} = \frac{p}{8} \left[ 4(L_i + L_{i+1}) + \frac{(L_i^3 + L_{i+1}^3)}{L_i + L_{i+1}} * \left( \frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_{i+1}} \right) \right]$$

Momentlikevekt om punkt C gir:

$$A_{z,i,2}^{\uparrow} = \frac{p(L_i + L_{i+1})}{2} - \frac{B_{z,i,2}^{\uparrow} L_{i+1}}{L_i + L_{i+1}}$$

Summen av krefter i z-retning gir:

$$C_{z,i,2}^{\uparrow} = p(L_i + L_{i+1}) - A_{z,i,2}^{\uparrow} - B_{z,i,2}^{\uparrow}$$



Med jevnt fordelt linjelast får vi at lastbredden (LB) på takstolnummer i er lik opplagerkraften delt på linjelasten:

$$LB_{i,2} = \frac{1}{8} \left[ 4(L_i + L_{i+1}) + \frac{(L_i^3 + L_{i+1}^3)}{L_i + L_{i+1}} * \left( \frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_{i+1}} \right) \right]$$

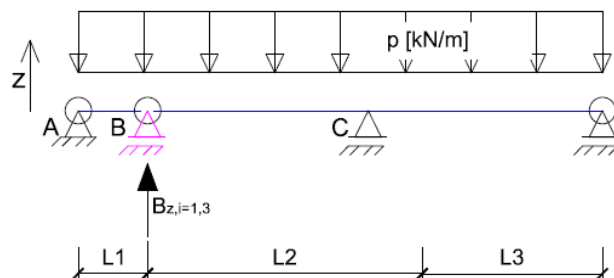
### Tilfelle 3:

Tilfelle 3 for takstolnummer 1 og 6 er en kombinasjon av tilfelle 1 og tilfelle 2:

Takstol 1:

$$B_{z,i=1,3}^{\uparrow} = A_{z,i=1,1}^{\uparrow} + A_{z,i=2,2}^{\uparrow}$$

$$LB_{1,3} = \frac{B_{z,1,3}^{\uparrow}}{p}$$

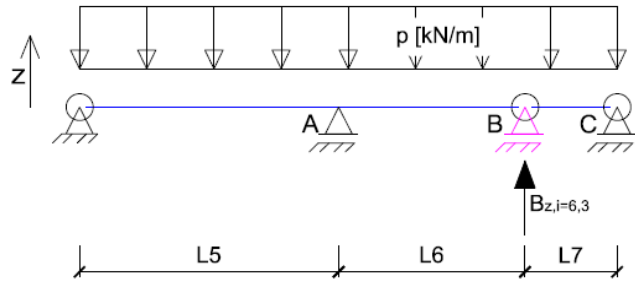


<sup>1</sup> Vedlegg 9: Håndberegning av opplagerkraft i tilfelle 2

Takstol 6:

$$B_{z,i=6,3}^{\uparrow} = C_{z,i=6,1}^{\uparrow} + C_{z,i=5,2}^{\uparrow}$$

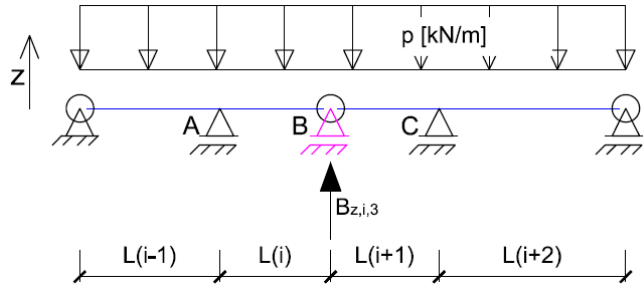
$$LB_{6,3} = \frac{B_{z,i=6,3}^{\uparrow}}{p}$$



For takstolnummer 2-5 gjelder følgende for opplagerkraften i punkt B:

$$B_{z,i,3}^{\uparrow} = C_{z,i-1,2}^{\uparrow} + A_{z,i+1,2}^{\uparrow}$$

$$LB_{i,3} = \frac{B_{z,i,3}^{\uparrow}}{p}$$



Lastbredden (LB) på takstolnummer i er lik opplagerkraften delt på linjelasten:

$$LB_{i=[2,3,4,5],3} = \frac{B_{y,i,tilfelle\ 2}^{\uparrow}}{p}$$

**Beregninger:**

Li	Lengde [mm]	L(i)+L(i+1) [m]	Snitt [m]
1	810		
2	2581	3,39	1,70
3	2740	5,32	2,66
4	3225	5,97	2,98
5	2690	5,92	2,96
6	1933	4,62	2,31
7	956	2,89	1,44

**Tilfelle 1**

Takstolnummer	Ay/p [m]	By/p [m]	Cy/p [m]	L(i)+L(i+1) [m]
1	0,41	1,70	1,29	3,39
2	1,29	2,66	1,37	5,32
3	1,37	2,98	1,61	5,97
4	1,61	2,96	1,35	5,92
5	1,35	2,31	0,97	4,62
6	0,97	1,44	0,48	2,89
	<b>Sum</b>	<b>14,1</b>		

**Tilfelle 2**

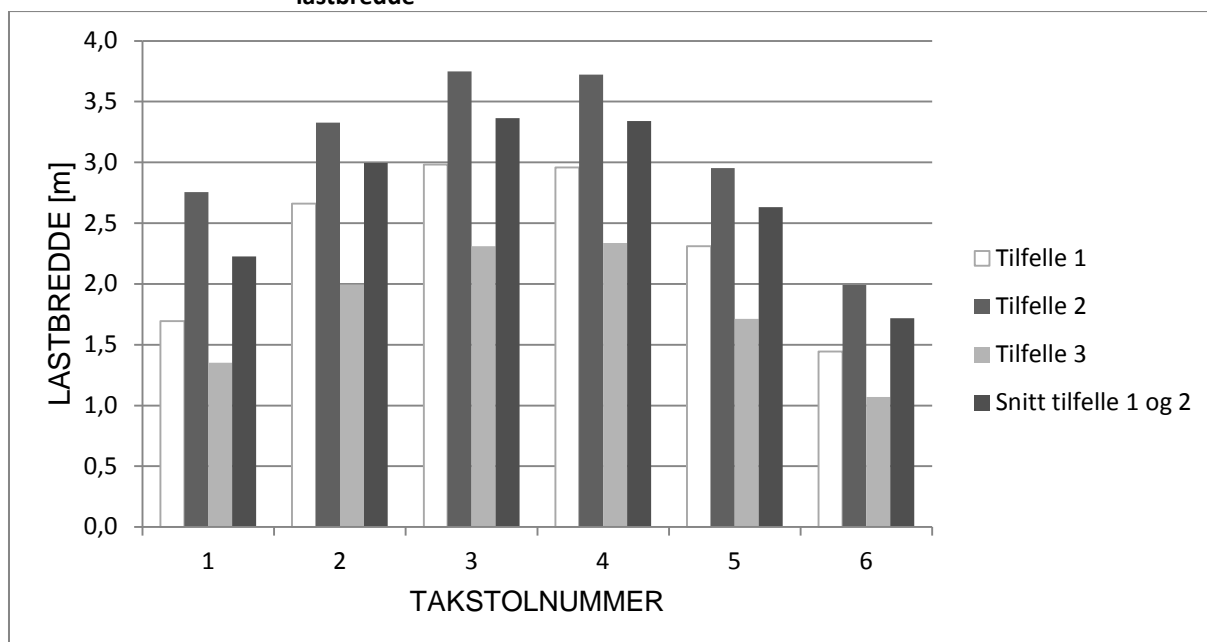
Takstolnummer	Ay/p [m]	By/p [m]	Cy/p [m]	L(i)+L(i+1) [m]
1	-0,40	2,76	1,04	3,39
2	0,95	3,33	1,05	5,32
3	0,96	3,75	1,26	5,97
4	1,27	3,72	0,93	5,92
5	1,08	2,95	0,59	4,62
6	0,79	1,99	0,11	2,89
<b>Sum</b>		<b>18,5</b>		

**Tilfelle 3**

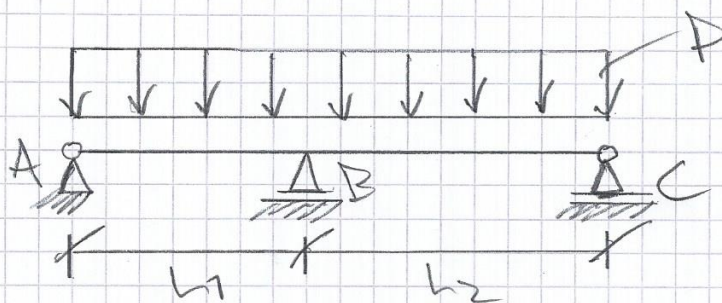
Takstolnummer	By/p [m]	
1	1,35	
2	1,99	
3	2,31	
4	2,34	
5	1,71	
6	1,07	
<b>Sum</b>		<b>10,8</b>

**Snitt tilfelle 1 og 2**

Takstolnummer	By/p [m]	
1	2,2	
2	3,0	
3	3,4	
4	3,3	
5	2,6	
6	1,7	
<b>Total lastbredde</b>		<b>16,3</b>



# Vedlegg 9 - Håndberegning av opplagerkraft i tilfelle 2



$$A_1 = \frac{PL_1}{2}$$

$$B_1 = \frac{P}{2}(L_1 + L_2)$$

$$C_1 = \frac{PL_2}{2}$$

$$\phi_{B,1.1} = \frac{PL_1^3}{24EI}$$

$$\phi_{B,1.2} = \frac{PL_2^3}{24EI}$$

$$\phi_{B,2.1} = \frac{ML_1}{3EI}$$

$$\phi_{B,2.2} = \frac{ML_2}{3EI}$$

$$A_2 = \frac{M}{L_1} = -B_{2.1}$$

$$C_2 = \frac{M}{L_2} = -B_{2.2}$$

$$\phi_{B,1.1} + \phi_{B,1.2} - \phi_{B,2.1} - \phi_{B,2.2} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{PL_1^3}{24EI} + \frac{PL_2^3}{24EI} - \frac{ML_1}{3EI} - \frac{ML_2}{3EI} = 0 \quad | \cdot 3EI$$

$$\frac{P}{8}(L_1^3 + L_2^3) - M(L_1 + L_2) = 0$$

$$M = \frac{P(L_1^3 + L_2^3)}{8(L_1 + L_2)}$$



Opplagerkraft  $B_y$ :

$$B_y = B_1 + B_{2.1} + B_{2.2} = \frac{P}{2}(L_1 + L_2) + \frac{M}{L_1} + \frac{M}{L_2}$$

$$= \frac{P}{2}(L_1 + L_2) + \frac{P(L_1^3 + L_2^3)}{8(L_1 + L_2)} \left( \frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2} \right)$$

$$= \frac{P}{8} \left[ 4(L_1 + L_2) + \frac{L_1^3 + L_2^3}{L_1 + L_2} \left( \frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2} \right) \right]$$

## Vedlegg 10 - Punktlaster

### Egenlast

G(tillegg) 0,41 kN/m<sup>2</sup>

Åstakbjelkenr	Lastbredde [m]	Tillegg egen linjelast [kN/m]
1	0,98	0,40
2	0,98	0,40
3	0,98	0,40
4	0,98	0,40
5	0,98	0,40
6	0,49	0,20
6	0,49	0,20
7	0,98	0,40
8	0,98	0,40
9	0,98	0,40
10	0,98	0,40
11	0,98	0,40

### Snølast

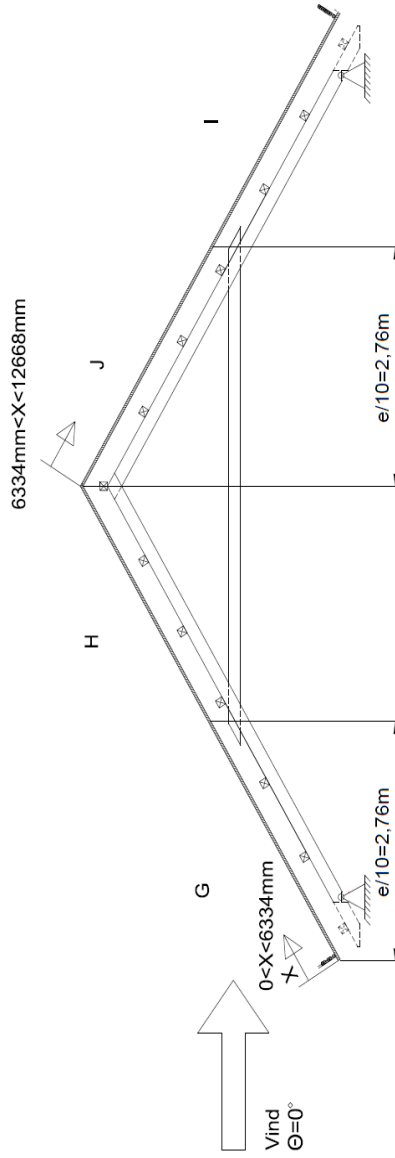
Full snølast 2,70 kN/m<sup>2</sup>

Halv snølast 1,35 kN/m<sup>2</sup>

Åstakbjelkenr	Lastbredde [m]	Linjelast [kN/m]		
		Snølast 1	Snølast 2	Snølast 3
1	0,84	2,26	2,26	1,13
2	0,84	2,26	2,26	1,13
3	0,84	2,26	2,26	1,13
4	0,84	2,26	2,26	1,13
5	0,84	2,26	2,26	1,13
6	0,42	1,13	1,13	0,57
6	0,42	1,13	0,57	1,13
7	0,84	2,26	1,13	2,26
8	0,84	2,26	1,13	2,26
9	0,84	2,26	1,13	2,26
10	0,84	2,26	1,13	2,26
11	0,84	2,26	1,13	2,26

**Vindlast**

e 27,6 m  
 e/10 2,76 m  
 (e/10)/cos(31) 3,22 m  
 Lengde takplan 6334,20 mm



**Formfaktorer for kombinasjon 1-4**

Sone	Dekker X-koordinater	Lastbredde [m]	1		2		3		4	
			Flatelast [kN/m <sup>2</sup> ]	Linjelast [kN/m]	Flatelast [kN/m <sup>2</sup> ]	Linjelast [kN/m]	Flatelast [kN/m <sup>2</sup> ]	Linjelast [kN/m]	Flatelast [kN/m <sup>2</sup> ]	Linjelast [kN/m]
G	0	3,22	0,31	0,31	0,31	0,31	0,61	0,61	0,61	0,61
H	3220	3,11	0,12	0,12	0,12	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43
J	6334	3,22	-0,12	-0,12	-0,43	0,18	0,18	0,18	-0,12	-0,12
I	9554	3,11	-0,12	-0,12	-0,37	0,18	0,18	0,18	-0,06	-0,06
Åstakbjelke nr	Dekker X-koordinater	Lastbredde [mm]	1		2		3		4	
Vindside	1	791	0,31	0,30	0,31	0,30	0,61	0,60	0,61	0,60
	2	1771	0,31	0,30	0,31	0,30	0,61	0,60	0,61	0,60
	3	2751	0,21	0,21	0,21	0,21	0,51	0,50	0,51	0,50
	4	3731	0,12	0,12	0,12	0,12	0,43	0,42	0,43	0,42
	5	4711	0,12	0,12	0,12	0,12	0,43	0,42	0,43	0,42
	6	5691	6366	0,12	0,08	0,12	0,08	0,43	0,29	0,43
Leside	6	6366	-0,12	-0,08	-0,43	-0,29	0,18	0,12	-0,12	-0,08
	7	7041	-0,12	-0,12	-0,43	-0,42	0,18	0,18	-0,12	-0,12
	8	8021	-0,12	-0,12	-0,43	-0,42	0,18	0,18	-0,12	-0,12
	9	9001	-0,12	-0,12	-0,40	-0,39	0,18	0,18	-0,10	-0,09
	10	9981	-0,12	-0,12	-0,37	-0,36	0,18	0,18	-0,06	-0,06
11	10961	11941	-0,12	-0,12	-0,37	-0,36	0,18	0,18	-0,06	-0,06



# Vedlegg 10 - Punktlaster

Takstolnr	1	2	3	4	5	6
Lastbredde [m]	2,2	3,0	3,4	3,3	2,6	1,7

Åstaknummer	Linjelaster [kN/m]											
	1	2	3	4	5	6	6	7	8	9	10	11
Egenlast	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,20	0,20	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Snølast 1	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	1,13	1,13	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
Snølast 2	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	1,13	0,57	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
Snølast 3	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	0,57	1,13	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
Vindlast 1	0,30	0,30	0,21	0,12	0,12	0,08	-0,08	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12
Vindlast 2	0,30	0,30	0,21	0,12	0,12	0,08	-0,29	-0,42	-0,42	-0,39	-0,36	-0,36
Vindlast 3	0,60	0,60	0,50	0,42	0,42	0,29	0,12	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Vindlast 4	0,60	0,60	0,50	0,42	0,42	0,29	-0,08	-0,12	-0,12	-0,09	-0,06	-0,06

Punktlast [kN]

Åstakbjelke	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Egenlast	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
Snølast 1	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04
Snølast 2	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04	3,78	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52
Snølast 3	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52	3,78	5,04	5,04	5,04	5,04	5,04
Vindlast 1	0,67	0,67	0,46	0,27	0,27	0,18	-0,27	-0,27	-0,27	-0,27	-0,27
Vindlast 2	0,67	0,67	0,46	0,27	0,27	0,18	-0,64	-0,93	-0,87	-0,80	-0,80
Vindlast 3	1,33	1,33	1,12	0,93	0,93	0,64	0,27	0,40	0,40	0,40	0,40
Vindlast 4	1,33	1,33	1,12	0,93	0,93	0,64	-0,18	-0,27	-0,21	-0,13	-0,13

**Takstol nummer 1**  
(lastbredde=2,2 m)

Egenlast	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Snølast 1	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78
Snølast 2	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	5,08	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39
Snølast 3	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39	5,08	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78
Vindlast 1	0,89	0,89	0,61	0,36	0,36	0,25	-0,25	-0,36	-0,36	-0,36	-0,36
Vindlast 2	0,89	0,89	0,61	0,36	0,36	0,25	-0,86	-1,25	-1,18	-1,07	-1,07
Vindlast 3	1,79	1,79	1,51	1,25	1,25	0,86	0,37	0,54	0,54	0,54	0,54
Vindlast 4	1,79	1,79	1,51	1,25	1,25	0,86	-0,25	-0,36	-0,28	-0,18	-0,18

**Takstol nummer 2**  
(lastbredde=3,0 m)

Egenlast	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Snølast 1	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62
Snølast 2	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	5,71	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81
Snølast 3	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81	5,71	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62
Vindlast 1	1,01	1,01	0,69	0,40	0,40	0,28	-0,28	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40
Vindlast 2	1,01	1,01	0,69	0,40	0,40	0,28	-0,97	-1,41	-1,32	-1,21	-1,21
Vindlast 3	2,01	2,01	1,70	1,41	1,41	0,97	0,42	0,60	0,60	0,60	0,60
Vindlast 4	2,01	2,01	1,70	1,41	1,41	0,97	-0,28	-0,40	-0,31	-0,20	-0,20

**Takstol nummer 3**  
(lastbredde=3,4 m)

# Vedlegg 10 - Punktlaster

<b>Takstol nummer 4 (lastbredde=3,3 m)</b>	Egenlast	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34
	Snølast 1	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56
	Snølast 2	7,56	7,56	7,56	7,56	5,67	5,67	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56
	Snølast 3	3,78	3,78	3,78	3,78	5,67	5,67	7,56	7,56	7,56	7,56	7,56
	Vindlast 1	1,00	1,00	0,69	0,40	0,27	0,27	-0,27	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40
	Vindlast 2	1,00	1,00	0,69	0,40	0,27	0,27	-0,96	-1,40	-1,40	-1,31	-1,20
	Vindlast 3	2,00	2,00	1,68	1,40	0,96	0,96	0,41	0,60	0,60	0,60	0,60
	Vindlast 4	2,00	2,00	1,68	1,40	0,96	0,96	-0,27	-0,40	-0,40	-0,31	-0,20

<b>Takstol nummer 5 (lastbredde=2,6 m)</b>	Egenlast	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06
	Snølast 1	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96
	Snølast 2	5,96	5,96	5,96	5,96	4,47	4,47	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98
	Snølast 3	2,98	2,98	2,98	2,98	4,47	4,47	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96
	Vindlast 1	0,79	0,79	0,54	0,31	0,22	0,22	-0,22	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31
	Vindlast 2	0,79	0,79	0,54	0,31	0,22	0,22	-0,76	-1,10	-1,10	-1,03	-0,94
	Vindlast 3	1,57	1,57	1,33	1,10	0,76	0,76	0,33	0,47	0,47	0,47	0,47
	Vindlast 4	1,57	1,57	1,33	1,10	0,76	0,76	-0,22	-0,31	-0,31	-0,25	-0,16

<b>Takstol nummer 6 (lastbredde=1,7 m)</b>	Egenlast	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
	Snølast 1	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89
	Snølast 2	3,89	3,89	3,89	3,89	2,92	2,92	1,94	1,94	1,94	1,94	1,94
	Snølast 3	1,94	1,94	1,94	1,94	2,92	2,92	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89
	Vindlast 1	0,51	0,51	0,35	0,21	0,14	0,14	-0,14	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21
	Vindlast 2	0,51	0,51	0,35	0,21	0,14	0,14	-0,50	-0,72	-0,72	-0,67	-0,62
	Vindlast 3	1,03	1,03	0,87	0,72	0,50	0,50	0,21	0,31	0,31	0,31	0,31
	Vindlast 4	1,03	1,03	0,87	0,72	0,50	0,50	-0,14	-0,21	-0,21	-0,16	-0,10

## Vedlegg 11 - Beregning av gulvbjelkestivhet

b	150 mm	
h	200 mm	
I	100000000 mm <sup>4</sup>	
Gamma(M,fi)	1,00	
E(0,mean)	11000 N/mm <sup>2</sup>	
E(d,fi)	11000 N/mm <sup>2</sup>	NS-EN 1995-1-1 (2.15)
L	4640 mm	

Takstolnummer	1	2	3	4	5	6
a1 [mm]	3619	2499	2499	2834	2834	2834
k1 [N/mm]	1,1	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
a2 [mm]	-	3619	4526	293	-	-
k2 [N/mm]	-	1,1	57,5	9,4	-	-

## Vedlegg 12 - Beregning av hems egenlast

Lengde 3391 mm  
 Bredde 1392 mm  
 Areal 4,72 m<sup>2</sup>

Material	Verdi	Enhet	Materialdensitet ( $\rho$ ) [kg/m <sup>3</sup> ]	Volum (V) [m <sup>3</sup> ]	Egenlast [kN]	Egenlast per m <sup>2</sup> (( $\rho$ *V)/A)
Sponplategulv 22mm	4,72	m <sup>2</sup>	7,50	0,10	0,78	0,17
Parkett overside (20mm tykkelse)	4,72	m <sup>2</sup>	5,00	0,09	0,47	0,10
Gips 15mm underside	4,72	m <sup>2</sup>	9,00	0,07	0,64	0,13
			<b>Sum</b>	<b>0,40</b>	<b>0,40</b>	
48xh bjelker, cc=30cm (6stk)	20,35	LM	5,00	0,98*h	$\rho$ *V	1,03*h
48xh bjelker, cc=45cm (4stk)	13,60	LM	5,00	0,65*h	$\rho$ *V	0,69*h
48xh bjelker, cc=60cm (4stk)	13,60	LM	5,00	0,65*h	$\rho$ *V	0,69*h

# Vedlegg 13 - Beregning av gulvbjelkelagshøyde og senteravstand i hems syd

Symbol	Verdi	Enhet
L*	2581	mm
b(hanebjelke)	95	mm
L=L*-b(hanebjelke)	2486	mm
b	48	mm
Gamma(M)	1,25	
E(0,mean)	11000	N/mm <sup>2</sup>
E(d)	8800	N/mm <sup>2</sup>
Gamma(G)	1,35	
Gamma (q)	1,5	
q(k)	0,001	N/mm <sup>2</sup>
Q(k)	1500	N
Q(d)	2250	N
q(d, cc30cm)	0,45	N/mm
q(d, cc45cm)	0,675	N/mm
q(d, cc60cm)	0,9	N/mm

NS-EN 1995-1-1 ligning 2.15:

$$E(d)=E(\text{mean})/\text{Gamma}(M)$$

	c/c=300mm						
h [mm]	68	73	98	123	148	173	198
l [mm]	1,3E+06	1,6E+06	3,8E+06	7,4E+06	1,3E+07	2,1E+07	3,1E+07
G(k) [kN/m <sup>2</sup> ]	0,47	0,48	0,50	0,53	0,55	0,58	0,60
G(d) [N/mm]	0,19	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24
u(G) [mm]	8,55	6,99	3,05	1,62	0,98	0,64	0,45
u(q) [mm]	20,22	16,34	6,76	3,42	1,96	1,23	0,82
u(Q) [mm]	65,07	52,59	21,74	10,99	6,31	3,95	2,64
u(G+q) c/c=30 cm	28,77	23,33	9,80	5,04	2,94	1,87	1,26
u(G+Q) c/c=30 cm	73,62	59,58	24,78	12,61	7,29	4,59	3,08

	c/c=450mm						
h [mm]	68	73	98	123	148	173	198
l [mm]	1,3E+06	1,6E+06	3,8E+06	7,4E+06	1,3E+07	2,1E+07	3,1E+07
G(k) [kN/m <sup>2</sup> ]	0,45	0,45	0,47	0,48	0,50	0,52	0,54
G(d) [N/mm]	0,27	0,27	0,28	0,29	0,31	0,32	0,33
u(G) [mm]	12,20	11,55	4,95	2,60	1,54	1,00	0,69
u(q) [mm]	30,33	24,52	10,13	5,12	2,94	1,84	1,23
u(Q) [mm]	65,07	52,59	21,74	10,99	6,31	3,95	2,64
u(G+q) c/c=45 cm	42,53	36,06	15,09	7,72	4,49	2,84	1,92
u(G+Q) c/c=45 cm	77,27	64,14	26,69	13,59	7,86	4,95	3,33

	c/c=600mm						
h [mm]	68	73	98	123	148	173	198
l [mm]	1,3E+06	1,6E+06	3,8E+06	7,4E+06	1,3E+07	2,1E+07	3,1E+07
G(k) [kN/m <sup>2</sup> ]	0,45	0,45	0,47	0,48	0,50	0,52	0,54
G(d) [N/mm]	0,36	0,36	0,38	0,39	0,41	0,42	0,43
u(G) [mm]	16,27	13,25	5,69	2,98	1,77	1,15	0,79
u(q) [mm]	40,44	32,69	13,51	6,83	3,92	2,46	1,64
u(Q) [mm]	65,07	52,59	21,74	10,99	6,31	3,95	2,64
u(G+q) c/c=60 cm	56,71	45,94	19,20	9,82	5,70	3,60	2,43
u(G+Q) c/c=60 cm	81,34	65,84	27,42	13,98	8,08	5,10	3,43
w(inst)	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3

Data	Verdi	Enhet	NS-EN 1995-1-1: (NA.2.4.1)
$\gamma(M)$	1,25		(NA.2.4.1)
klimateklasse 2, mellomlangtidslast	2		
$k(mod)$	0,8		(Tabell NA.901)
$k(cr)$	0,67		(6.1.7)
$f(m,k)$	24	N/mm <sup>2</sup>	
$f(v,k)$	4	N/mm <sup>2</sup>	
$f(m,d)$	15,4	N/mm <sup>2</sup>	
$f(v,d)$	2,6	N/mm <sup>2</sup>	

Konstruksjonsdel	Tverrsnittsparemetere				Dim. krefter		Dim. spenninger	
	Bredde [mm]	Høyde [mm]	$I_y(red)$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_x(red)$ [mm <sup>4</sup> ]	$V(Ed)$ [kN]	$M(y,Ed)$ [kNm]	$\tau(d)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma(m,d)$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Gulvbjelke Syd	48,0	148,0	32	7104	1,3E+07	1,8E+05	1,7	9,7
Gulvbjelke Nord	48,0	123,0	32	5904	7,4E+06	1,2E+05	1,2	9,9

## Vedlegg 15 - Beregning av punktlaster på hems syd

Symbol	Verdi	Enhet
B(tot)	1,392	m
B0	0,192	m
B	0,6	m
G(fi,d)	0,50	kN/m <sup>2</sup>
q(fi,d)	0,30	kN/m <sup>2</sup>
p=G+q	0,8	kN/m <sup>2</sup>
Q(fi,d)	0,45	kN
L1	0,81	m
L2	2,581	m

Egenlast + flate-nyttelast [kN]	Gulvbjelke	A0	A	B	C
	Formel linjelast	$pB0$	$pB/2$	$pB$	$pB/2$
	Linjelast [kN/m]	0,15	0,24	0,48	0,24
Punktlast=Linjelast* (L1+0,5*L2)	<b>Takstol 1</b>	0,32	0,50	1,01	0,50
Punktlast=Linjelast* 0,5*L2)	<b>Takstol 2</b>	0,20	0,31	0,62	0,31

Egenlast + punkt-nyttelast [kN]	Gulvbjelke	A0	A	B	C
	Formel linjelast	$G(fi,d)*B0$	$G(fi,d)*B/2$	$G(fi,d)*B$	$G(fi,d)*B/2$
	Linjelast [kN/m]	0,10	0,15	0,30	0,15
	Punkt-nyttelast	0,45	0,00	0,00	0,00
Punktlast=Linjelast*(L1+ 0,5*L2)+Punkt-nyttelast	<b>Takstol 1</b>	0,65	0,32	0,63	0,32
Punktlast=Linjelast*0,5* L2) +Punkt-nyttelast	<b>Takstol 2</b>	0,57	0,19	0,39	0,19

X-koordinatplassering av punktlaster i FOCUS	<b>Øst</b>	5467	5275	4675	4075
	<b>Vest</b>	4577	4769	5369	5969



## Vedlegg 16 - Beregning av gulvbjelkelagdim. og senteravstand i hems nord

Symbol	Verdi	Enhet
L*	1933	mm
b(hanebjelke)	95	mm
L=L*-b(hanebjelke)	1838	mm
b	48	mm
Gamma(M)	1,25	
E(0,mean)	11000	N/mm <sup>2</sup>
E(d)	8800	N/mm <sup>2</sup>
Gamma(G)	1,35	
Gamma (q)	1,5	
q(k)	0,001	N/mm <sup>2</sup>
Q(k)	1500	N
Q(d)	2250	N
q(d, cc30cm)	0,45	N/mm
q(d, cc45cm)	0,675	N/mm
q(d, cc60cm)	0,9	N/mm

	c/c=300mm						
h [mm]	68	73	98	123	148	173	198
l [mm]	1,3E+06	1,6E+06	3,8E+06	7,4E+06	1,3E+07	2,1E+07	3,1E+07
G(k) [kN/m <sup>2</sup> ]	0,47	0,48	0,50	0,53	0,56	0,58	0,61
G(d) [N/mm]	0,19	0,19	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25
u(G) [mm]	2,56	2,09	0,91	0,49	0,29	0,19	0,13
u(q) [mm]	6,04	4,88	2,02	1,02	0,59	0,37	0,24
u(Q) [mm]	26,30	21,26	8,79	4,44	2,55	1,60	1,07
u(G+q) c/c=30 cm	8,61	6,98	2,93	1,51	0,88	0,56	0,38
u(G+Q) c/c=30 cm	28,86	23,35	9,70	4,93	2,84	1,79	1,20
w(inst)	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1

	c/c=450mm						
h [mm]	68	73	98	123	148	173	198
l [mm]	1,3E+06	1,6E+06	3,8E+06	7,4E+06	1,3E+07	2,1E+07	3,1E+07
G(k) [kN/m <sup>2</sup> ]	0,45	0,45	0,47	0,49	0,51	0,52	0,54
G(d) [N/mm]	0,27	0,27	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33
u(G) [mm]	3,66	3,64	1,57	0,82	0,49	0,32	0,22
u(q) [mm]	9,06	7,33	3,03	1,53	0,88	0,55	0,37
u(Q) [mm]	26,30	21,26	8,79	4,44	2,55	1,60	1,07
u(G+q) c/c=45 cm	12,72	10,97	4,59	2,35	1,37	0,87	0,59
u(G+Q) c/c=45 cm	29,95	24,90	10,35	5,27	3,04	1,91	1,28

	c/c=600mm						
h [mm]	68	73	98	123	148	173	198
l [mm]	1,3E+06	1,6E+06	3,8E+06	7,4E+06	1,3E+07	2,1E+07	3,1E+07
G(k) [kN/m <sup>2</sup> ]	0,45	0,45	0,47	0,49	0,51	0,52	0,54
G(d) [N/mm]	0,36	0,37	0,38	0,39	0,41	0,42	0,44
u(G) [mm]	4,88	3,97	1,71	0,90	0,53	0,35	0,24
u(q) [mm]	12,08	9,77	4,04	2,04	1,17	0,73	0,49
u(Q) [mm]	26,30	21,26	8,79	4,44	2,55	1,60	1,07
u(G+q) c/c=60 cm	16,96	13,74	5,74	2,94	1,70	1,08	0,73
u(G+Q) c/c=60 cm	31,17	25,23	10,49	5,34	3,08	1,94	1,30

## Vedlegg 17 - Beregning av punktlaster på hems nord

Symbol	Verdi	Enhet
B(tot)	1,6	m
B0	0,4	m
B	0,6	m
G(fi,d)	0,50	kN/m <sup>2</sup>
q(fi,d)	0,30	kN/m <sup>2</sup>
p=G+q	0,8	kN/m <sup>2</sup>
Q(fi,d)	0,45	kN
L1	0,94	m
L2	1,93	m

Egenlast + flate-nyttelast [kN]	Gulvbjelke	A0	A	B	C
	Formel linjelast	pB0	pB/2	pB	pB/2
	Linjelast [kN/m]	0,32	0,24	0,48	0,24
Punktlast=Linjelast*0,5*L2)	<b>Takstol 5</b>	0,31	0,23	0,46	0,23
Punktlast=Linjelast*(L1+0,5*L2)	<b>Takstol 6</b>	0,61	0,46	0,91	0,46

Egenlast + punkt-nyttelast [kN]	Gulvbjelke	A0	A	B	C
	Formel linjelast	G(fi,d)*B0	G(fi,d)*B/2	G(fi,d)*B	G(fi,d)*B/2
	Linjelast [kN/m]	0,20	0,15	0,30	0,15
	Punkt-nyttelast	0,45	0,00	0,00	0,00
Punktlast=Linjelast*0,5*L2) +Punkt-nyttelast	<b>Takstol 5</b>	0,64	0,14	0,29	0,14
Punktlast=Linjelast*(L1+0,5*L2)+Punkt-nyttelast	<b>Takstol 6</b>	0,83	0,29	0,57	0,29

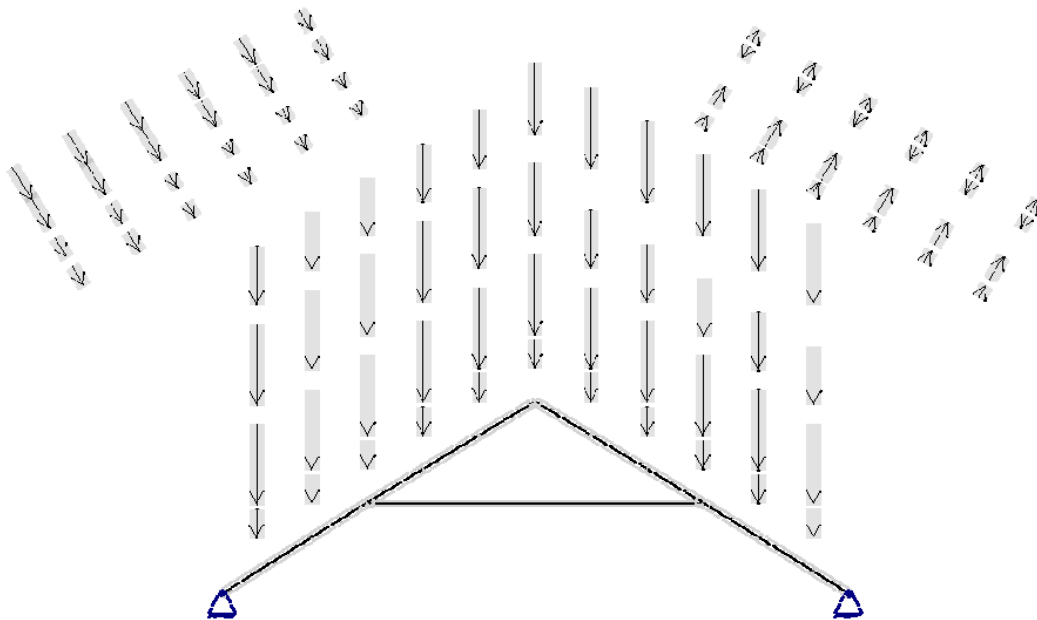
X-koordinatplassering FOCUS	Øst	5252	4852	4252	3652
	Vest	4792	5192	5792	6392

**NTNU**

Prosjekttittel: Takstol 3

Beregning utført: 21.06.2014 20:08:49

## KONSTRUKSJONSMODELLOG LASTER



### 1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	Hanebjelke 33x63	A [mm <sup>2</sup> ]	2080
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	5,0602e+005
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	6,8784e+005
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,8884e+005
		Total vekt [kN]	0,03
2	Skurlast 21x98,5	A [mm <sup>2</sup> ]	2069
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	2,6323e+005
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,6724e+006
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	7,6017e+004
		Total vekt [kN]	0,00
3	Skurlast 51x123,5	A [mm <sup>2</sup> ]	6299
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	4,0401e+006
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	8,0055e+006
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,3652e+006
		Total vekt [kN]	0,01
4	Skurlast 36x123,5	A [mm <sup>2</sup> ]	4446
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,5680e+006
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	5,6510e+006
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	4,8017e+005
		Total vekt [kN]	0,00

# Vedlegg 18 - Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13

NTNU

21.06.2014

Nr.	Navn	Parametre	
5	Hovedbjelke 72x123,5	A [mm <sup>2</sup> ] Ix [mm <sup>4</sup> ] Iy [mm <sup>4</sup> ] Iz [mm <sup>4</sup> ] Total vekt [kN]	8892 9,7219e+006 1,1302e+007 3,8413e+006 0,32

## 1.3. MATERIALDATA

**1 Heltre** Material: Heltre  
 Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C<sup>-1</sup> Tyngdetetthet: 3,43 kN/m<sup>3</sup>  
 Fasthetsklasse: C24  
 Total vekt: 0,37 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

f <sub>mk</sub> = 24,00 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>vk</sub> = 4,00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t0k</sub> = 14,00 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c0k</sub> = 21,00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t90k</sub> = 0,40 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c90k</sub> = 2,50 N/mm <sup>2</sup>

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg	Kn.pkt	Kn.pkt	Tvsn	Tvsn	Material	Type / Ref.linje
Nr.	1	2	1	2		
1	1	4	Hovedbjelke 72x123,5	Hovedbjelke 72x123,5	Heltre	Rett bjelke
2	4	5	Skurlast 51x123,5	Skurlast 51x123,5	Heltre	Rett bjelke
3	5	7	Skurlast 21x98,5	Skurlast 21x98,5	Heltre	Rett bjelke
4	5	8	Skurlast 51x123,5	Skurlast 51x123,5	Heltre	Rett bjelke
5	7	17	Hanebjelke 33x63	Hanebjelke 33x63	Heltre	Rett bjelke
6	8	11	Hovedbjelke 72x123,5	Hovedbjelke 72x123,5	Heltre	Rett bjelke
7	11	12	Skurlast 36x123,5	Skurlast 36x123,5	Heltre	Rett bjelke
8	12	13	Skurlast 36x123,5	Skurlast 36x123,5	Heltre	Rett bjelke
9	13	16	Hovedbjelke 72x123,5	Hovedbjelke 72x123,5	Heltre	Rett bjelke
10	16	19	Skurlast 51x123,5	Skurlast 51x123,5	Heltre	Rett bjelke
11	17	19	Skurlast 21x98,5	Skurlast 21x98,5	Heltre	Rett bjelke
12	19	20	Skurlast 51x123,5	Skurlast 51x123,5	Heltre	Rett bjelke
13	20	23	Hovedbjelke 72x123,5	Hovedbjelke 72x123,5	Heltre	Rett bjelke

# Vedlegg 18 - Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13

NTNU

21.06.2014

## SEGMENTDATA EN 1995

Seg. nr	Mat.faktor Gamma_M	Klima-k_sys klasse	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_ef [mm]	Stivhetsparametre [N/mm^2]	
1	1,00	2 1,00	2555	1900	5508	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
2	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
3	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
4	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
5	1,00	2 1,00	5056	5056	5056	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
6	1,00	2 1,00	2953	1900	5508	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
7	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
8	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
9	1,00	2 1,00	2953	1900	5508	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
10	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
11	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
12	1,00	2 1,00	100	100	100	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002
13	1,00	2 1,00	2555	1900	5508	E = 9,2500e+003	G = 5,8000e+002

## 1.5. RANDBETINGELSER

Seg. Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		
			X	Z	RotY
1	338	155	F	F	
13	9719	155	F	F	

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

## 1.6. LEDD

Kn.pknr.	Frikoblede frihetsgrader	X-vektor	Z-vektor	Segmenter
5	RotY	[1,00; 0,00]	[0,00; 1,00]	3
12	RotY	[1,00; 0,00]	[0,00; 1,00]	7
19	RotY	[1,00; 0,00]	[0,00; 1,00]	11

## 1.7. LASTTILFELLER

### 2 Egenlast

Lastvarighet: Permanent  
 Lasttype: Permanent last  
 1 Punktlast P = 1,35 kN  
 X = 854 mm Z = 478 mm  
 Retning = [0; -1]  
 Virker på segment: 1

# Vedlegg 18 - Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13

NTNU

21.06.2014

---

10 Punktlast	P = 0,31 kN X = 7533 mm    Z = 1515 mm Retning = [0,52; 0,86] Virker på segment: 10
11 Punktlast	P = 0,20 kN X = 8364 mm    Z = 1000 mm Retning = [0,52; 0,86] Virker på segment: 13
12 Punktlast	P = 0,20 kN X = 9193 mm    Z = 483 mm Retning = [0,52; 0,86] Virker på segment: 13

## 1.8. LASTKOMBINASJON

---

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

(1) Lastkombinasjon 1

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1

(2) Lastkombinasjon 2

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2

(3) Lastkombinasjon 3

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

---

# Vedlegg 18 - Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13

NTNU

21.06.2014

---

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1  
0,20 \* Vindlast 1

(4) Lastkombinasjon 4

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1  
0,20 \* Vindlast 2

(5) Lastkombinasjon 5

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1  
0,20 \* Vindlast 3

(6) Lastkombinasjon 6

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Vindlast 4  
0,20 \* Snølast 1

(7) Lastkombinasjon 7

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* Egenlast  
1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 1

(8) Lastkombinasjon 8

---



## Vedlegg 18 - Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13

NTNU

21.06.2014

---

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 2

(9) Lastkombinasjon 9

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 3

(10) Lastkombinasjon 10

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 4

(11) Lastkombinasjon 11

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 1

(12) Lastkombinasjon 12

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

---

# Vedlegg 18 - Kapasitetsanalyse på takstol 3 i FK13

NTNU

21.06.2014

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 2

## (13) Lastkombinasjon 13

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 3

## (14) Lastkombinasjon 14

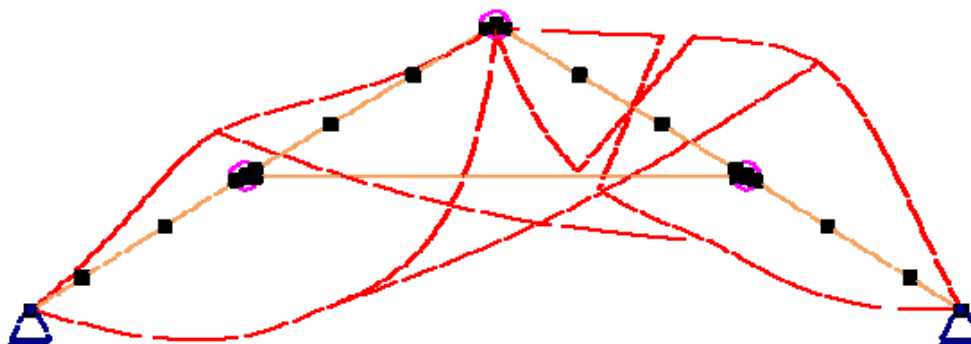
Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 4

## 2. STATISKE BEREGNINGER

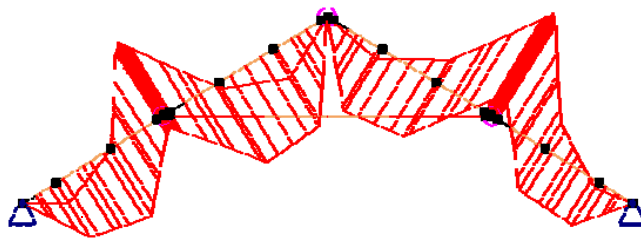
### 2.2. STATISKE RESULTATER GRAFISK

#### 2.2.1. Forskyvning



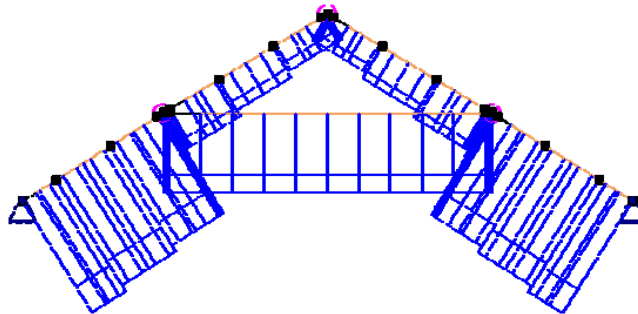
Største forskyvning: 69,8 mm

2.2.2. Moment



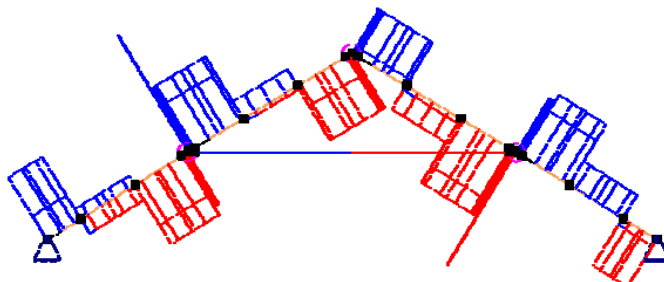
Største moment: 3,77 kN·m

2.2.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: -28,80 kN

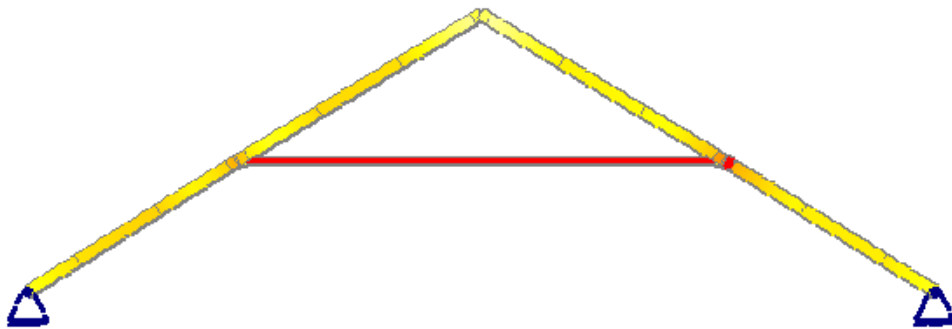
2.2.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 6,13 kN

3.2. KAPASITETSKART

---

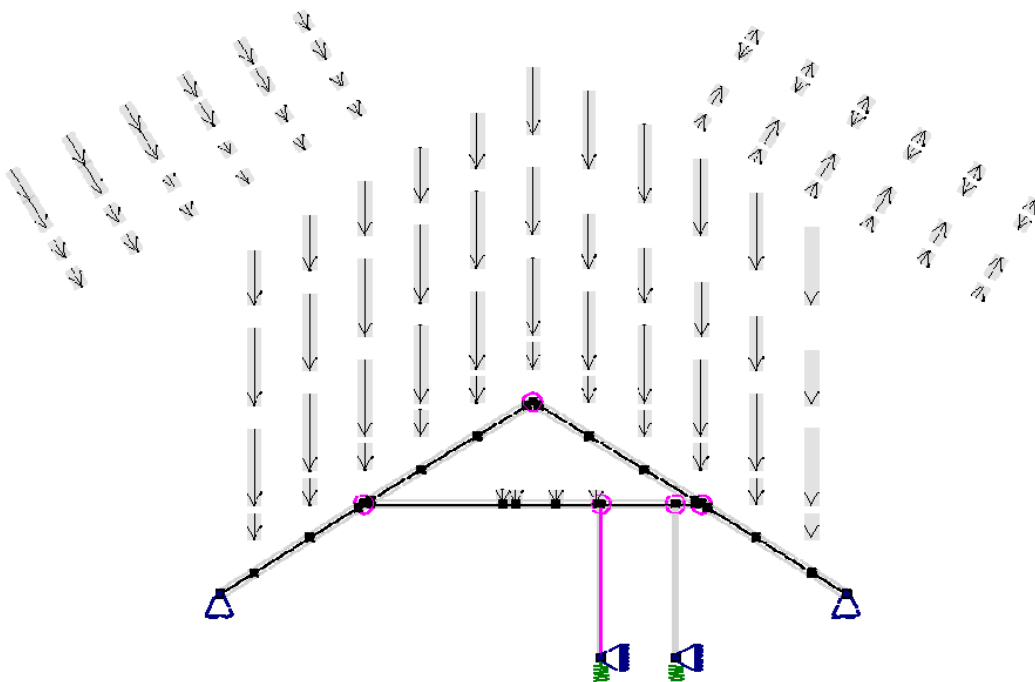


Største kapasitetsutnyttelse: 2607,05 % (EN 1995-1-1 6.3.2 (6.24))

# NTNU

Prosjekttittel: Takstol 2 utbedret m/hemslast  
(punkt-nyttelast+egenlast). Vind fra vest

Beregning utført: 21.06.2014 20:45:05



## 1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	Justert 48x59	A [mm <sup>2</sup> ]	2832
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,0602e+006
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	8,2152e+005
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	5,4374e+005
		Total vekt [kN]	0,04
2	Skurlast 81x111	A [mm <sup>2</sup> ]	8991
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,0624e+007
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	9,2315e+006
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	4,9158e+006
		Total vekt [kN]	0,15
3	Skurlast 40,5x117	A [mm <sup>2</sup> ]	4739
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	2,0258e+006
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	5,4054e+006
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	6,4769e+005
		Total vekt [kN]	0,00

# Vedlegg 19 - Kapasitetsanalyse på utbedret takstol 2 i FK13

NTNU

21.06.2014

---

Nr.	Navn	Parametre	
4	Skurlast 51x123,5	A [mm <sup>2</sup> ]	6299
		Ix [mm <sup>4</sup> ]	4,0401e+006
		Iy [mm <sup>4</sup> ]	8,0055e+006
		Iz [mm <sup>4</sup> ]	1,3652e+006
		Total vekt [kN]	0,01
5	Skurlast 36x123,5	A [mm <sup>2</sup> ]	4446
		Ix [mm <sup>4</sup> ]	1,5680e+006
		Iy [mm <sup>4</sup> ]	5,6510e+006
		Iz [mm <sup>4</sup> ]	4,8017e+005
		Total vekt [kN]	0,00
6	Hovedbjelke 72x123,5	A [mm <sup>2</sup> ]	8892
		Ix [mm <sup>4</sup> ]	9,7219e+006
		Iy [mm <sup>4</sup> ]	1,1302e+007
		Iz [mm <sup>4</sup> ]	3,8413e+006
		Total vekt [kN]	0,32

## 1.3. MATERIALDATA

---

### 1 Heltre

Material: Heltre

Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C<sup>-1</sup>

Tyngdetetthet: 3,43 kN/m<sup>3</sup>

Fasthetsklasse: C24

Total vekt: 0,53 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

f<sub>mk</sub> = 24,00 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>vk</sub> = 4,00 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>t0k</sub> = 14,00 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>c0k</sub> = 21,00 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>t90k</sub> = 0,40 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>c90k</sub> = 2,50 N/mm<sup>2</sup>

# Vedlegg 19 - Kapasitetsanalyse på utbedret takstol 2 i FK13

NTNU

21.06.2014

---

## 1.4. SEGMENTDATA

---

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
1	1	4	Hovedbjelke 72x123,5	Hovedbjelke 72x123,5	Heltre	Rett bjelke
2	4	5	Skurlast 51x123,5	Skurlast 51x123,5	Heltre	Rett bjelke
4	5	7	Skurlast 40,5x117	Skurlast 40,5x117	Heltre	Rett bjelke
3	5	8	Skurlast 51x123,5	Skurlast 51x123,5	Heltre	Rett bjelke
5	7	11	Skurlast 81x111	Skurlast 81x111	Heltre	Rett bjelke
6	8	13	Hovedbjelke 72x123,5	Hovedbjelke 72x123,5	Heltre	Rett bjelke

## 1.9. LASTKOMBINASJON

---

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

(1) Lastkombinasjon 1

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(2) Lastkombinasjon 2

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(3) Lastkombinasjon 3

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm



1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1  
0,20 \* Vindlast 1  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(4) Lastkombinasjon 4

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1  
0,20 \* Vindlast 2  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(5) Lastkombinasjon 5

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 1  
0,20 \* Vindlast 3  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(6) Lastkombinasjon 6

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Vindlast 4  
0,20 \* Snølast 1  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(7) Lastkombinasjon 7

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

---

1,00 \* Egenlast  
1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 1  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(8) Lastkombinasjon 8

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 2  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(9) Lastkombinasjon 9

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 3  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(10) Lastkombinasjon 10

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 2  
0,20 \* Vindlast 4  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(11) Lastkombinasjon 11

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 1  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(12) Lastkombinasjon 12

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 2  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(13) Lastkombinasjon 13

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 3  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

(14) Lastkombinasjon 14

Grensetilstand: Brann  
Temperatur: 20 °C  
Forkullingsdybde: 0,0 mm

1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,20 \* Snølast 3  
0,20 \* Vindlast 4  
1,00 \* Hemslast  $q(k)+G(k,hems)$

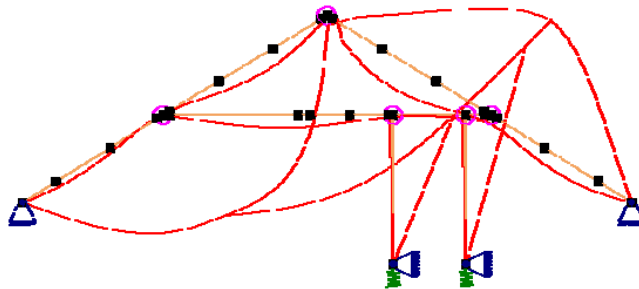
## 2. STATISKE BEREGNINGER

---

### 2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

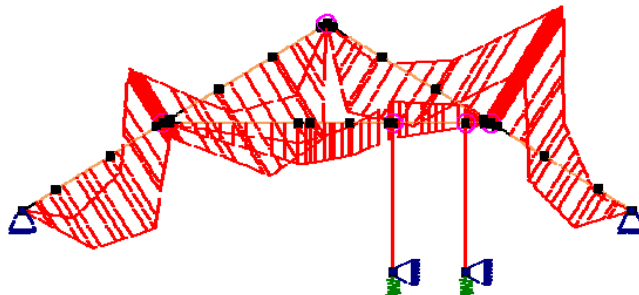
---

#### 2.1.1. Forskyvninger



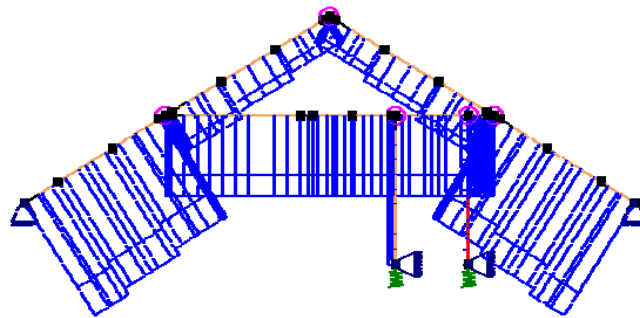
Største forskyvning: 63,6 mm

#### 2.4.2. Moment



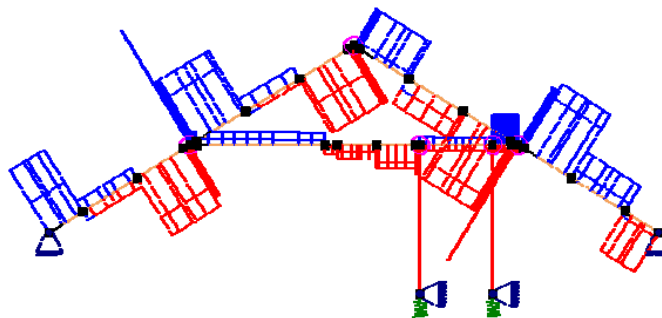
Største moment: 3,60 kN·m

## 2.4.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: -25,78 kN

## 2.4.4. Skjærkraft

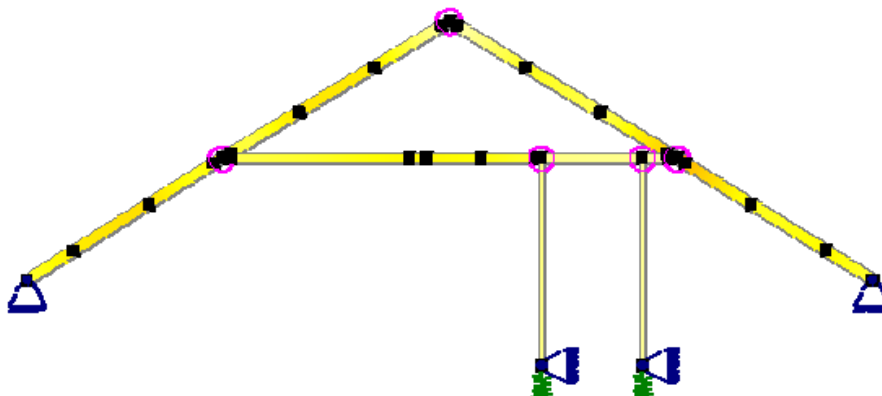


Største skjærkraft: 5,48 kN

## 3. KAPASITETSKONTROLL

---

### 3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 100,75 % (EN 1995-1-1 6.3.2 (6.23))