

Emilija Rubinskaite
Åsun Fausa Ramnefjell

Tretopphytter

Prosjektering av tretopphytter

Bacheloroppgåve i Byggteknikk
Rettleiar: Torodd Skjerve Nord
Mai 2022

Emilija Rubinskaite
Åsun Fausa Ramnefjell

Tretopphytter

Prosjektering av tretopphytter

Bacheloroppgåve i Byggteknikk
Rettleiar: Torodd Skjerve Nord
Mai 2022

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

TITTEL:

Tretopphytter

KANDIDATNUMMER(E):

10037 Emilija Rubinskaite

10038 Åsun Fausa Ramnefjell

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
18.05.2022	BYGA2900	Bacheloroppgave Bygg	Åpent
STUDIUM:	ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:	
Bachelor i ingeniørfag, 3-årig Byggteknikk, Ålesund	131/7		

VEILEDER(E):

Trond Bjørhovde Rindal, Øystein Solibakke Hessevik og Torodd Skjerve Nord

SAMMENDRAG:

Oppgåva er basert på tretopphyttene *woodnest* i Odda, og tar for seg korleis man kan løyse bæresystemet utan bardunering. Det eksisterer per dags dato to tretopphytter frå *woodnest*, men det blir i denne oppgåva beskriven ein ny versjon av tretopphyttene med namnet *woodnest 2*. Prosjektoppgåva tar i hovudtrekk for seg dimensjonering og prosjektering av bæresystemet til tretopphyttene. Oppgåva tar for seg snø-, vind- og eigenlastberekningar, samt ei statistisk analyse av systemet.

Ved dimensjonering og lastberekningar har hovudsakleg Norsk Standard og Eurokodar vore nytta. I tillegg til handberekningar blir det modellert ein FEM-modell som brukast for å gjennomføre forskyvings- og kapasitetskontrollar av bæresystemet.

Rapporten viser eit sikkert og stabilt bæresystem som tilfredsstillande handterer lastene konstruksjonen utsettast for.

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

FORORD

Denne bacheloroppgåva er gjennomført og skriven våren 2022 av Emilija Rubinskaite og Åsun Fausa Ramnefjell hos institutt for havoperasjonar og byggteknikk ved NTNU i Ålesund.

Opggåva markerer avslutninga på eit 3-årig bachelorprogram Byggingeniør, retning byggteknikk.

Gruppa ønska ei utfordrande oppgåve innan avanserte konstruksjonar, og endte dermed med temaet: prosjektering av tretopphytter. Problemstillinga løysast ved hjelp av kunnskap vi har tileigna oss gjennom studiet, samt ny kunnskap vi tileigna oss gjennom bachelorskrivinga.

Gruppa har gjennom heile prosessen arbeid godt både sjølvstendig og i team. Samarbeidet og samhaldet i gruppa har vore velfungerande, og møter har effektivt blitt gjennomført ved hjelp av Microsoft Teams og fysiske møter.

Stor takk til rettleiarane Trond Bjørhovde Rindal og Øystein Solibakke Hessevik frå Nordplan, for oppfølging og bistand med fagkunnskap som har vært til svært god nytte for oppgåva. Vi verdsett frileiken Nordplan har gitt oss for å forme oppgåva etter egne interesser.

Vi vil også takke rettleiarane våre Torodd Skjerve Nord, Aksel Fenerci og Bartosz Siedziako ved NTNU, for tilbakemeldingar og besvaring av spørsmål gjennom fellesrettleingar.

Ålesund 18/05/22



Emilija Rubinskaite

Ålesund 18/05/22



Åsun Fausa Ramnefjell

SAMANDRAG

Oppgåva er basert på tretopphyttene *woodnest* i Odda, og tar for seg korleis man kan løyse bæresystemet utan bardunering. Det eksisterer per dags dato to tretopphytter frå *woodnest*, men det blir i denne oppgåva beskriven ein ny versjon av tretopphyttene med namnet *woodnest 2*.

Prosjektoppgåva tar i hovudtrekk for seg dimensjonering og prosjektering av bæresystemet til tretopphyttene. Tretopphyttene har i denne prosjektoppgåva tiltenkt plassering i

Geirangerfjorden, på grunn av ideelle vêrforhold samt området populære naturattraksjon.

Oppgåva tar for seg snø-, vind- og eigenlastberekningar, samt ei statisk analyse av systemet.

Ved dimensjonering og lastberekningar har hovudsakleg Norsk Standard og Eurokodar vore nytta. Alle berekningar har for det meste vore utført for hand. I tillegg til handberekningar blir det modellert ein FEM-modell som brukast for å gjennomføre forskyvings- og kapasitetskontroll av bæresystemet.

Rapporten viser eit sikkert og stabilt bæresystem som tilfredsstillande handterer lastene konstruksjonen utsettast for.

ABSTRACT

The thesis is based on the treehouses *Woodnest* in Odda. The main goal is to design the framework of the cabin without supporting ropes, which have been used in the previous version of woodnest. Currently there exists two types of Woodnest, *Woodnest 1* and the new design called *Woodnest 2*. In this thesis we will focus on the latter. The chosen placement of the cabin is Geirangerfjorden due to the ideal weather conditions and the attractiveness of the area. The thesis will only focus on the static analysis of the framework and not the dynamic analysis. Only snow, wind and deadload will be calculated.

The loads are calculated with the help of Norwegian standards and Eurocode. The calculations are mainly done by hand, while the analysis is performed by using Focus Construction, a program based on the finite element method.

The report shows a safe and stable support system that satisfactorily handles the loads the structure is exposed to.

INNHOOLD

FORORD.....	III
SAMANDRAG.....	III
ABSTRACT.....	IV
INNHOOLD.....	V
FIGURLISTE.....	IX
TABELLISTE.....	XI
TERMINOLOGI.....	XIV
BEGREPER.....	XIV
SYMBOL.....	XV
<i>Eigenlast</i>	XV
<i>Vindlast</i>	XV
<i>Snølast</i>	XVII
<i>Stål</i>	XVII
FORKORTINGAR.....	XIX
1 INNLEIING.....	1
1.1 BAKGRUNN.....	1
1.2 FORMÅL OG PROBLEMSTILLING.....	1
1.3 AVGRENSINGAR.....	1
1.4 RAPPORTENS OPPBYGGING.....	2
2 TEORETISK GRUNNLAG.....	5
2.1 REGELVERK.....	5
2.1.1 <i>Forskrifter</i>	5
2.1.2 <i>Norsk Standard</i>	5
2.1.3 <i>Eurokode</i>	6
2.2 TIDLEGARE ARBEID.....	7
2.3 WOODNEST 1.....	7
2.3.1 <i>3D-modell</i>	8

2.4	TRETOPPHYTTENE / WOODNEST 2	8
2.4.1	<i>Geografisk plassering</i>	8
2.4.2	<i>Snitt-, plan- og fasadeteikningar</i>	11
2.5	DIMENSJONERINGSPRINSIPP	13
2.5.1	<i>Pålitelegheitsklasser</i>	13
2.5.2	<i>Grensetilstandar</i>	15
2.5.3	<i>Lastpåverknader</i>	17
2.6	LASTER	18
2.6.1	<i>Eigenlast</i>	18
2.6.2	<i>Nyttelast</i>	18
2.6.3	<i>Vindlast</i>	19
2.6.4	<i>Snølast</i>	19
2.7	PROGRAMVARE	19
2.7.1	<i>Microsoft Office</i>	19
2.7.2	<i>Zotero</i>	20
2.7.3	<i>Autodesk Revit</i>	20
2.7.4	<i>Focus Konstruksjon</i>	21
2.7.5	<i>ArchiCAD</i>	21
2.8	FEM – FOCUS KONSTRUKSJON	22
2.8.1	<i>Segmenter</i>	22
2.8.2	<i>Materialtypar</i>	23
2.8.3	<i>Tverrsnitt</i>	23
2.8.4	<i>Randbetingelser</i>	24
2.8.5	<i>Ledd</i>	24
2.8.6	<i>Laster</i>	25
2.8.7	<i>Lasttilfeller</i>	25
2.8.8	<i>Lastkombinasjonar</i>	26
2.8.9	<i>Berekingar</i>	26
2.9	ELEMENTMETODEN	28
3	METODE	30
3.1	LITTERATURSTUDIE	30
3.2	FRAMGANGSMÅTE	30
3.2.1	<i>Trinn 1 – Teorigrunnlag og informasjonsinnhenting</i>	31

3.2.2	<i>Trinn 2 – Avgrensing, berekning og modellering</i>	31
3.2.3	<i>Trinn 3 – Analysering og samanlikning av resultat</i>	31
4	LASTER	33
4.1	EIGENLAST	33
4.1.1	<i>Grunnverdiar</i>	33
4.1.2	<i>Eigenlast for golv</i>	33
4.1.3	<i>Eigenlast for vegg og vindauge</i>	34
4.1.4	<i>Eigenlast for stålrør</i>	35
4.1.5	<i>Eigenlast tak</i>	35
4.1.6	<i>Eigenlast tre og trekrone</i>	36
4.1.7	<i>Eigenlast trapp</i>	36
4.1.8	<i>Berekna verdiar</i>	36
4.2	VINDLASTER	37
4.2.1	<i>Vindkasthastighetstrykket</i>	37
4.2.2	<i>Resultat vindkasthastighetstrykk</i>	44
4.2.3	<i>Vindlast på veggane</i>	45
4.2.4	<i>Vindlast på tak</i>	47
4.2.5	<i>Resultat vindlastberekning</i>	50
4.2.6	<i>Vindkraft på trehytte</i>	53
4.2.7	<i>Vindkraft på trekrone</i>	54
4.2.8	<i>Resultat vindkraftberekningar</i>	59
4.3	SNØLAST	60
4.3.1	<i>Snølast på mark</i>	60
4.3.2	<i>Snølast på tak</i>	61
4.3.3	<i>Berekna verdiar</i>	64
4.4	BADEKAR	65
4.4.1	<i>Berekna verdi</i>	66
5	FEM-MODELL	68
5.1	GEOMETRI	68
5.2	RANDBETINGELSER	71
5.3	LEDDA FORBINDELSAR	72
5.4	LASTPÅFØRING	74

5.5	LASTKOMBINASJONAR	74
5.5.1	<i>Lastkombinering</i>	75
6	RESULTAT	78
6.1	KONSTRUKSJON.....	78
6.1.1	<i>Konstruksjonsdelar</i>	78
6.1.2	<i>Lastfordeling</i>	81
6.2	LASTKOMBINASJONAR	82
6.2.1	<i>Bruddgrensetilstand</i>	82
6.2.2	<i>Bruksgrensetilstand</i>	83
6.3	ANALYSE AV FEM-MODELL	84
6.3.1	<i>Bruddgrensetilstand</i>	84
6.3.2	<i>Bruksgrensetilstand</i>	92
6.4	KONTROLL	95
6.4.1	<i>Kapasitetskontroll</i>	95
6.4.2	<i>Forskyvingskontroll</i>	95
7	DISKUSJON	98
8	KONKLUSJON	102
9	VIDARE STUDIE	104
10	REFERANSELISTE	105
11	VEDLEGG	108
	VEDLEGG D – KAPASITETSKONTROLL HANDBEREKNING	109

FIGURLISTE

Figur 1. 3D-modell av woodnest 1. Modell framstilt av Nordplan AS.	8
Figur 2. Prosjektområde [10].	9
Figur 3. Geografisk plassering av tretopphyttene [10].	9
Figur 4. Gjennomsnittleg vindhastighet på prosjektområdet ved 200 meter høyde [11].	10
Figur 5. Planteikning av tretopphyttene. Illustrasjon framstilt av Nordplan AS.	11
Figur 6. Vertikalt snitt av tretopphytta. Illustrasjon framstilt av Nordplan AS.	12
Figur 7. Fasadeteikningar av tretopphyttene illustrert av Nordplan AS.	13
Figur 8. Lastpåverknad på konstruksjonen.	18
Figur 9. Woodnest 1 i Autodesk Revit. Illustrasjon framstilt av Nordplan AS.	20
Figur 10. Modell i Focus Konstruksjon.	21
Figur 11. Stavsegment med referanselinje og senterlinje, inkludert illustrasjon av offset på segmentende [17].	22
Figur 12. Internt knutepunkt i eit stavsegment [17].	23
Figur 13. Lokalt aksetverrsnitt av HEA-bjelke [17].	23
Figur 14. Illustrasjon av ein fritt opplagt bjelke med fire punktrandbetingelser [17].	24
Figur 15. Momentledd [17].	25
Figur 16. Dominerande vindretningar i prosjektområdet [25].	40
Figur 17. Vindlast på vegg, med D som loside og E som leside. Størrelsen e er den minste av b eller 2h [26, Fig. 7.5].	46
Figur 18. Vinkelen α på pulttak [26, Fig. 7.7].	47
Figur 19. Soneinndeling av pulttak for vindretning $\theta = 0^\circ$ og $\theta = 180^\circ$. Størrelsen e er den minste av b eller 2h [26, Fig. 7.7].	48
Figur 20. Soneinndeling av pulttak for vindretning $\theta = 90^\circ$. Størrelsen e er den minste av b og 2h [26, Fig. 7.7].	48
Figur 21. Fasade av tretopphytte inkludert trestamme og -krone.	55
Figur 22. Fastsetjing av kraftfaktoren cf , 0 vha. massivitetsforholdet. Figur 7.33 fra NS-EN 1991-1-4 [26].	56

Figur 23. Fastsetjing av endeeffektfaktor. Figur 7.36 frå NS-EN 1991-1-4 [26].	56
Figur 24. Illustrasjon av massivitetsforholdet til trekrone.	57
Figur 25. Omgjering av vindkraft på trekrone til moment i toppen av konstruksjon. Verdier på mål er gitt i Tabell 37.	58
Figur 26. Snølastfordeling på pulttak [2, Fig. 7:2]	63
Figur 27. Snølast på taket.	65
Figur 28. Segmenta i bæresystemet til tretopphyttene. Dimensjonane er i mm.	69
Figur 29. Volummodell av tretopphyttas bæresystem med mål og vindlaster.	71
Figur 30. Randbetingelser m/ nummerering i FEM-modellen.	72
Figur 31. Fasthalden fridomsgrader for randbetingelsane, samt randbetingelsens utsjånad.	72
Figur 32. Ledda forbindelse mellom stålrøyr og trapp.	73
Figur 33. Frikopla fridomsgrader for konstruksjonens ledd.	74
Figur 34. Ekskluderande lasttilfeller.	75
Figur 35. Samtidig verkande lasttilfeller.	76
Figur 36. Lastfordeling.	82
Figur 37. Segmentkart for aksialkraft (bruddgrensetilstand).	85
Figur 38. Segmentkart for skjærkraft i y-retning (bruddgrensetilstand).	86
Figur 39. Segmentkart for skjærkraft i z-retning (bruddgrensetilstand).	87
Figur 40. Segmentkart for torsjon (bruddgrensetilstand).	88
Figur 41. Segmentkart for moment om y-akse (bruddgrensetilstand).	89
Figur 42. Segmentkart for moment om z-akse (bruddgrensetilstand).	90
Figur 43. Kapasitetsutnytting av bæresystemet (bruddgrensetilstand).	91
Figur 44. Forskyvingskontroll (bruksgrensetilstand).	93
Figur 45. Fargekart av forskyvingskontroll i bruksgrensetilstand.	94

TABELLISTE

Tabell 1. Rapportens oppbygging.....	2
Tabell 2. Standardar nytta i denne oppgåva [2, s. 7–9].....	7
Tabell 3. Definisjon av konsekvensklasser [12] (Tabell B1).....	14
Tabell 4. Pålitelighetsklasser [2, s. 13].	14
Tabell 5. Reduksjonsfaktor for variable laster [2, s. 23].....	15
Tabell 6. Lastfaktor inkl. kombinasjonsfaktor (γ og ψ) ved forenkla påvising i bruddgrensetilstand i pålitelighetsklasse 3 [2].....	16
Tabell 7. Lastfaktor inkludert ψ -faktor for bruksgrensetilstand.....	16
Tabell 8. Ulike laster som verker på konstruksjonen. Illustrert I Figur 8.....	17
Tabell 9. Grunnverdiar for likning (1).	33
Tabell 10. Grunnverdiar for likning (2).	34
Tabell 11. Grunnverdiar for likning (3).	34
Tabell 12. Grunnverdiar for likning (4).	35
Tabell 13. Grunnverdiar for likning (5).	36
Tabell 14. Grunnverdiane for likning (6).	36
Tabell 15. Eigenlast av tretopphytta.	37
Tabell 16. Eigenlast av gangveg.	37
Tabell 17. Forklaring av faktor i likning (7).	38
Tabell 18. Referansevindhastighet $v_b, 0$ for Stranda kommune. Verdien er henta frå NA.4(901.1) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-4.....	38
Tabell 19. Forklaring av faktorane i likning (8).	39
Tabell 20. Retningsfaktor c_{dir} . Verdiane er henta frå tabell NA.4(901.4) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-4.....	40
Tabell 21. Forklaring av faktorane i likning (10).	41
Tabell 22. Terrengruleikskategoriar [2, s. 60].	41
Tabell 23. Grunnverdiane til likning (11) eller (12).	42
Tabell 24. Grunnverdiane for likning (13).	43

Tabell 25. Forklaring av faktorane i likning (14).	44
Tabell 26. Resultat av vindberekningar for diverse retningar.....	44
Tabell 27. Forklaring av faktorane i likning (15) og (16).....	45
Tabell 28. Ulike formfaktorar for utvendig vindlast mot vegg.....	46
Tabell 29. Utvendig formfaktor for vertikale veggjar i rektangulære bygningar. Verdiane er henta frå Tabell 7.1 NS-EN 1991-1-4	47
Tabell 30. Utvendig formfaktor for pulttak med vindretning 0° og 180° [26].....	49
Tabell 31. Utvendig formfaktor for pulttak med vindretning 90° [26].....	49
Tabell 32. Resultat av flatelastene.	50
Tabell 33. Resultat av vindlaster på taket.	51
Tabell 34. Grunnverdiar for vindkraft på tretopphytte.	53
Tabell 35. Forklaring av faktorane i likning (19).	54
Tabell 36. Forklaring og verdi av faktorane som inngår i likning (20).	55
Tabell 37. Grunnverdiar for likning (21) og Figur 25.	58
Tabell 38. Resultat av vindkraftberekning på tretopphyttene.....	59
Tabell 39. Resultat av vindkraft på trekrone som moment ved toppen av konstruksjonen.	60
Tabell 40. Grunnverdiar for likning (22). Verdiane er henta frå tabell NA.4.1(901) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-3.....	61
Tabell 41. Grunnverdiane til likning (23). Verdien Hg er henta frå tabell NA.4.1(901) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-3.....	61
Tabell 42. Grunnverdiar for likning (24).	62
Tabell 43. Formfaktor for saltak, pulttak og sagtak [2].	63
Tabell 44. Verdiar for C_e for forskjellig topografi [27]. (Tabell NA.5.1).....	64
Tabell 45. Berekna snølast for tretopphytte og gangveg frå handberekning og Focus Konstruksjon.	64
Tabell 46. Grunnverdiane i likning (25).	65
Tabell 47. Vekt av fullt badekar.	66
Tabell 48. Oversikt av konstruksjonens segment og segmentets material.....	70
Tabell 49. Dimensjonar av limtreet nytta i bæresystemet.....	79

Tabell 50. Tverrsnittdimensjon for stålrøyret.....	80
Tabell 51. Materialeigenskapar for limtrebjelkar.	80
Tabell 52. Materialeigenskapar for stålrøyr.....	81
Tabell 53. Mest ugunstig lastkombinasjon i bruddgrensetilstand.....	83
Tabell 54. Mest ugunstig lastkombinasjon for forskyving (bruksgrensetilstand).....	83
Tabell 55. Dei største kreftene i bæresystemet, forårsaka av lastkombinasjonane i bruddgrensetilstand.	84
Tabell 56. Stålrøyrets utnyttelsesgrad.....	92
Tabell 57. Maksimal forskyving av segment i bruksgrensetilstand.....	92
Tabell 58. Samanlikning av kapasitetsutnytting av stålrøyret (segment 2).	95
Tabell 59. Maksimal forskyving av dei avstivande bjelkane i trappa framstilt av Focus Konstruksjon.	96

TERMINOLOGI

Begreper

Analyse	Ei berekning som nyttar konstruksjonsmodellen frå Focus og reknar ut resultatet. Oppgåva nyttar <i>statisk lineær analyse</i> .
Fast innspent	Alle frileiksgrader (forskyving og rotasjon) er fasthalden.
Frileiksgrad	Informasjon om korleis ein node kan forskyvast eller roterast.
Prosjektområdet	Området tretopphyttene plasserast.
Segment	Ein del av ein konstruksjon, som f.eks. ein bjelke eller søyle.
<i>Woodnest 1</i>	Eksisterande tretopphytter prosjektert av Nordplan.
<i>Woodnest 2</i>	Tretopphyttene som blir prosjektert i denne oppgåva.

Symbol

Eigenlast

G	Total eigenlast av tretopphytta
G_T	Total eigenlast av trapp / gangveg
g	Tyngdeakselerasjon
$g_{etasjeskiller}$	Eigenlast for etasjeskiljar
g_{vegg}	Eigenlast for standard yttervegg
g_{glas}	Eigenlast for glas
g_{tak}	Eigenlast for tretak med asfaltbelegg og undertak av plater eller bord av tre
γ	Tyngdetettleik
γ_{GL28h}	Tyngdetettleik for homogent limtre av kvalitet GL28h
$\gamma_{stål}$	Tyngdetettleik for stål
γ_{vatn}	Tyngdetettleik for vatn

Vindlast

A_{ref}	Referanseareal
v_b	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
c_{dir}	Retningsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
c_{prob}	Returfaktor

c_{alt}	Nivåfaktor
$v_m(z)$	Stedsvindhastighet
v_p	Vindkasthastighet
$c_r(z)$	Terrengruhetsfaktor
$c_0(z)$	Terrengformfaktor
c_{pe}	Utvendig formfaktor
c_{pi}	Innvendig formfaktor
$c_{pe,1}$	$A \leq 1 \text{ m}^2$
$c_{pe,10}$	$A \geq 10 \text{ m}^2$
$c_{pe,n}$	$1 < A < 10 \text{ m}^2$
$c_s c_d$	Konstruksjonsfaktor
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
k_1	Turbulensfaktor
w_e	Utvendig vindlast
w_i	Innvendig vindlast
$q_p(z)$	Vindkasthastighetstrykk
z_0	Ruhetslengde
z_{max}	Største høyde
z_{min}	Minimumshøyde
α	Takvinkel

Snølast

C_e	Eksponeeringsfaktor
C_t	Termisk faktor
H	Byggestedets høgde over havet
H_g	Høgdegrense for kommunen
n	Tar hensyn til at byggestedets høgde er over kommunens høgdegrense
s	Snølast på tak
s_{k0}	Karakteristisk snølast i kommunen
s_k	Karakteristisk snølast på mark på byggesteder
Δs_k	Snølasttillegg per 100 m
α	Takvinkel
μ	Formfaktor

Stål

E	Elastisitetsmodul for stål
M_{Ed}	Dimensjonerande moment
M_{Rd}	Momentkapasitet
N_{Ed}	Dimensjonerande aksialkraft
N_{Rd}	Aksialkraftkapasitet
V_{Ed}	Dimensjonerande skjærkraft
V_{Rd}	Skjærkraftkapasitet

Forkortingar

2D	Todimensjonal
3D	Tredimensjonal
BIM	Bygningsinformasjonsmodellering
CEN	Comité européenne de normalisation (Den europeiske standardiseringsorganisasjon)
dvs.	Det vil seie
DiBK	Direktoratet for byggkvalitet
EU	European Union (Den europeiske union)
f.eks.	For eksempel
FEM	Finite Element Method
IEC	International Electrotechnical Commission (Internasjonale standardar for elektrisk teknologi)
ISO	International Organization for Standardization (Den internasjonale standardiseringsorganisasjonen)
m.m.	Med meir
mtp.	Med tanke på
NV / NØ / SV / SØ	Nordvest / Nordaust / Sørvest / Sørøst
NS	Norsk Standard
NS-EN	Europeisk standard som seinare er fastsatt og utgitt av Standard Norge
pga.	På grunn av
TEK17	Byggteknisk forskrift

1 INNLEIING

Det eksisterer i dag to trehus med namnet woodnest – *trehytter som gir deg eventyret av norsk natur uten å måtte gi avkall på luksus og komfort* [1]. Å bygge trehytter har lenge vore ein stolt norsk tradisjon. Woodnest skil seg derimot frå klassiske trehytter med sin autentiske utsjånad.

Trehytta er konstruert slik at treet, med lite støtte frå andre strukturar, skal holde oppe konstruksjonen, i tillegg til minimalt inngrep på naturen rundt [1].

Denne prosjektoppgåva tar for seg dimensjonering av tretopphyttene. Den faktiske plasseringa av tretopphyttene er i Odda, men har i denne prosjektoppgåva tiltenkt plassering i den verdskjende Geirangerfjorden. Pga. tretopphyttene plassering samt utforming vil dei utsettast for store laster. Det skal utarbeidast eit system som både er sikkert, stabilt og naturvennleg, som i denne oppgåva gjerast ved grundig ingeniørarbeid.

1.1 Bakgrunn

Arkitektkontoret *Helen & Hard* ønska å skape ei hytte som rekreerer følelsen av å utforske trær og bo i naturen. Nordplan konstruerer difor ei tretopphytte med golvflate på omtrent $15 m^2$ rundt eit enkelt grantre. Dette skulle gjennomførast på ein måte som tillèt treet å framleis vekse og bli sterkare i minimum 25 til 30 år. Det var i tillegg stort ynske om å konstruere ei hytte utan synleg, sideveges avstiving, då dette kunne øydelegge naturopplevinga.

1.2 Formål og problemstilling

Formålet med prosjektoppgåva er å danne eit bæresystem for tretopphytter, som tar opp laster utan bardunering som sideveges avstiving. Dette inneberer handberekning og framstilling av FEM-modell. Med dette blei følgande problemstilling utarbeida:

Korleis løyse bæresystem av tretopphytter utan bardunering.

1.3 Avgrensingar

Prosjektoppgåva avgrensast til konstruksjonens bæresystem. Alle avgrensingar er gjort med hensyn på arbeidsomfang, tid, relevans og interesser:

BACHELOROPPGÅVE

- Lastberegning avgrensast til eigen-, snø- og vindlast.
- Alle vertikale laster plasserast sentrisk på trestamme/stålrøyr.
- Det blir sett bort frå dynamiske laster.
- Innfesting i fjell blir ikkje sett på i denne oppgåva.

1.4 Rapportens oppbygging

Prosjektoppgåva er inndelt i fleire hovudkapittel for å skape ein oversikteleg og strukturert rapport. Tabell 1 tar for seg rapportens oppbygging og generell informasjon om kvart hovudkapittel.

Tabell 1. Rapportens oppbygging.

Kapittel	Innhald
INNLEIING	Det første kapitlet tar for seg måla, bakgrunnen og avgrensinga til oppgåva.
TEORETISK GRUNNLAG	I denne delen tar vi for oss kva regler og forskrifter som ligger til grunn for å kunne gjennomføre prosjektoppgåva, samt annan grunnleggande teori.
METODE	Dette kapitlet tar for seg nødvendige metodar for å løyse problemstillinga.
LASTER	Dette kapitlet tar for seg framgangsmåte for berekning av laster som er sentrale for resultatet.
FEM-MODELL	Dette kapitlet gjer greie for framstilling av FEM-modellen i Focus Konstruksjon, samt lastkombinasjonane.
RESULTAT	I denne delen presenterast resultatet for analyse og lastkombinasjonar.

DISKUSJON	I dette kapitlet drøftast resultatet, og resultatet samanliknast opp mot problemstillinga.
KONKLUSJON	Dette kapitlet svarar på problemstillinga.
VIDARE STUDIE	I <i>Vidare studie</i> tar vi for oss anbefalingar for kva arbeid som burde gjennomførast for å ferdigstille prosjektet.
REFERANSELISTE	Liste av alle kjelder som blir nytta for å kunne gjennomføre bacheloroppgåva.
VEDLEGG	Dette kapitlet tar for seg dei ulike vedlegga som har vore nytta.

2 TEORETISK GRUNNLAG

Dette kapitlet tar for seg det teoretiske grunnlaget på bakgrunn av oppgåvas tema og problemstilling.

2.1 Regelverk

Denne oppgåva nyttar seg hovudsakleg av regelverka *Byggteknisk forskrift* og *Norsk standard*. Byggteknisk forskrift stiller konkrete krav til styrke, brannmotstand, plassering, miljø og helse. Standardane gir meir detaljert teknisk utgreiing for korleis ein konstruksjon skal bereknast og utførast for å tilfredsstille forskriftenes krav. Regelverka skal generelt sørge for at bygningskonstruksjonens sikkerheit og brukbarheit oppretthaldast [2, s. 6].

2.1.1 Forskrifter

Byggteknisk forskrift stiller krav til den fysiske utforming av bygningar. Byggteknisk forskrift, betre kjent som TEK, skal sikre at konstruksjonar prosjekterast og utførast slik at de oppfyller dei tekniske krav til sikkerheit, miljø, helse og energi. Forskrifta angir ikkje tekniske løysningar, men gir overordna funksjonskrav og krav til konkrete ytingar [3, s. 29]. SINTEF Byggforsk skildrar TEK17 slik: *Det minimumet av egenskaper et byggverk skal ha for å kunne oppføres lovlig i Norge. Kommunal- og moderniseringsdepartementet og DiBK har ansvaret for TEK med veiledning* [4].

2.1.2 Norsk Standard

Norsk Standard er ein standard som tar for seg viktige delar av eit produkt, ein arbeidsprosess eller ein teneste. Norsk Standard er utvikla av Standard Norge [5]. Desse standardane er vedtak som omhandlar delar av ein industri og ulike områder i samfunnet, og er blant annan laget for bygg og anlegg, elektro, petroleum, samfunnsansvar m.m. Verksemdar bestemmer sjølv over bruken av Norsk Standard, men nokre standardar er til tross for dette tilvist til frå forskrifter. Norsk Standard kan bidra med gode praktiske løysingar, og det er difor mest gunstig å nytte standardane [6].

Standard Norge definerer sine standardar med ein bokstavkode og eit tal. Denne bokstavkoden fortel korleis standarden er utvikla. Frå Standard Norge si nettside har vi at [7]:

NS – Standard som er utviklet i Norge (f.eks. NS 3901)

NS-EN – Standard som er utviklet i Europa (CEN), og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-EN 294)

NS-EN ISO – Standard som er utviklet internasjonalt (ISO), og deretter fastsatt som europeiske standard (CEN). Den kan også være utviklet parallelt i CEN og ISO, og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-EN ISO 3953)

NS-EN ISO/IEC – Standard som er utviklet internasjonalt (i samarbeid mellom ISO og IEC), og deretter fastsatt som europeisk standard (CEN). Den kan også være utviklet parallelt i CEN og ISO/IEC, og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-EN ISO/IEC 9661)

NS-INSTA – Standard som er utviklet i et nordisk samarbeid og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-INSTA 414)

NS-ISO – Standard som er utviklet internasjonalt (ISO), og som Norge har valgt å fastsette som Norsk Standard (f.eks. NS-ISO 8402)

2.1.3 Eurokode

Standard Norge definerer Eurokodane slik: *Eurokoder er en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. Byggverk defineres som alt som bygges eller er et resultat av byggearbeid, dvs. at både bygg- og anleggskonstruksjoner er inkludert [8].*

Denne oppgåva tar for seg Eurokodane gitt i Tabell 2.

Tabell 2. Standardar nytta i denne oppgåva [2, s. 7–9].

Standard	Innhald
<i>NS-EN 1990:2002+NA:2008</i>	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
<i>NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019</i>	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
<i>NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018</i>	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster
<i>NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009</i>	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster
<i>NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008</i>	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
<i>NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010</i>	Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

2.2 Tidlegare arbeid

I dag eksisterer det ein annan utgåve av tretopphyttene med namnet *woodnest 1*. Desse er på same måte som tretopphyttene i denne oppgåva prosjektert av Nordplan. Det er store likskapar mellom *woodnest 1* og 2, og det tidlegare arbeidet blir difor mykje nytta i denne prosjektoppgåva.

2.3 Woodnest 1

Woodnest 1 er ei trehytte konstruert med ei golvflate på 15 m^2 rundt éin trestamme. Med mål om at treet ikkje skal forhindrast i å fortsette å vekse og transportere sevje, blei trehytta konstruert med eit stålrør som går tvers gjennom hytta utanpå trestammen. *Stålrøret har to festepunkt til treet i nedre del, og er soleis ein utkragar vidare oppover. Dei avstivande*

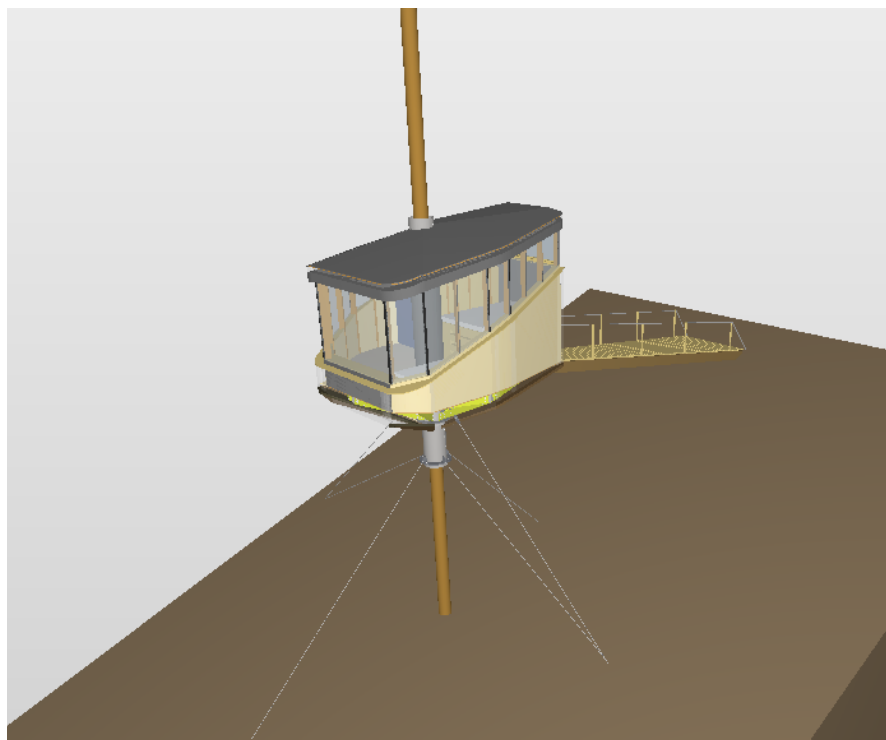
bardunane, gangbrua og øvrig konstruksjon av hytta er festa til stålrøyret. Ein opererer med to typar bardunering: to sommarbardunar og fem vinterbardunar [9].

Den største skilnaden mellom dei to versjonane av tretopphyttene er altså at woodnest 1 er avstiva ved hjelp av barduner. Woodnest 2 skal ikkje konstruerast ved hjelp av barduner, og det må difor brukast ein annan form for avstiving.

2.3.1 3D-modell

Ved innsamling av informasjon angående woodnest 1, blei hovudsakleg 3D-modellen nytta.

Figur 1 viser 3D-modellen av woodnest 1.



Figur 1. 3D-modell av woodnest 1. Modell framstilt av Nordplan AS.

2.4 Tretopphyttene / Woodnest 2

2.4.1 Geografisk plassering

I denne oppgåva er det tatt utgangspunkt i at tretopphyttene er plassert i Geirangerfjorden, illustrert i Figur 2. Geirangerfjorden er ein del av Stranda Kommune i Møre og Romsdal fylke.

Denne plasseringa blei valt både på bakgrunn av attraksjon og vêrforhold. Geiranger har i likskap med Odda omtrentleg same vêrforhold, slik at prosjektoppgåvas løysing også er eigna for tretopphyttene i Odda. Tretopphyttas geografiske plassering er illustrert i Figur 3.

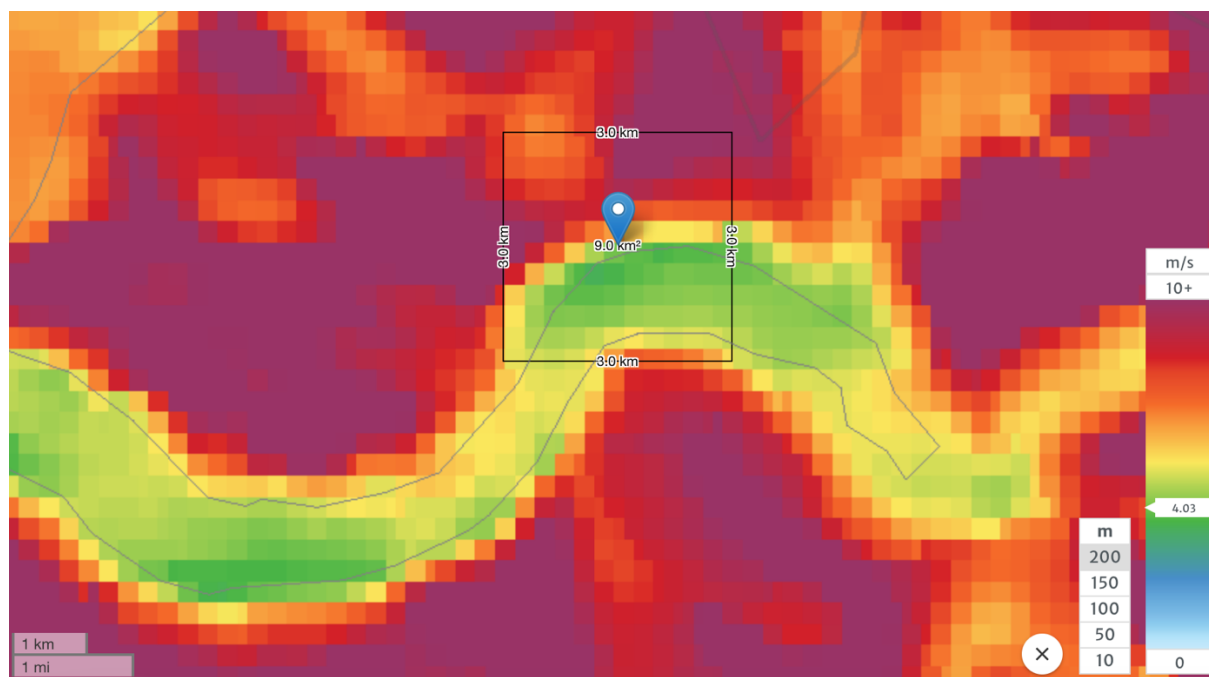


Figur 2. Prosjektområde [10].



Figur 3. Geografisk plassering av tretopphyttene [10].

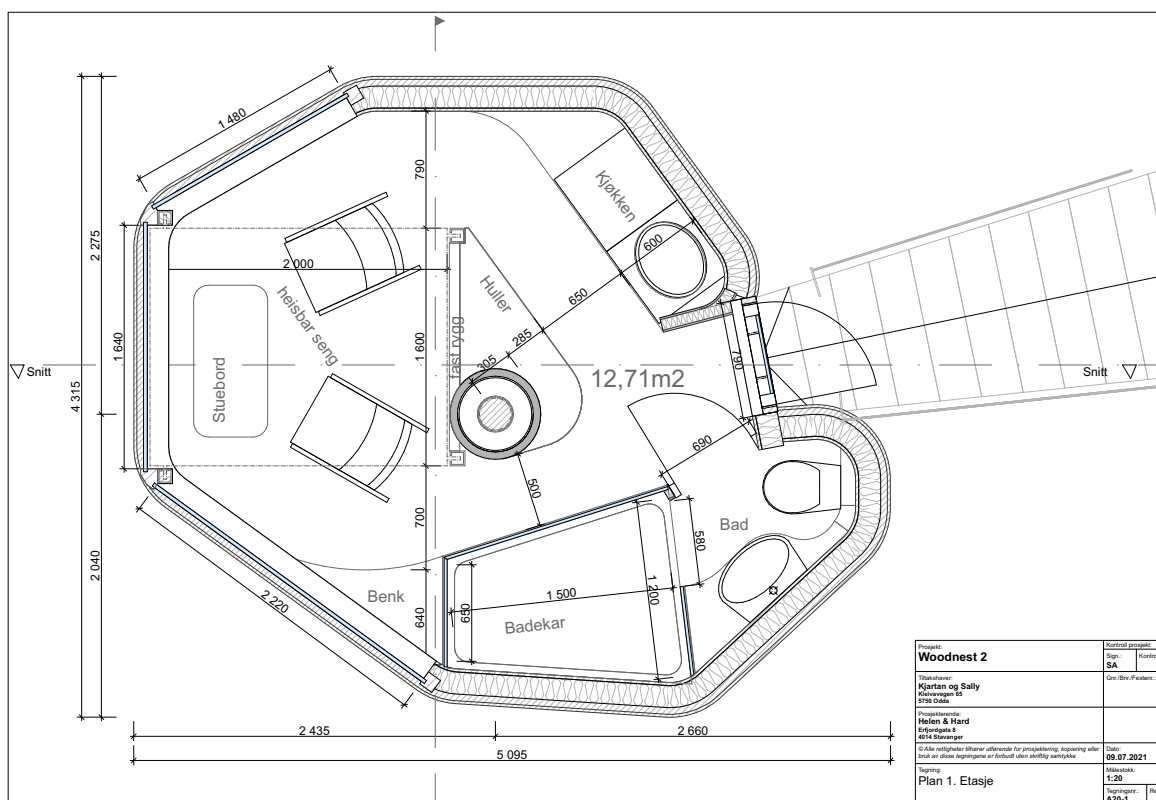
Som nemnd over var vêrforholdet spesielt betydeleg ved plassering av tretopphyttene. Det valte prosjektområdet er difor relativt mindre vêrutsett enn andre stader i Geirangerfjorden. Nettsida *Global Wind Atlas* blei nytta for å finne eit område i Geirangerfjorden med ideelt vindforhold (Figur 4).



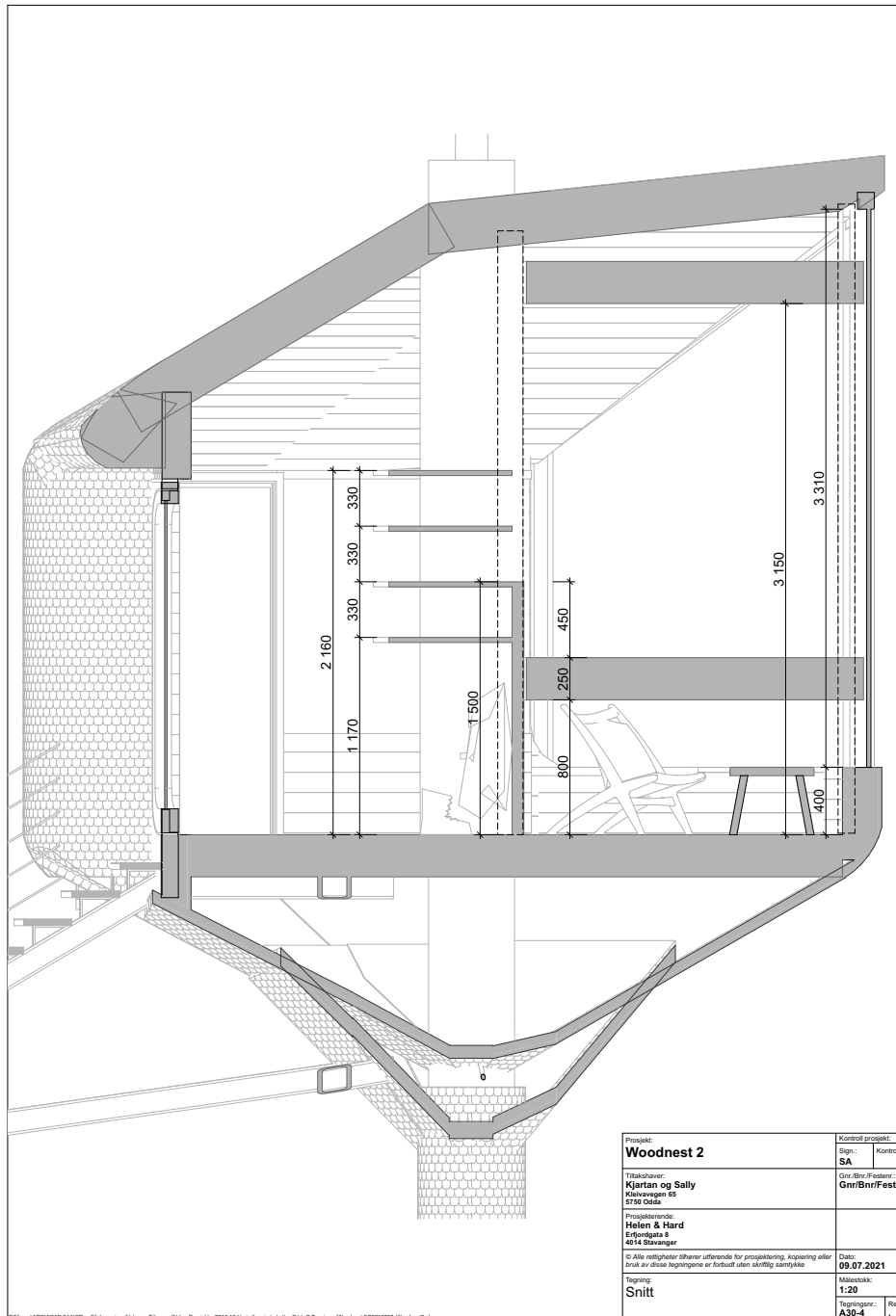
Figur 4. Gjennomsnittleg vindhastigheit på prosjektområdet ved 200 meter høgde [11].

2.4.2 Snitt-, plan- og fasadeteikningar

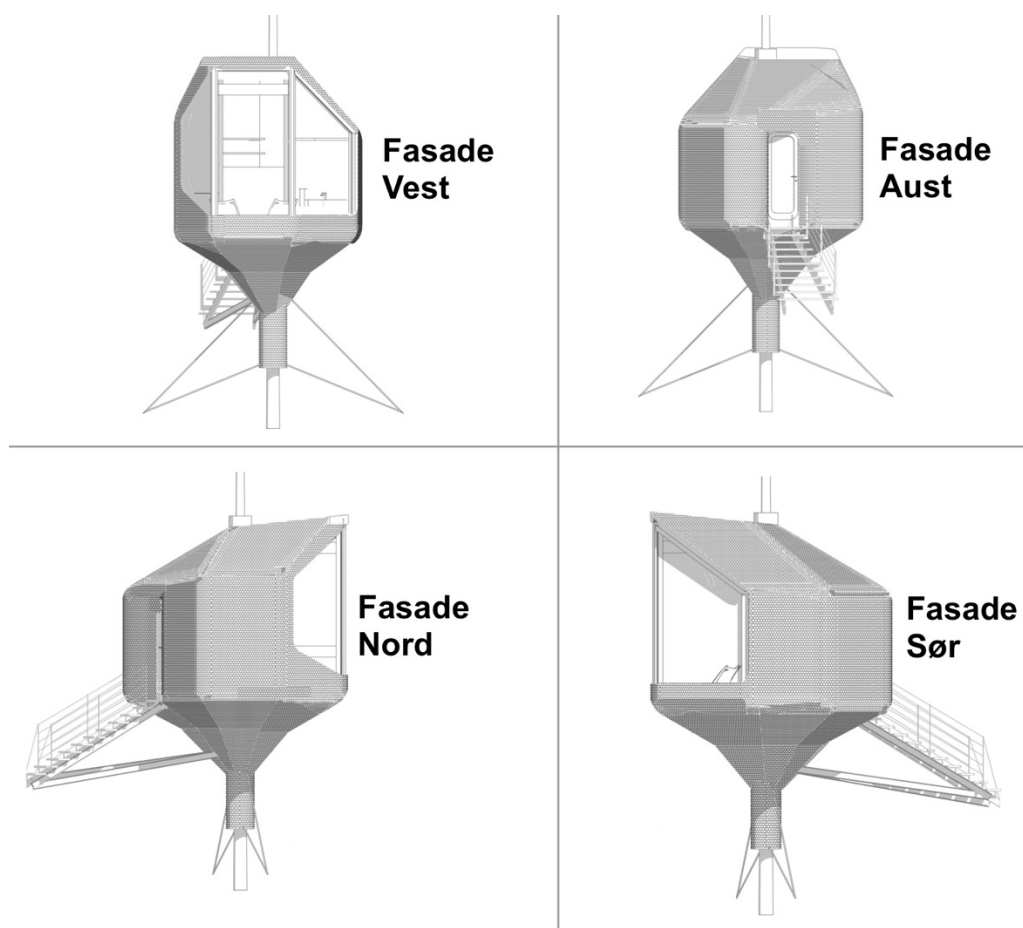
Nordplan og arkitektelskapet har utarbeida snitt-, plan og fasadeteikningar av tretopphyttene. Figur 5 illustrerer planet. Snitteikninga er vist i Figur 6. Figur 7 viser fasadane av tretopphytta.



Figur 5. Planteikning av tretopphyttene. Illustrasjon framstilt av Nordplan AS.



Figur 6. Vertikalt snitt av tretopphytta. Illustrasjon framstilt av Nordplan AS.



Figur 7. Fasadeteikningar av tretopphyttene illustrert av Nordplan AS.

2.5 Dimensjoneringsprinsipp

I dette delkapittelet skal vi ta for oss de forskjellige faktorane som spiller inn når man dimensjonerer ein konstruksjon.

2.5.1 Pålitelegheitsklasser

Pålitelegheitsklasser er det risikonivået myndighetene synast som akseptable, og kva konsekvensar et samanbrot av heile eller delar av konstruksjonen vil få. Disse er nedskrivne i lover, forskrifter og standardar. For å kunne differensiere pålitelegheit fastsettast det konsekvensklasser, beskriven i Tabell 3. Pålitelegheitsklassene er definert i Tabell 4.

Tabell 3. Definisjon av konsekvensklasser [12] (Tabell B1).

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

Tabell 4. Pålitelighetsklasser [2, s. 13].

Pålitelighetsklasse	Bruddkonsekvens	Eksempler på konstruksjoner
1	Liten	Småhus, rekkehus, mindre lagerbygg, landbruksbygg, kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid.
2	Middels	Større boligbygg, skoler, kontor- og forretningsbygg, institusjonsbygg, fiskerihavner, kaier, industrianlegg, tårn.

3	Stor	Byggverk for større menneskemengder: tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, og lignende. Dammer, veg- og jernbanebruer, marine konstruksjoner for petroleumsindustri.
4	Særlig stor	Atomreaktorer. Lager for radioaktivt avfall.

For konstruksjonar i pålitelighetsklasse 1, som tretopphyttene, kan lastfaktoren for variable laster i bruddgrensetilstanden reduserast [2]. Denne reduksjonsfaktoren er definert i Tabell 5.

Tabell 5. Reduksjonsfaktor for variable laster [2, s. 23].

Lasttype	Pålitelighetsklasse	
	1	2 og 3
Variable laster	0,9	1,0

2.5.2 Grensetilstandar

Bruddgrensetilstand er en måte å kontrollere at konstruksjonen ikkje overskrider føreskriven bruddgrensekriterier. Denne må tilfredsstillе sannsynet for ugunstige lastverknader som fører til brot eller forskyvingar som kan samanliknast med brot.

Ved kontroll av likevekta av ein konstruksjon nyttast lastfaktorane med tilhøyrande kombinasjonsfaktorar definert i Tabell 6. Dei to lastkombinasjonane er i dette tilfellet definert $B1$ og $B2$ [2].

Tabell 6. Lastfaktor inkl. kombinasjonsfaktor (γ og ψ) ved forenkla påvising i bruddgrensetilstand i pålitelighetsklasse 3 [2].

Last- kombinasjoner	Permanente laster		Dominerende Variable laster	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Q_1	Q_i
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Qi}\psi_{0,l}$	$\gamma_{Qi}\psi_{0,i}$
B1	1,35	1,00	1,05	1,05(0,90)*
B2	1,20	1,00	1,50	1,05(0,90)*

*Dersom øvrige variable laster er vindlast eller temperaturlast skal verdien 0,90 nyttes.

* Nyttelast på tak (unntatt snølast) skal ikke inkluderes i en lastkombinasjon dersom denne nyttelasten tilhører kategorien *øvrige variable laster*.

Bruksgrensetilstanden nyttast for å kontrollere konstruksjonens funksjonsdugleik under vanleg bruk. Eksempelvis må det være mindre svingingar i golv slik at mennesker ikkje føler ubehag ved bruk [2]. Lastfaktor inkludert kombinasjonsfaktor er definert i Tabell 7.

Tabell 7. Lastfaktor inkludert ψ -faktor for bruksgrensetilstand.

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende last	Øvrige variable laster
	γ_{Gj}	γ_{Qi}	γ_i
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

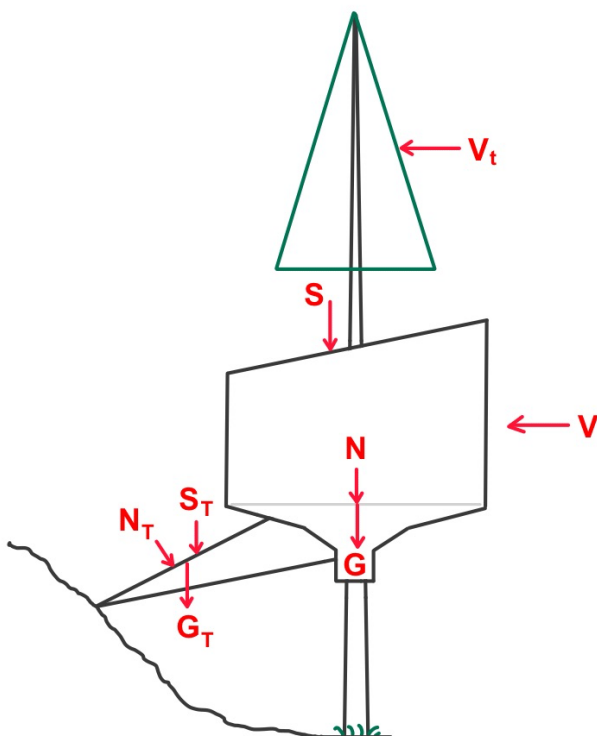
Lastkombinasjonane i både brudd- og bruksgrensetilstand bereknast i denne prosjektoppgåva ved hjelp av Focus Konstruksjon. Det vil seie at også lastfaktorane bestemmast av Focus.

2.5.3 Lastpåverknader

Figur 8 illustrerer korleis lastane i Tabell 8 vil påverke konstruksjonen.

Tabell 8. Ulike laster som verker på konstruksjonen. Illustrert i Figur 8.

Symbol	Namn	Forklaring
G	Eigenlast	Tyngde av konstruksjonen, samt permanente konstruksjonsdeler.
N	Nyttelast	Variable laster frå inneaktiviteter, personars tyngde, flyttbar inventar m.m.
V	Vindlast på tretopphytten	Verker på tretopphyttas ytre konstruksjonselement.
S	Snølast	Verker hovudsakleg på taket og trekrona.
V_t	Vindlast trekrona	Verker på trekrona.
G_T	Eigenlast trapp	Tyngde av gangveg.
N_T	Nyttelast trapp	Variable laster forårsaka av personars tyngde o.l.
S_T	Snølast trapp	Snølast som verker på gangvegen.



Figur 8. Lastpåverknad på konstruksjonen.

2.6 Laster

For tretoppfytterne tas det hensyn til egenlast, nyttelast, vindlast og snølast. Disse lastene blir beskrevet generelt i dette delkapittelet.

2.6.1 Eigenlast

Eigenlast er konstruksjonens egne tyngde, samt konstruksjonsdeler som permanent kviler på den. Eigenlasta har hovudsakleg fast plassering, retning og størrelse – det er altså ei bunden og permanent last [2, s. 37].

2.6.2 Nyttelast

Nyttelast er variable, frie laster på konstruksjonen. Disse lastene oppstår vanlegvis under bruk. Nyttelastens karakteristiske verdi har eit fastlagt sannsyn for at den ikkje overskridast eit enkelt år [2, s. 39], [13].

2.6.3 Vindlast

Vindlast er den belastninga som vinden påfører konstruksjonen. Den karakteristiske vindbelastninga på ein konstruksjon bereknast av den største vindhastigheita som i gjennomsnitt førekjem kvart 50. år. Vindlasta avhenger av diverse faktorar som årstid, lokalisering, topografi, terrengruhet, nærliggande konstruksjonar og konstruksjonens geometri og stivleik [2, s. 56]. Berekningsgrunnlaget er gjort etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

2.6.4 Snølast

Snølast er den belastninga som snø påfører ein konstruksjon. Den karakteristiske snølasta baserast på 50-årslasta – eit fastlagt sannsyn for at verdien ikkje overskridast eit enkelt år. Snølasta avhenger av fleire faktorar, som topografi, takets ruleik, varmegjennomgang m.m. Ved snølastberekning tar man hovudsakleg berre hensyn til karakteristisk snølast på mark og takets geometri [2, s. 47]. Berekningsgrunnlaget er gjort etter NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008.

2.7 Programvare

I denne bacheloroppgåva nyttast diverse verktøy for skriving, modellering og dimensjonering. Desse programvarene er sentrale for å oversikteleg utføre utrekningar og løyse komplekse system.

2.7.1 Microsoft Office

Microsoft Office er ein programvarepakke tilpassa kontorbruk. For denne oppgåva nyttast:

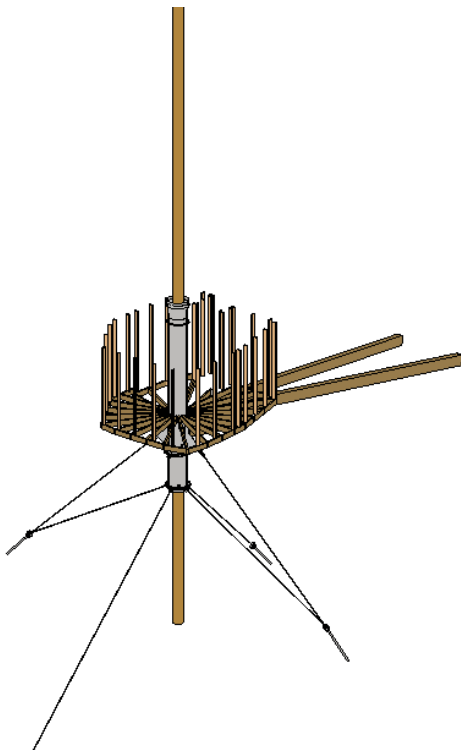
- Word, for skriving av bacheloroppgåve og diverse andre dokumenter.
- Excel, for berekning og sortering av data.
- Teams, som kommunikasjonskanal mellom studentar, rettleiar og bedrift.
- Outlook, for kommunikasjon via e-post.
- OneNote, for loggføring.
- Powerpoint, for presentasjonar under møter og rettleiingstimar.

2.7.2 Zotero

Zotero er ei programvare for innsamling, sitering og sortering av referansar og bibliografiar, og nyttast saman med Microsoft Word for å lage ein oversikteleg referanseliste.

2.7.3 Autodesk Revit

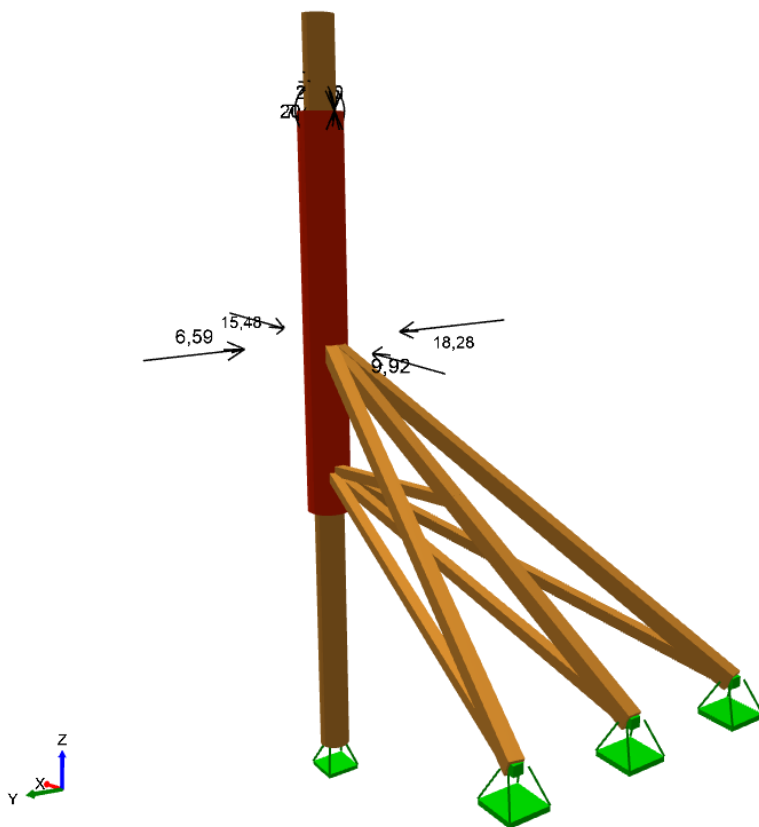
Autodesk Revit er ei BIM-programvare skapt for arkitektdesign, VVS og strukturdesign, detaljering, byggeteknikk og konstruksjon. Programvaren blir brukt til å øke effektiviteten og nøyaktigheten på heile infrastrukturprosjektets livssyklus, fra konseptuelt design, visualisering og analyse til tilvirkning og konstruksjon [14]. Autodesk Revit nyttast i dette tilfellet for innhenting av informasjon frå plan-, snitt- og fasadeteikningar. Figur 9 viser eit skjermbilete frå Autodesk Revit.



Figur 9. Woodnest 1 i Autodesk Revit. Illustrasjon framstilt av Nordplan AS.

2.7.4 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon 3D er eit FEM analyseprogram som bruker elementmetoden for statiske- og dynamiske berekningar av alt frå enkle til komplekse konstruksjonar i 2D og 3D. Med Focus kan man modellere med materialane stål, treverk og betong, og køyre ein full global analyse av konstruksjonen i samsvar med Eurokodene med nasjonale tillegg [15]. Figur 10 viser eit skjermbilete frå Focus Konstruksjon.



Figur 10. Modell i Focus Konstruksjon.

2.7.5 ArchiCAD

ArchiCAD er et design og visualiseringsprogram for byggeprosjekt. Programmet kan nyttast for å utarbeide 2D- og 3D-teikningar av konstruksjonar [16]. I oppgåva har det vore nytta for visualisering av diverse 2D-teikningar, som f.eks. vindlast på tak.

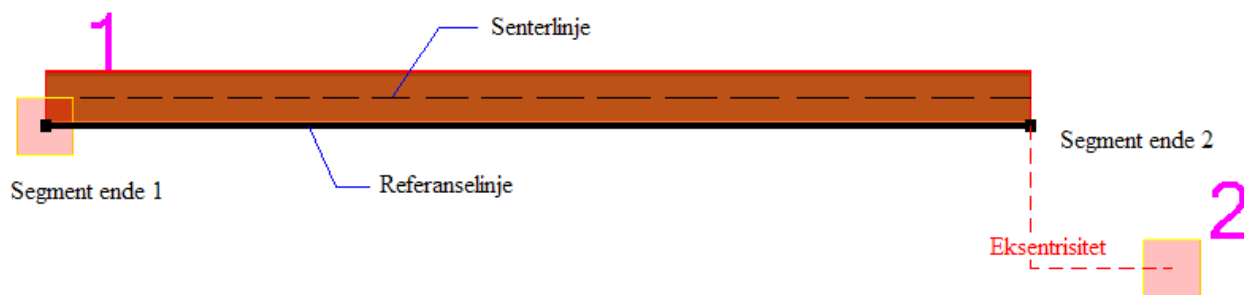
2.8 FEM – Focus Konstruksjon

Dette kapittelet tar for seg de delane av Focus Konstruksjon som er grunnleggande for framstilling av ein FEM-modell for tretoppfytene. All teori er henta frå *Focus Konstruksjon Hjelp* [17].

2.8.1 Segmenter

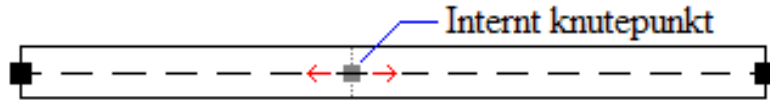
Eit segment er ein konstruksjonsdel som går langs ei rett eller krum linje – typisk ei søyle eller bjelke. Programmet skil hovudsakleg mellom to typar segment: Bjelkesegment og stavsegment. I motsetning til bjelkesegment har stavsegment alltid momentfri leddkopling i kvar ende, slik at moment ikkje kan oppstå i staven. Med andre ord kan stavsegmentet berre ta opp aksialkraft.

Mellom segmentets endepunkt har man det vi kallar *referanselinje*, som i utgangspunktet er lik segmentaksen. Ved enden på kvart segment har man segmentets endeknutepunkt – også kjent som *eksterne knutepunkt*. Sjølv om dei eksterne knutepunkta hovudsakleg ligger i enden av segmentets referanselinje, er det mogleg å la punktet ligge ein annan plass enn knutepunktet. Dette kan gjeres ved hjelp av eksentrisitet, som illustrert i Figur 11. Her er segmentets endepunkt illustrert som mindre, svarte firkantar, medan knutepunkta er illustrert som store, røde firkantar.



Figur 11. Stavsegment med referanselinje og senterlinje, inkludert illustrasjon av offset på segmentende [17].

I tillegg til eksterne knutepunkt, kan eit segment ha knutepunkt inne på segmentet, såkalla *interne knutepunkter*. Det interne knutepunktet kan berre beveges langs segmentets referanselinje, illustrert i Figur 12.



Figur 12. Internt knutepunkt i eit stavsegment [17].

2.8.2 Materialtypar

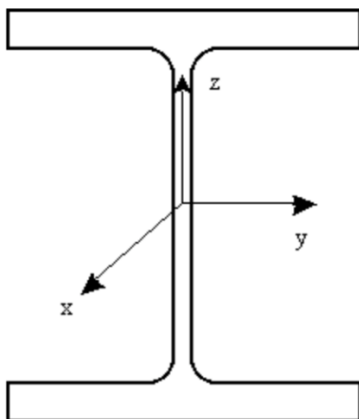
Focus Konstruksjon organiserer materialeigenskapar i såkalla materialtypar, som definerast ved eit namn, material og diverse materialparametre. I denne oppgåva brukast materialtypane treverk og stål, med følgande parameter:

- E-modul
- G-modul
- Tyngdetettheit, ρ
- Tverrkontraksjonstal, ν
- Varmeutvidelseskoeffisient, α

2.8.3 Tverrsnitt

Focus Konstruksjon har ei rekke predefinerte tverrsnitt, for både tre, stål og betong.

Tverrsnittets 2D-koordinatsystem består av ein y- og z-akse. Desse vil vere parallell med y- og z-aksen til segmentet. De lokale aksane til ein HEA-bjelke er illustrert i Figur 13.



Figur 13. Lokalt aksetverrsnitt av HEA-bjelke [17].

2.8.4 Randbetingelser

Ein randbetingelse inneheld informasjon om kva fridomsgrad som er fasthaldt. Randbetingelser kan plasserast kvar som helst på eit segment eller skall, inkludert i endepunkta. I Focus Konstruksjon har man tre forskjellige typar randbetingelse: punkt-, linje- og flaterandbetingelser. I denne oppgåva blir berre punktrandbetingelser nytta. Randbetingelsene er illustrert i Figur 14.



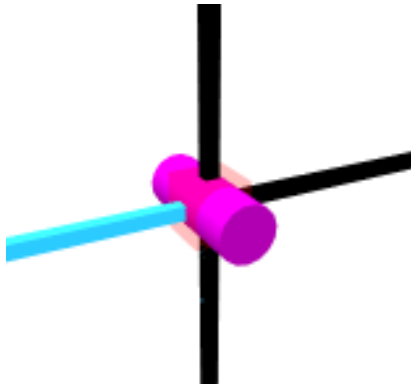
Figur 14. Illustrasjon av ein fritt opplagt bjelke med fire punktrandbetingelser [17].

2.8.5 Ledd

Ledd er en konstruktiv utforming (i et knutepunkt) som medfører diskontinuitet i en forskyvningsstørrelse og resulterer i en «indre» eller implisitt randbetingelse (i knutepunktet) [18]. I utgangspunktet er det stiv forbindelse mellom alle kryssande segment og skall, men det er likevel også mogleg med ledda forbindelse ved å definere eit eller fleire ledd i knutepunkta. I Focus Konstruksjon har eit ledd følgande eigenskapar:

- *Kva segment eller skall som er kopla til leddet.* Alle segment og skall som er kopla til same ledd, er stivt forbundet med kvarandre.
- *Om leddet er eit moment- eller kraftledd.* Momentledd er eit ledd med fri rotasjon om ei eller fleire aksar, medan eit kraftledd er eit ledd med fri bevegelse langs ei eller fleire aksar.
- *Kva aksar leddet skal verke i eller om,* enten det er det globale eller lokale aksesystemet til segmentet. Dersom f.eks. segmentet ikkje er fasthaldt mot rotasjon om si eiga akse, lar ikkje konstruksjonen seg berekne.

Figur 15 viser eit knutepunkt der segmentet markert i blå er kopla momentfritt til de andre segmenta.



Figur 15. Momentledd [17].

2.8.6 Laster

Focus Konstruksjon skil mellom fleire type laster. Felles for alle lastene er at dei alle må tilhøyre eit lasttilfelle.

Punktlaster

Punktlaster verker langs ei gitt akse med ein gitt intensitet og posisjon i eit valfritt segment eller skall. Alle lastene i denne oppgåva er hovudsakleg gjort om til punktlaster.

Momentlast

Punktlast og momentlast er eigentleg to sider av same sak. I motsetning til punktlast som verkar *langs* ei gitt akse, verkar momentlasta *om* ei gitt akse.

Linjelast

Ei linjelast har to intensitetar – ein i kvar ende. Linjelasta kan verke både over eit heilt segment eller berre ein del av eit segment. Snø-, vind- og eigenlast kan alle plasserast som ei linjelast.

2.8.7 Lasttilfeller

Alle laster i Focus Konstruksjon skal tilhøyre eit lasttilfelle, og det er difor ein fordel at desse definerast før lastene importerast. For de ulike lasttilfella skal det definerast lasttype, lastvarigheit og lastfaktor.

2.8.8 Lastkombinasjonar

Før ein statisk berekning kan gjennomførast må lastkombinasjonane som nyttast bli definert. Berekninga kan utførast for éin enkelt lastkombinasjon eller alle lastkombinasjonar i enten brudd- eller bruksgrensetilstanden. Focus Konstruksjon genererer alle lastkombinasjonar i samhøve med Eurokode EN 1990.

2.8.9 Berekingar

Focus Konstruksjon kan utføre fleire ulike analyser. Ved analyse av tretoppfytene er kun statisk berekning etter lineær teori nytta. Ved hjelp av lineær teorien kan Focus Konstruksjon berekne fleire lastkombinasjonar og danne ei omhyllingskurve for resultatata.

Lineær analyse

Ved lineær analyse etablerast det ein såkalla lineær stivleiksrelasjon. Denne stivleiksmatrisa er basert på *Timoshenkos bjelketeori* – der det i tillegg til bøyings- og aksialdeformasjon tas hensyn til skjærdeformasjonar.

Programmet bereknar følgande størrelser:

- Snittkreftene M_x , M_y , M_z , N og V_y , V_z i kvar segmentende.
- Opplager- og leddkrefter.

Korleis lese av resultatata frå analysen

Ved presentasjon av resultatet beskriver Focus Konstruksjon segmentenes snittkrefter slik:

Alle forskyvingar er positive i retning av positive globale akser, og rotasjonane er positive i høve til høgrehandsregelen. Snittkreftene refererer til elementets lokale akser. For eit bjelkeelement defineres positive snittkrefter som følgende [19]:

- *Aksialkrafta N er positiv som strekk.*
- *Torsjonsmomentet M_x er positiv når det gir rotasjon om lokal x -akse etter høyrehandsregelen.*
- *Bøyemomentet M_y er positivt når det gir rotasjon om lokal y -akse etter høyrehandsregelen.*

- *Bøyemomentet M_z er positivt når det gir rotasjon om lokal z-akse etter høyrehåndsregelen.*
- *Skjærkraften V_y er positiv når den vil dreie elementet om z-aksen mot høyrehåndsregelen.*
- *Skjærkraften V_z er positiv når den vil dreie elementet om y-aksen etter høyrehåndsregelen.*

2.8.9.1 Kontroll Treverk

Kontroll utført av Focus Konstruksjon for tresegmenter tar for seg [20]:

Kapasitetskontrollen som Focus Konstruksjon utfører i henhold til EN 1995-1-1 er organisert i tre uavhengige kontroller:

- 1. Bøyning og aksialkraft*
- 2. Skjær og torsjon*
- 3. Tverrstrekk*

2.8.9.2 Kontroll Stål

Kontroll utført av Focus Konstruksjon for stålsegmenter tar for seg [21]:

I bruddgrensetilstand er dimensjoneringskontrollene organisert i én tverrsnittskontroll og én stabilitetskontroll. Konstruksjonen dimensjoneres etter elastisitetsteorien eller plastisitetsteorien.

I bruksgrensetilstand skal konstruksjonen kontrolleres for

- *Deformasjoner som har betydning for den normale bruk av konstruksjonen eller byggverket*
- *Vibrasjoner eller svingninger som gir ubehag eller påvirker bruk av konstruksjonen eller byggverket*
- *Lokale skader som har betydning for konstruksjonens eller byggverkets levetid*

2.9 Elementmetoden

Først og fremst er matrisestatikk ein kompakt og programmeringsvennleg formulering av hovudsakleg forskyvingsmetoden og, i liten grad, kraftmetoden. Matrisestatikken generaliserer omgrep som fridomsgrad, element, knutepunkt, stivheit og fleksibilitet [22, s. 1].

Elementmetoden er ein generalisering av matrisestatikken til 2D- og 3D-elementer. I motsetning til matrisestatikken som representerer ei eksakt løysing, vil elementmetoden med problem som krevjar 2D- og/eller 3D-elementer innebere ei tilnærma løysing. Elementmetoden er i dag ein av dei viktigaste løysingsmetodane for problem som matematisk lar seg beskrive av differensiallikningar [22, s. 1].

3 METODE

Problemstillinga krevjar mykje berekningar, og det har difor blitt utarbeida egne kapittel som tar for seg lastberekning og framstilling av FEM-modellen.

Laster – dette kapittelet tar for seg framgangsmåte for berekning av laster som er sentrale for resultatet.

FEM-modell – dette kapittelet gjer greie for framstilling av FEM-modellen i Focus Konstruksjon, samt lastkombinasjonane.

3.1 Litteraturstudie

I oppgåva har det blitt gjennomført innsamling av relevant informasjon ved hjelp av litteratursøk. Informasjonen hentast frå fagbøker eller gjennom søking i søketenester, og blir deretter kategorisert i referanseprogrammet Zotero. I denne oppgåva er søketenestane som blir nytta:

- Standard.no – for å finne relevante standardar for prosjektoppgåva. Alle berekningane er hovudsakleg basert på Norsk Standard.
- Byggforsk.no – for å finne relevant rettleiing for utforming og utføring av konstruksjonar.
- Oria – for å søke etter relevante fagbøker eller pensumlitteratur.

Ytterlegare informasjon har vore henta frå:

- Konstruksjonssikkerhet og belastning. Kompendium i Lastberegning [2].
- Håndbok 5 Trehus [3].
- Elementmetoden for stav- og bjelkesystemer [22].
- Dimensjonering av stålkonstruksjoner [23].

3.2 Framgangsmåte

I dette delkapittelet beskrivast framgangsmåten som førte til resultatet av prosjektoppgåva. Framgangsmåten presenterast i tre trinn i kronologisk rekkefølge, men desse trinna kan overlappe i tid og arbeid.

3.2.1 Trinn 1 – Teorigrunnlag og informasjonsinnhenting

I dette trinnet bestod arbeidet hovudsakleg av å sette seg inn i oppgåva, og å finne relevant informasjon. Dette innebar innhenting av informasjon om trekonstruksjonar, laster og woodnest

1. Prosjektoppgåvas teoretiske grunnlag er beskriven i kapittel 2.

3.2.2 Trinn 2 – Avgrensing, berekning og modellering

I trinn 2 består arbeidet av å gjennomføre lastberekningar og modellering som er relevant for resultatet. Prosjektoppgåvas avgrensingar er bestemt i samarbeid med rettleiarar frå NTNU og Nordplan. Avgrensingane inneber hovudsakleg fokus på eigen-, vind- og snølaster, i tillegg til utforming av bæresystem.

Alle berekningar er utført i samsvar med pensumlitteratur og Norsk Standard. Metode for berekning av laster er beskriven i kapittel 4.

Utforming av FEM-modell er for det meste basert på prøving- og feilingsmetoden. Versjonane av bæresystemet som ikkje oppfylte krav til kapasitet og forskyving blei eliminert, medan bæresystem som oppfylte krava blei ivaretatt.

3.2.3 Trinn 3 – Analysering og samanlikning av resultat

I dette trinnet skal FEM-modellens analyse drøftast og samanliknast. Her ble det valt kva materiale og utforming som var mest ideell for dei berekna lastene. Basert på desse svara ble oppgåva avslutningsvis oppsummert og konkludert.

4 LASTER

På grunn av tretopphyttenes utforming og plassering vil den vere påkjent av diverse naturlaster i tillegg til si eigenvekt. Dette kapittelet tar for seg både metoden og resultatene for berekning av eigen-, vind- og snølast, samt vekta av eit badekar.

4.1 Eigenlast

Dette kapitelet tar for seg berekning av eigenlasta. Alle berekningar i dette kapittelet er gjennomført i samsvar med NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 (Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, eigenvekt og nyttelaster i bygninger). Ved berekning av eigenlast blir materialets tettheit, tverrsnitt og lastbreidde nytta.

4.1.1 Grunnverdiar

Treet blir påverka av eigenlasta til tretopphytta. Tretopphytta er samansett av fleire konstruksjonsdelar, som stålrøyr, golvbjelkar, veggjar, vindauge og tak, i tillegg til ein gangveg.

4.1.2 Eigenlast for golv

Ved berekning av eigenvekta til golvet nyttast Byggforsks eigenlaster for standard etasjeskiljar [24]. Byggforsk bereknar eigenlaster ut frå konstruksjonens oppbygning og materialets tyngdetettheit og dimensjon. Golvets eigenvekt bestemast etter likning (1). Grunnverdiane til likning (1) er beskriven i Tabell 9.

$$G_{golv} = g_{etasjeskiljar} \cdot A_{golv} \quad (1)$$

Tabell 9. Grunnverdiar for likning (1).

Faktor	Betydning	Verdi
$g_{etasjeskiljar}$	Eigenlast for standard etasjeskiljar	1,0 kN/m ²
A_{golv}	Areal av golvflata	15 m ²

4.1.3 Eigenlast for vegg og vindaug

Berekning av areal av yttervegg og vindaug er utført ved hjelp av Nordplans plan-, snitt- og fasadeteikningar. Diverse mål er tilnærma, og sluttsvaret vil difor ikkje nødvendigvis være fullstendig. Verdien av eigenlasta for begge konstruksjonsdelane er henta frå Byggforsk [24]. Eigenvekt av yttervegg bestemast med likning (2), med tilhøyrande grunnverdiar forklart i Tabell 10. Eigenvekt av vindaug bestemast ved hjelp av likning (3). Grunnverdiene til likning (3) er vist i Tabell 11.

$$G_{vegg} = g_{vegg} \cdot A_{vegg} \quad (2)$$

$$G_{vindaug} = g_{glas} \cdot A_{vindaug} \quad (3)$$

Tabell 10. Grunnverdiar for likning (2).

Faktor	Betydning	Verdi
g_{vegg}	Eigenlast av yttervegg. Verdien er gjeldande for standard yttervegg av 198 mm bindingsverk.	0,5 kN/m ²
A_{vegg}	Areal av yttervegg.	21,2 m ²

Tabell 11. Grunnverdiar for likning (3).

Faktor	Betydning	Verdi
g_{glas}	Eigenlast av vindaug. Verdien er gjeldande for 3-lags energiglas.	0,3 kN/m ³
A_{vindu}	Areal av vindauga.	14,8 m ²

4.1.4 Eigenlast for stålrør

Berekning av eigenvekta til stålrøret er basert på stålets volum og tyngdetettleik. Stålrørets volum er berekna ved hjelp av 3D-modellen, ved å dele stålrøret opp i fleire komponentar. Tyngdetettleiken er henta frå det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Eigenvekta til stålrøret bestemast etter likning (4). Grunnverdiane i likning (4) er definert i Tabell 12.

$$G_{stål} = \gamma_{stål} \cdot V_{stål} \quad (4)$$

Tabell 12. Grunnverdier for likning (4).

Faktor	Betydning	Verdi
$\gamma_{stål}$	Tyngdetettleiken av stål	77 kN/m^3
$V_{stål}$	Volum av stålrøret.	$0,072 \text{ m}^3$

4.1.5 Eigenlast tak

Ved berekning av eigenvekt til tak nyttast Byggforsks eigenlast for tretak. Denne verdien er avhengig av type taktekning og undertak, og i denne oppgåva blir typen «Asfalttakbelegg og undertak av plater eller bord av tre» nytta [24]. Eigenlast av taket skal i teorien ikkje kombinerast med snølast, men blir det i Focus Konstruksjon pga. at eigenvekta av konstruksjonen er ein samla verdi. Takets eigenvekt bestemast ved hjelp av likning (5). Grunnverdiane til likning (5) er gitt i Tabell 13.

$$G_{tak} = g_{tak} \cdot A_{tak} \quad (5)$$

Tabell 13. Grunnverdiar for likning (5).

Faktor	Betydning	Verdi
g_{tak}	Eigenlast av tretak	$0,7 \text{ kN/m}^2$
A_{tak}	Areal av takflate	15 m^2

4.1.6 Eigenlast tre og trekrone

I dette prosjektet er det antatt at lasta frå trekrone ikkje påverkar sjølve treet eller trehytta. Det forventast at treet er sunt og frisk, med ein god stamme som kan stå lenge. Med dette forventast det at treet har fastleiksklassen C24 (Heiltre) og ein diameter på omtrent $d = 300 \text{ mm}$.

4.1.7 Eigenlast trapp

Ved berekning av eigenvekta til trappa nyttast volum og tyngdetettleik. Frå Tabell A.3 i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 nyttast tyngdetettleiken for *homogent limtre GL28h* [13]. Eigenvekta til trappa bestemmast ved hjelp av likning (6). Grunnverdiane til likning (6) er gitt i Tabell 14.

$$G_T = \gamma_{GL28h} \cdot V_T \quad (6)$$

Tabell 14. Grunnverdiane for likning (6).

Faktor	Betydning	Verdi
γ_{GL28h}	Tyngdetettleik av limtre	4 kN/m^3
V_T	Samla volum av bjelkesystemet til trappa.	$0,54 \text{ m}^3$

4.1.8 Berekna verdiar

Tabell 15 viser resultatet av handberekningane til eigenlasten for tretopphytta, medan Tabell 16 viser resultatet for eigenlasta til trappa.

Tabell 15. Eigenlast av tretopphytta.

Konstruksjonsdel		Handberekning
Eigenvekt tak	G_{tak}	10,50 kN
Eigenvekt golv	G_{golv}	15,0 kN
Eigenvekt vindaug	$G_{vindaug}$	4,40 kN
Eigenvekt stålkonstruksjon	$G_{stål}$	5,54 kN
Eigenvekt yttervegg	G_{vegg}	10,60 kN
Total eigenlast for tretopphytte	G	46,04 kN

Tabell 16. Eigenlast av gangveg.

Last		Handberekning
Total eigenlast for trapp	G_T	2,16 kN

Sjå *Vedlegg A* for meir detaljert berekning av eigenlastene.

4.2 Vindlaster

Berekning av vindlaster er gjort i samsvar med NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 (Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster). Vindlast er ein variabel last som er avhengig av bygningens geometri, terreng, plassering og årstid. Berekningane er hovudsakleg utført ved hjelp av handberekningar. Handberekningane er vist i *Vedlegg B2* og er basert på metodane gitt i dette kapittelet.

4.2.1 Vindkasthastighetstrykket

Vindkasthastighetstrykk er ein kortvarig maksverdi av vindens hastighetstrykk og er gitt ved likning (7). Forklaring av faktorar i likning (7) er gitt i Tabell 17.

$$q_p = 0,625 \cdot v_p^2 \quad (7)$$

Tabell 17. Forklaring av faktor i likning (7).

Faktor	Betydning	Verdi
v_p	Vindkasthastigheita, altså det forsterka vindtrykket som oppstår i kortvarige vindkast.	Sjå 4.2.1.6

4.2.1.1 Referansevindhastigheita

Referansevindhastigheita er den gjennomsnittlege vindhastigheita i ein 10 minutt periode i ein høgde på 10 meter over eit flatt landskap med spreidd småbusetnad eller trær, med ein årleg sannsyn for overskriding på 0,02 [2, s. 57]. Referansevindhastigheita er avhengig av geografisk lokalisering. Tabell NA.4(901.1) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-4 gir verdiane for referansevindhastigheita for alle landets kommunar. Tabell 18 viser referansevindhastigheita i prosjektområdet.

Tabell 18. Referansevindhastighet $v_{b,0}$ for Stranda kommune. Verdien er henta frå NA.4(901.1) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-4.

Kommune	$v_{b,0}$	Fylke
Stranda	26 m/s	Møre og Romsdalen

4.2.1.2 Basisvindhastigheita og retningsfaktoren

Ved berekning av basisvindhastigheita v_b innfører man korreksjonar for vindretninga, årstidsvariasjonen, stadens høgde over havet, og eventuelt det akseptable sannsynet for overskriding av maksimalhastigheita. Basisvindhastigheita bereknast ved hjelp av likning (8). Faktorane i likning (8) forklarast i Tabell 19.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (8)$$

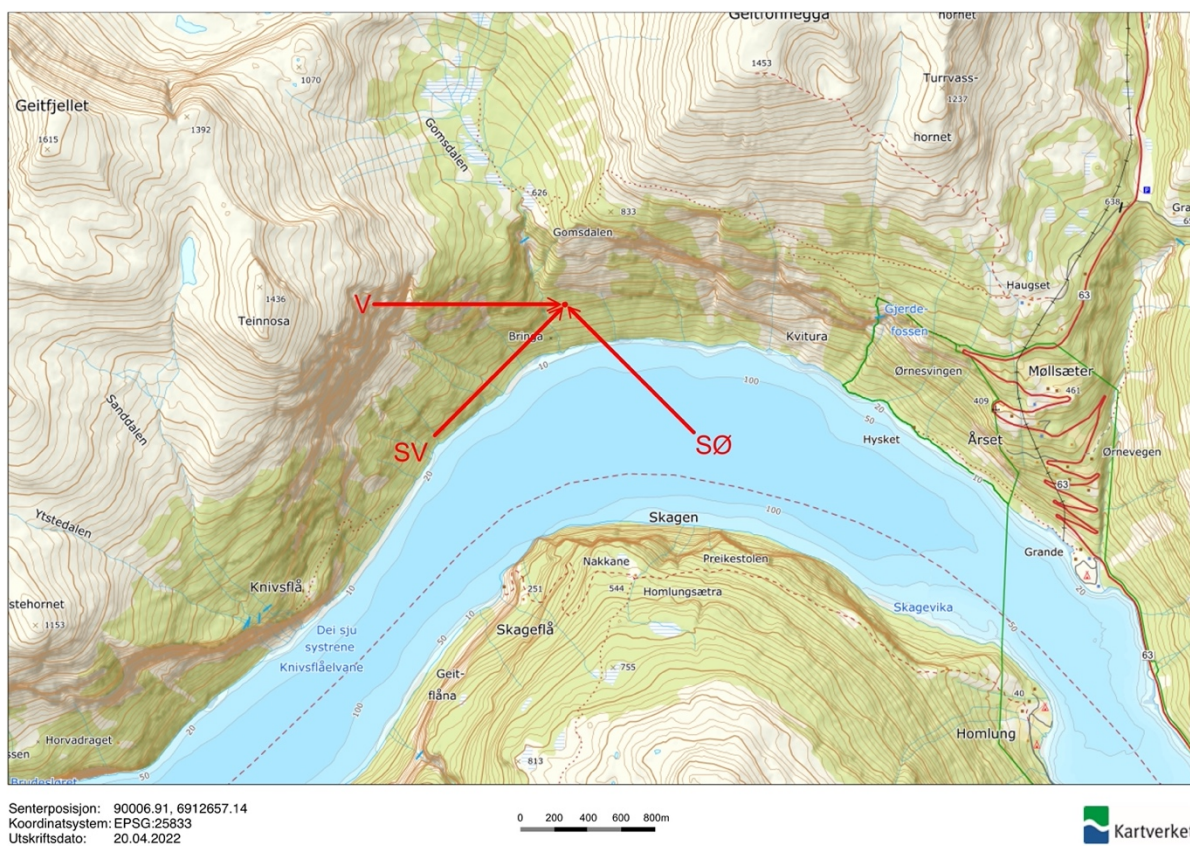
Tabell 19. Forklaring av faktorane i likning (8).

Faktor	Forklaring	Verdi	Grunnlag
c_{dir}	Retningsfaktoren som vanlegvis settast lik 1,0 med mindre andre verdiar blir gitt av NA.4.2(2) P(901.1).	1,0	Sjå Tabell 20 for verdiane som blir nytta i denne oppgåva.
c_{season}	Årstidsfaktoren som vanlegvis settast lik 1,0. Lågare verdiar for enkelte sektorar er angitt i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-4.	1,0	Konstruksjonen dimensjonerast for heile året.
c_{prob}	Faktor for returperioden. Denne brukast berre når returperioden er forskjellig frå det normale som er 50 år.	1,0	50 års returperiode.
c_{alt}	Nivåfaktoren som vanlegvis settast lik 1,0. Bestemast av likning (9).	1,0	Høgda til prosjektområdet ligger under tregrensenivået H_0 som er 900 m i Sør-Noreg.
$v_{b,0}$	Referansevindhastigheita.	26 m/s	Sjå 4.3.1.1.

Det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-4 gir ein reduksjon i basisvindhastigheita i enkelte sektorar ved at $c_{dir} < 1,0$. Dette tas i betraktning ved fastsetjing av tretoppfyttenes retning. Retningsfaktorane nytta i denne oppgåva er vist i Tabell 20. Figur 16 viser dei dominerande vindretningane i prosjektområdet, basert på Tabell 20.

Tabell 20. Retningsfaktor c_{dir} . Verdiane er henta frå tabell NA.4(901.4) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-4.

Fylke	N	NØ	Ø	SØ	S	SV	V	NV
Møre og Romsdal, Indre	0,7	0,6	0,9	1,0	0,9	1,0	1,0	0,8



Figur 16. Dominerende vindretningar i prosjektområdet [25].

$$c_{alt} = \begin{cases} 1,0 & ; \text{for } v_{b,0} \geq v_0 \\ 1,0 + \frac{(v_0 - v_{b,0})(H - H_0)}{v_{b,0}(H_{topp} - H_0)} & ; \text{for } v_{b,0} < v_0 \end{cases} \quad (9)$$

4.2.1.3 Stadvindshastigheita

Stadvindshastigheita $V_m(z)$ er basisvindshastigheita modifisert etter terrengruleik, terrengform og høgda over terrenget, og gir eit betre bilete på vinden i prosjektområdet. Stadvindshastigheita er gitt ved likninga (10). Faktorane i likning (10) er forklart i Tabell 21.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (10)$$

Tabell 21. Forklaring av faktorane i likning (10).

Faktor	Forklaring
$c_r(z)$	Ruleiksfaktoren, som angir variasjonar i stedsvindshastigheita. Bestemmast av likning (11) og (12).
$c_0(z)$	Terrengformfaktoren, som vanlegvis settast lik 1,0 med mindre annet er angitt i det nasjonale tillegget.
v_b	Basisvindshastigheita, bestemmast av likning (8).

4.2.1.4 Terrengruleik

Terrengruleik er ein faktor som brukast for å finne stadvindshastigheita. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 definerer fem kategoriar for terrengruleik, vist i Tabell 22.

Tabell 22. Terrengruleikskategoriar [2, s. 60].

Terrengruhet	Beskrivelse	k_r	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$
0	Åpent, opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2

II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområder der minst 15% av arealet er dekket med bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Granskogsområder.	0,24	1	16

For dette prosjektet har terrengruleik III «*Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområde eller skogsområder*» vore nytta.

Ruleiksfaktoren $c_r(z)$ angir variasjonen i stedsvindshastigheita på området, som følge av høgda over terrenget og terrengruleiken på losida av konstruksjonen. Ruleiksfaktoren bereknast etter likning (11) eller (12). Grunnverdiane er definert i Tabell 23.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \quad (11)$$

$$c_r(z) = k_r \cdot (z_{min}) \text{ for } z \leq z_{min} \quad (12)$$

Tabell 23. Grunnverdiane til likning (11) eller (12).

Faktor	Betydning	Verdi
k_r	Terrengruhetsfaktor	Sjå Tabell 22
z	Referansehøgda	8,0 m
z_0	Ruhetslengde	Sjå Tabell 22
z_{min}	Minste høgde	Sjå Tabell 22

4.2.1.5 Vindturbulens

Vindturbulens blir rekna som standardavviket av momentvindhatigheita dividert med middelvindhastigheita ved høgda z over terrenget. Turbulensintensiteten definerast med likning (13). Grunnverdiane til likning (13) er gitt i Tabell 24.

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (13)$$

Tabell 24. Grunnverdiane for likning (13).

Faktor	Betydning	Verdi
k_1	Turbulensfaktor, som oppgis i det nasjonale tillegget. Anbefalt verdi for turbulensfaktoren er 1,0.	1,0
$c_0(z)$	Terrengformfaktoren, som vanlegvis settast lik 1,0 med mindre annet er angitt i det nasjonale tillegget.	1,0
z	Referanseshøgda	8,0 m
z_0	Ruleikslengda	Sjå Tabell 22

4.2.1.6 Vindkasthastigheita

Vindkasthastigheita v_p er det forsterka vindtrykket som oppstår i kortvarige vindkast. Berekning av vindkasthastigheita utførast ved hjelp av likning (14). Faktorane i likning (14) er forklart i Tabell 25.

$$v_p = v_m(z) \cdot \sqrt{1 + 7 \cdot I_v(z)} \quad (14)$$

Tabell 25. Forklaring av faktorane i likning (14).

Faktor	Betydning	Verdi
$v_m(z)$	Stadvindhastigheita, bestemmast av likning (10).	Avhengig av retning
$I_v(z)$	Turbulensintensiteten, bestemmast av likning (13).	0,30

4.2.2 Resultat vindkasthastighetstrykk

Berekning av vindkasthastighetstrykket følger framgangsmåten beskrevet i delkapittel 4.2.1. Tabell 26 viser det endelige resultatet av vindkasthastighetstrykket gjennomført ved hjelp av handberegninger. Disse verdiane nyttast vidare i oppgåva ved utrekning av vindlast på tak og veggjar.

Tabell 26. Resultat av vindberekningar for diverse retningar.

Retning		Retningsfaktor c_{dir}	Basisvind- hastigheit v_b	Vindkast- hastigheit v_p	Vindkasthastigheits- trykk q_p
N	Nord	0,7	18 m/s	23 m/s	0,338 kN/m ²
NØ	Nordaust	0,6	16 m/s	20 m/s	0,249 kN/m ²
Ø	Aust	0,9	23 m/s	30 m/s	0,559 kN/m ²
S	Sør				
SØ	Søraust	1,0	26 m/s	33 m/s	0,690 kN/m ²
SV	Sørvest				
V	Vest				
NV	Nordvest	0,8	21 m/s	27 m/s	0,442 kN/m ²

4.2.3 Vindlast på veggane

Når vinden blåser mot en vegg i en bygning, vil den kunne utøve en belastning både på utsiden og på innsiden av veggen [2, s. 62]. Denne belastninga bereknast ved hjelp av likning (15) og (16). Faktorane i likning (15) og (16) er forklart i Tabell 27.

$$W_e = C_{pe} \cdot q_p \quad (15)$$

$$W_i = C_{pi} \cdot q_p \quad (16)$$

Tabell 27. Forklaring av faktorane i likning (15) og (16).

Faktor	Betydning
W_e	Utvendig vindlast
W_i	Innvendig vindlast.
C_{pe}	Formfaktor for utvendig vindlast mot veggen. Bestemast etter Tabell 29.
C_{pi}	Formfaktor for innvendig vindlast mot veggen. Denne formfaktoren settast normalt lik 0,2 (trykk) eller $-0,3$ (sug), avhengig av kva som skaper den mest ugunstige situasjonen.
q_p	Vindhastighetstrykket

Den innvendige vindlasta W_i kjem ikkje til å bli berekna i denne prosjektoppgåva, då konstruksjonen ikkje har noko opning i fasaden.

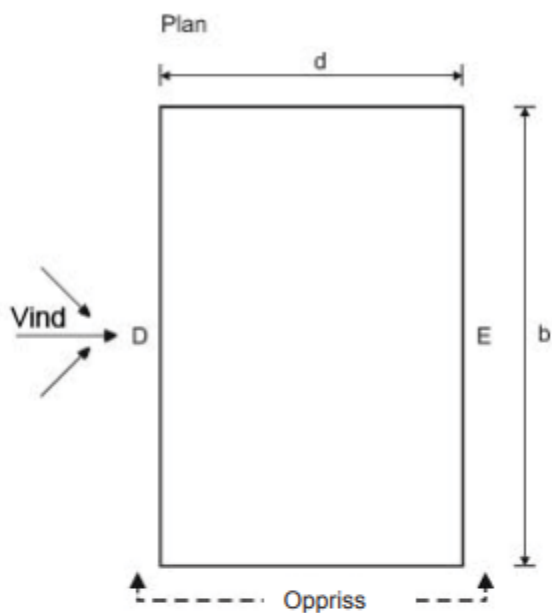
De utvendige formfaktorane er avhengig av bygningas utforming. I standarden nyttast det to formfaktorar – $c_{pe,1}$ og $c_{pe,10}$ – som er forklart i Tabell 28. For andre verdiar kan man berekne formfaktoren ved hjelp av likning (17).

$$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} \cdot A \quad (17)$$

Tabell 28. Ulike formfaktorer for utvendig vindlast mot vegg.

Faktor	Belasta areal
$c_{pe,1}$	$A \leq 1 \text{ m}^2$
$c_{pe,10}$	$A \geq 10 \text{ m}^2$
$c_{pe,n}$	$1 < A < 10 \text{ m}^2$. Bestemmas ved hjelp av likning (17).

Ved berekning av vindlast på veggane i tretoppfytene nyttast formfaktor-verdiane i Tabell 29. Ved vindlast på loside (sone D) vil det oppstå trykk, medan det på leside (sone E) oppstår sug. Lo- og leside er illustrert i Figur 17.



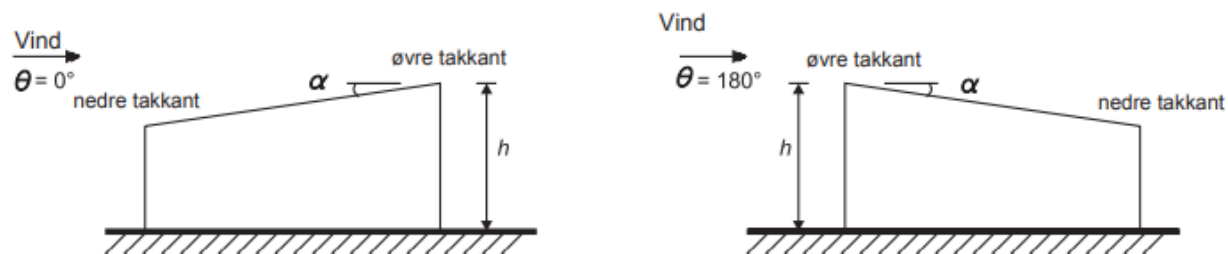
Figur 17. Vindlast på vegg, med D som loside og E som leside. Størrelsen e er den minste av b eller $2h$ [26, Fig. 7.5].

Tabell 29. Utvendig formfaktor for vertikale veggar i rektangulære bygningar. Verdiane er henta frå Tabell 7.1 NS-EN 1991-1-4

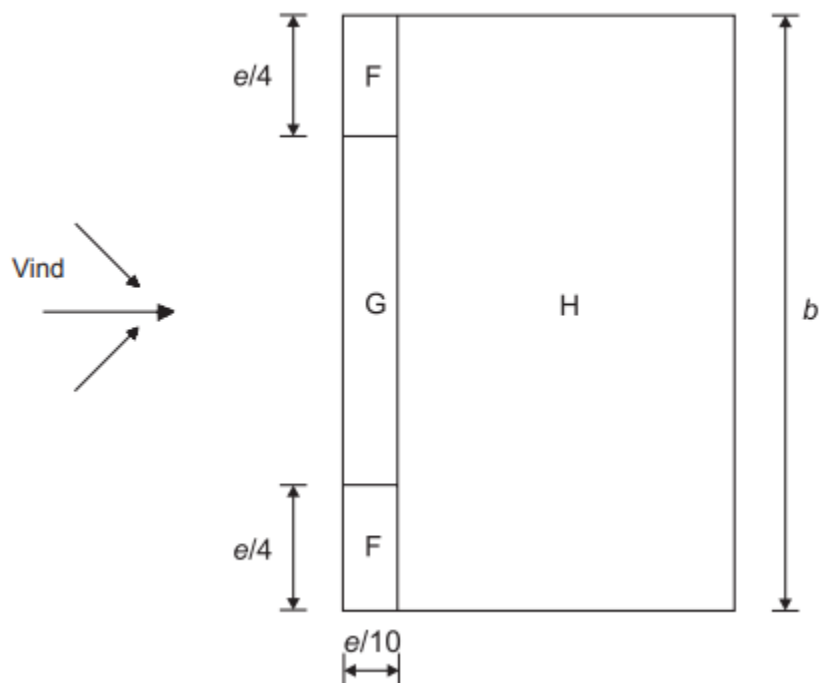
Sone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	

4.2.4 Vindlast på tak

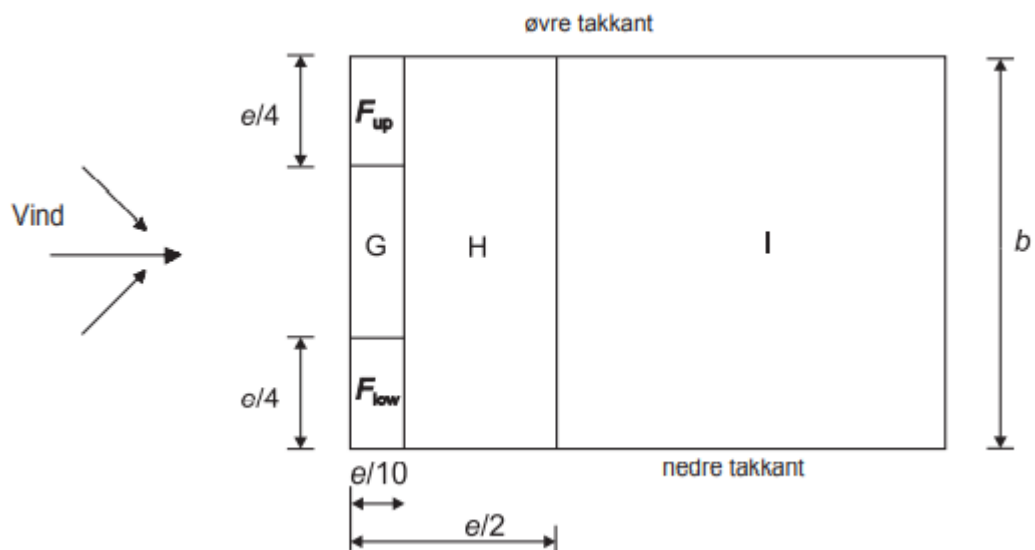
Det kan oppstå både trykk eller sug på taket slik som på veggane. Vindlasta er avhengig av takets utforming og vindretninga. For tretoppfytene blir berekningane utført for pulttak, illustrert i Figur 18. Taket delast opp i ulike soner med ulike formfaktorar. Soneinndelinga er illustrert i Figur 19 og Figur 20. Formfaktor-verdiane for desse sonene er gitt i Tabell 30 og Tabell 31.



Figur 18. Vinkelen α på pulttak [26, Fig. 7.7].



Figur 19. Soneinndeling av pulttak for vindretning $\theta = 0^\circ$ og $\theta = 180^\circ$. Størrelsen e er den minste av b eller $2h$ [26, Fig. 7.7]



Figur 20. Soneinndeling av pulttak for vindretning $\theta = 90^\circ$. Størrelsen e er den minste av b og $2h$ [26, Fig. 7.7].

Tabell 30. Utvendig formfaktor for pulttak med vindretning 0° og 180° [26].

Tak- vinke α	Sone for vindretning $\theta = 0^\circ$						Sone for vindretning $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tabell 31. Utvendig formfaktor for pulttak med vindretning 90° [26].

Tak- vinkel α	Sone for vindretning $\theta = 90^\circ$									
	$F_{høy}$		F_{lav}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2

30 °	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45 °	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60 °	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75 °	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

4.2.5 Resultat vindlastberegning

Metode for beregning av vindlast er beskrevet i delkapittel 4.2.3 og 4.2.4. *Vedlegg B2* viser utrekning av vindlaster.

4.2.5.1 Vindlast på vegg

Tabell 32 viser vindlastene på fasadene av tretopphyttene.

Tabell 32. Resultat av flatelastene.

Vindretning	Fasade	Flatelast			
Søraust	Front			Total utvendig vindlast	
		Trykk (+)	0,552 kN/m ²	0,897 kN/m²	
		Sug (-)	0,345 kN/m ²		
Sørvest	Venstre side			Total utvendig vindlast	
		Trykk (+)	0,552 kN/m ²	0,897 kN/m²	
		Sug (-)	0,345 kN/m ²		
Nordaust	Høgre side			Total utvendig vindlast	
		Trykk (+)	0,199 kN/m ²		

		Sug (-)	0,125 kN/m ²	0,324 kN/m²
Nordvest	Bak			Total utvendig vindlast
		Trykk (+)	0,354 kN/m ²	0,575 kN/m²
		Sug (-)	0,221 kN/m ²	

4.2.5.2 Vindlast på tak

Tabell 33 viser resultatet av de utvendige vindlastene på taket. Positiv vindlast betyr trykk, medan negativ vindlast betyr sug.

Tabell 33. Resultat av vindlaster på taket.

Vindretning	Utvendig vindlast		
Søraust	Sone F	-0,759 kN/m ² (sug)	
	Sone G	-0,552 kN/m ² (sug)	
	Sone H	-0,552 kN/m ² (sug)	
Sørvest	Sone F _{opp}	-1,45 kN/m ² (sug)	

BACHELOROPPGÅVE

	Sone F _{ned}	$-0,90 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
	Sone G	$-1,04 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
	Sone H	$-0,69 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
	Sone I	$-0,55 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
Nordaust	Sone F _{opp}	$-0,52 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
	Sone F _{ned}	$-0,32 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
	Sone G	$-0,37 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
	Sone H	$-0,25 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
	Sone I	$-0,20 \text{ kN/m}^2$ (sug)	
Nordvest	Sone F	$0,309 \text{ kN/m}^2$ (trykk)	

	Sone G	0,309 kN/m ² (trykk)	
	Sone H	0,177 kN/m ² (trykk)	

4.2.6 Vindkraft på trehytte

Vindkrefter for ein konstruksjon eller konstruksjonsdel kan bestemast enten ved å berekne krefter ved hjelp av kraftfaktorar eller ved å berekne krefter frå overflatetrykk. For tretopphytta er vindkrafta berekna ved hjelp av sistnemnde metode. Utvendig vindkraft bestemast etter likning (18). Grunnverdiene for likning (18) er gitt i Tabell 34.

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot A_{ref} \cdot \sum_{\text{overflater}} w_e \quad (18)$$

Tabell 34. Grunnverdiar for vindkraft på tretopphytte.

Faktor	Betydning	Verdi
$c_s c_d$	Konstruksjonsfaktor omfattar <ul style="list-style-type: none"> - c_s som tar hensyn til vindpåverknader frå ikkje-samtidige vindkasthastighetstrykk på overflata - c_d som tar hensyn til svingingar i konstruksjonen som følge av turbulens 	1,0
A_{ref}	Referansearealet av overflata	-
w_e	Utvendig trykk på overflata ved høgde z_e	Sjå likning (15)

Konstruksjonsfaktoren bestemast ved hjelp av NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: «*For bygninger med en høyde mindre enn 15 m kan verdien av $c_s c_d$ settes lik 1*» [26].

4.2.7 Vindkraft på trekrone

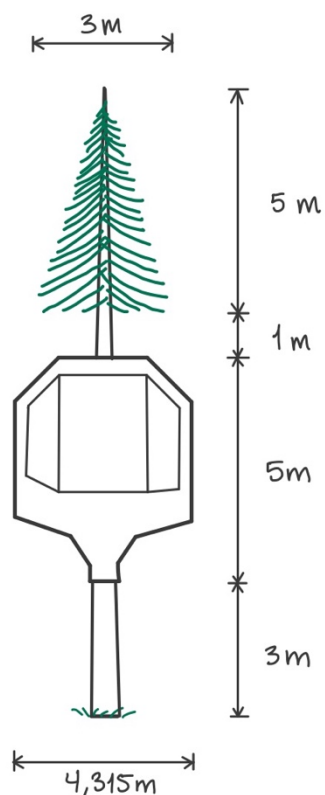
I motsetning til vindkraft på trehytta blei vindkraft på trekrone bestemt ved hjelp av kraftfaktorar. Vindkrafta bereknast etter likning (19). Faktorane i likning (19) er gitt i Tabell 35.

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} \quad (19)$$

Tabell 35. Forklaring av faktorane i likning (19).

Faktor	Betydning
$c_s c_d$	Konstruksjonsfaktor, definert i Tabell 34.
c_f	Kraftfaktor for konstruksjon eller konstruksjonsdel. Bereknast etter likning (20).
q_p	Vindkasthastighetstrykket, definert i 4.2.1.
A_{ref}	Referansearealet av overflata

Fasaden av konstruksjon inkludert trekrone og mål er illustrert i Figur 21.



Figur 21. Fasade av tretopphytte inkludert trestamme og -krone.

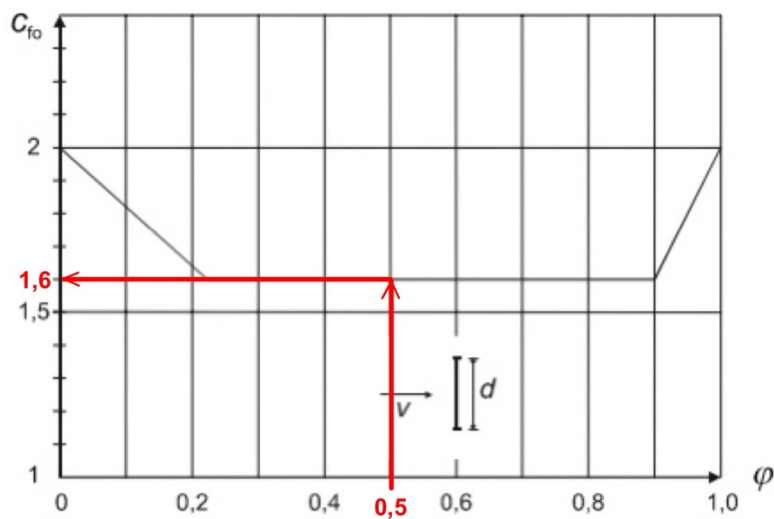
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 gir ingen informasjon om berekning av krefter på trær. Ved fastsetjing av kraftfaktoren brukast difor standard for fagverkskonstruksjonar og stilaser. Kraftfaktoren bereknast etter likning (20). Forklaring av faktorane i likning (20) er gitt i Tabell 36. Det antas at trekrona har eit massivitetsforhald på $\varphi = 0,5$, det vil seie at omtrent halvparten av vinden går tvers gjennom trekrona. Dette illustrerast i Figur 24.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (20)$$

Tabell 36. Forklaring og verdi av faktorane som inngår i likning (20).

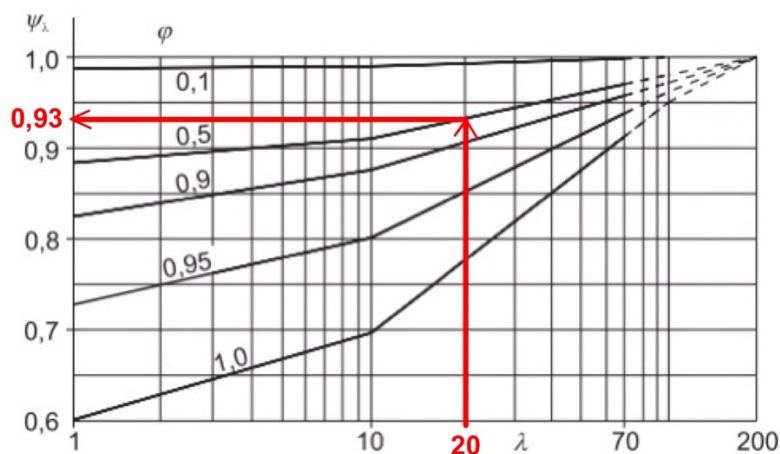
Faktor	Betydning	Verdi
$c_{f,0}$	Kraftfaktor for fagverkskonstruksjonar og stilaser utan endeeffektar. Fastsetjast i Figur 22.	1,6

ψ_λ	Endeffekt faktoren som funksjon av konstruksjonens slankheit. Fastsetjast i Figur 23.	0,93
----------------	---	------

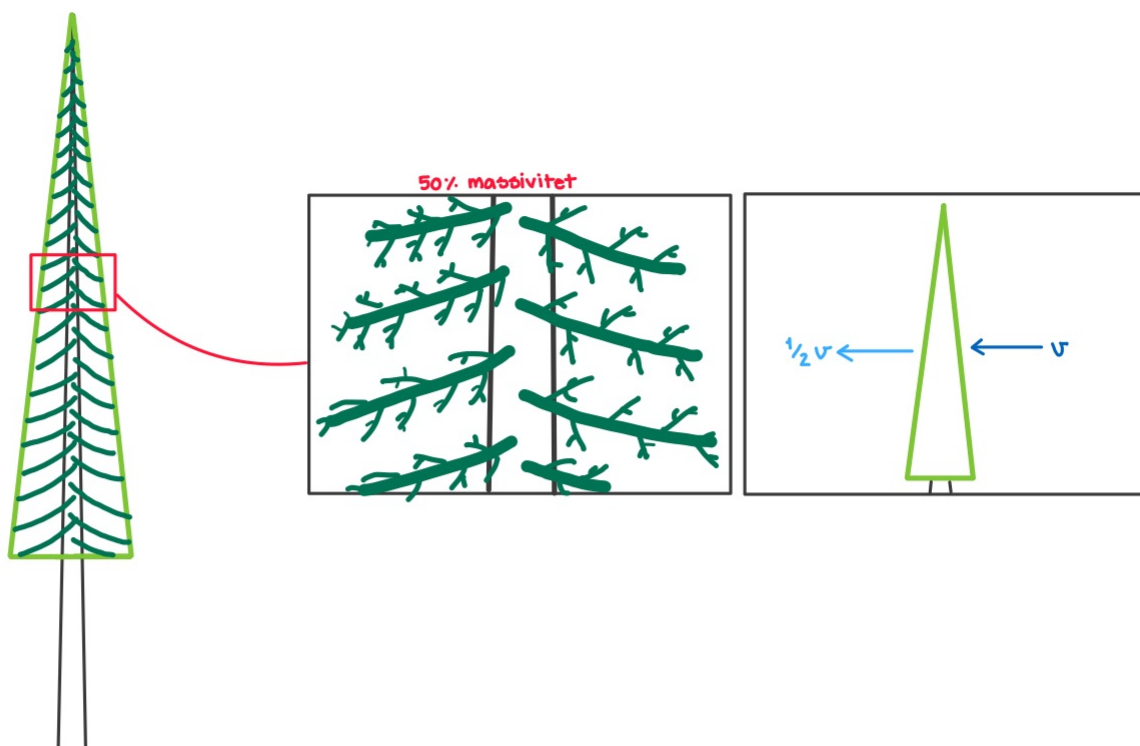


Figur 22. Fastsetjing av kraftfaktoren $c_{f,0}$ vha. massivetsforholdet. Figur 7.33 fra NS-EN 1991-1-4 [26].

Endeffekt faktoren tek hensyn til den reduserte vindmotstanden for konstruksjonen forårsaka av vindstrøm rundt enden. Endeffekt faktoren fastsetjast som funksjon av eit slankheitsforhold, og bestemast etter Figur 23.

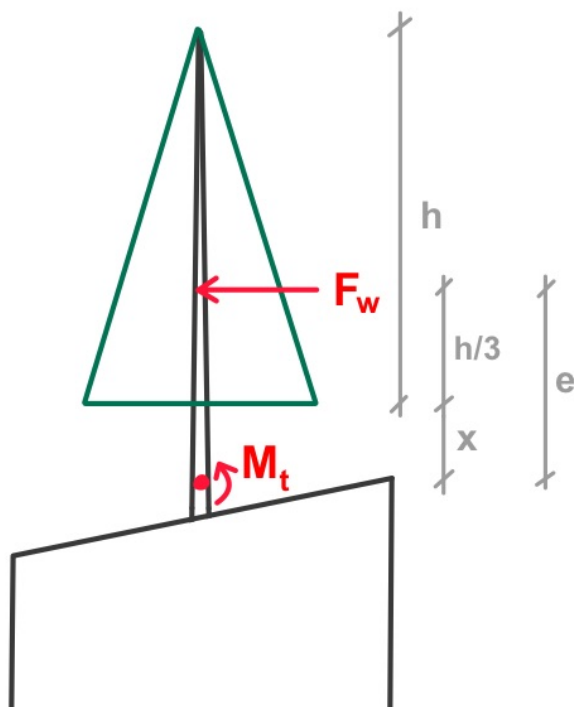


Figur 23. Fastsetjing av endeffekt faktor. Figur 7.36 frå NS-EN 1991-1-4 [26].



Figur 24. Illustrasjon av masseivitetsforholdet til trekrona.

Ved framstilling av FEM-modell av konstruksjonen vil ikkje trekrona bli modellert. Vindkraft på trekrona blir difor omgjort til moment ved hjelp av eksentrisitet, og vil verke i toppunktet av konstruksjonen, som illustrert i Figur 25. Momentet frå trekrona bestemast ved hjelp av likning (21). Grunnverdiane til likning (21) og Figur 25 er gitt i Tabell 37.



Figur 25. Omgjering av vindkraft på trekrone til moment i toppen av konstruksjon. Verdiar på mål er gitt i Tabell 37.

$$M_t = F_w \cdot e \quad (21)$$

Tabell 37. Grunnverdiar for likning (21) og Figur 25.

Faktor	Betydning	Verdi
F_w	Vindkraft på trekrone	Sjå likning (19)
h	Total høgde av trekrone	5 m
x	Avstand mellom konstruksjon og trekrone	1 m
e	Eksentrisitet	$\left(\frac{h}{3} + x\right) \approx 2,7 \text{ m}$

4.2.8 Resultat vindkraftberegninger

Metode for utrekning av vindkraft er beskrevet i delkapittel 4.2.6 og 4.2.7. Sjå *Vedlegg B2* for berekning av vindkraft.

4.2.8.1 Vindkraft på tretopphytte

Resultat av vindkraftberekning for tretopphyttene er vist i Tabell 38.

Tabell 38. Resultat av vindkraftberekning på tretopphyttene.

Vindretning	Fasade	Vindkraft		
Søraust	Front			Total vindkraft
		Trykk (+)	9,53 kN	15,48 kN
		Sug (-)	5,95 kN	
Sørvest	Venstre side			Total vindkraft
		Trykk (+)	11,25 kN	18,28 kN
		Sug (-)	7,03 kN	
Nordaust	Høgre side			Total vindkraft
		Trykk (+)	4,06 kN	6,59 kN
		Sug (-)	2,54 kN	
Nordvest	Bak			Total vindkraft
		Trykk (+)	6,11 kN	9,92 kN
		Sug (-)	3,81 kN	

4.2.8.2 Vindkraft på trekrone

Tabell 39 viser resultatet av vindkraftberegningane på trekrone.

Tabell 39. Resultat av vindkraft på trekrone som moment ved toppen av konstruksjonen.

Vindretning	Vindkraft F_w	Moment M_t
Søraust	7,70 kN	20,5 kNm
Sørvest	7,70 kN	20,5 kNm
Nord aust	2,78 kN	7,4 kNm
Nord vest	4,93 kN	13,2 kNm

4.3 Snølast

Berekning av snølast er gjort etter NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 (Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølast). Berekningane er gjennomført ved handberekning, i Excel, samt i Focus Konstruksjon.

4.3.1 Snølast på mark

Snølast på mark er basert på eit sannsyn på 0,02 for at den ikkje overskridast eit enkelt år. Karakteristisk snølast på mark på eit byggested uttrykkast som s_k , og bestemast etter likning (22). Grunnverdiane for likning (22) er gitt i Tabell 40.

$$S_k = S_{k0} + n \cdot \Delta S_k \quad (22)$$

Tabell 40. Grunnverdiar for likning (22). Verdiane er henta frå tabell NA.4.1(901) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-3.

Faktor	Betydning	Verdi
S_{k0}	Grunnverdien for karakteristisk snølast i kommunen	4,5 kN/m ²
n	Tar hensyn til at byggestadets høgde er over kommunens høgdegrense	Sjå likning (23)
ΔS_k	Snølasttillegg per 100 m	1,0 kN/m ²

Vidare definerer likning (23) verdien av n , der n skal avrundast til nærmaste heiltal.

Grunnverdiane til likning (23) er gitt i Tabell 41.

$$n = \frac{H - H_g}{100} \quad (23)$$

Tabell 41. Grunnverdiane til likning (23). Verdien H_g er henta frå tabell NA.4.1(901) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-3.

Faktor	Betydning	Verdi
H	Byggestadets høgde over havet	203 moh.
H_g	Høgdegrensen for kommunen	150 moh.

4.3.2 Snølast på tak

Snølast på tak er blant annet avhengig av takets form, termiske eigenskapar og overflateruleik, avstand til nærliggande bygningar, varmegjennomgang i taket, omgivande terreng og lokalt meteorologisk klima [27].

Snølast på tak per m² horisontalprojeksjon bereknast etter likning (24). Grunnverdiane til likning (24) er gitt i Tabell 42.

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (24)$$

Tabell 42. Grunnverdier for likning (24).

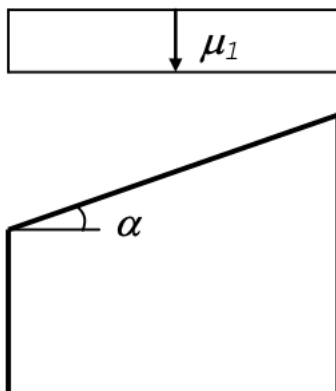
Faktor	Betydning	Verdi
μ	Formfaktor som tar hensyn til takformens geometri. Sjå Tabell 43.	0,8
C_e	Eksponeringsfaktor. Sjå Tabell 44.	1,0
C_t	Termisk faktor	1,0 ¹
S_k	Karakteristisk snølast på mark på byggestaden	Sjå likning (22)

Formfaktoren for taket finnes etter Tabell 43. Konstruksjonen er utforma som eit pulttak, og det blei difor berre nytta éin type lastfordeling, illustrert i Figur 26.

Taket har opphavleg to vinklar, men har framleis utforminga som eit pulttak. Snølasta bereknast difor for begge takvinklane, og den mest ugunstige verdien blir nytta vidare i modellen. Det vil seie at den lågaste takvinkelen blei nytta.

Med ein takvinkel på 10° veljast formfaktor μ_1 med verdi 0,8.

¹ Dersom varmegjennomgangskoeffisienten er mindre enn 1,0 W(m²K), eller auka isolering kan gi lågare verdi enn dette, burde C_t settast lik 1,0.



Figur 26. Snølastfordeling på pulttak [2, Fig. 7:2]

Tabell 43. Formfaktor for saltak, pulttak og sagtak [2].

Formfaktor	Takvinkel		
	$0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$\frac{0,8(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0
μ_2	$0,8 + \frac{0,8 \cdot \alpha}{30^\circ}$	1,6	–

Eksponeringsfaktoren C_e tar hensyn til at snølast på taket kan reduserast ved hjelp av sterk vind. Tretopphyttene held til i skrått skogsterreng, og det antas difor at konstruksjonen verken er særleg vindutsett eller vindskjerma. Eksponeringsfaktor er gitt i Tabell 44.

Tabell 44. Verdier for C_e for forskjellig topografi [27]. (Tabell NA.5.1)

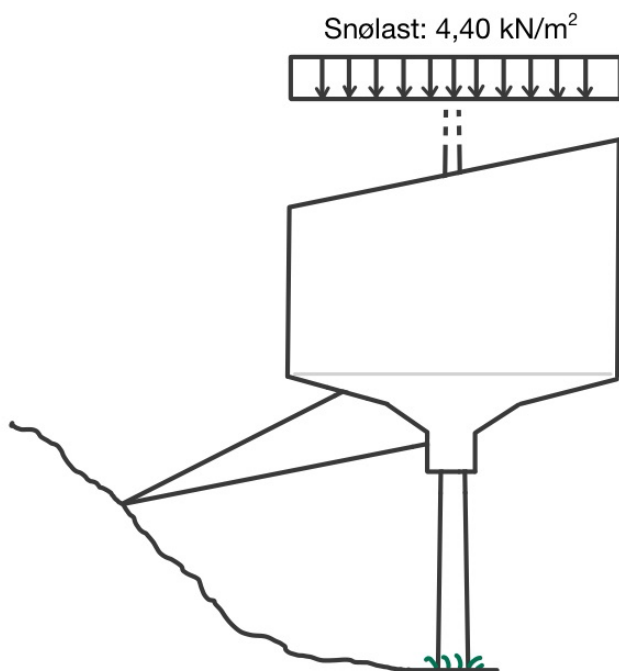
Topografi	C_e
Særlig sterkt vindutsatt ^a	0,8 ^d
Normal ^b	1,0
Skjermet ^c	1,2
<p>^a <i>Særlig vindutsatt topografi</i>: flate, frie områder der alle sidene er eksponert, og der terreng, høye trær eller byggverk ikke gir noen eller liten beskyttelse mot været.</p> <p>^b <i>Normal topografi</i>: områder der vinden i liten grad fjerner snø fra byggverk pga. terreng, andre byggverk eller trær.</p> <p>^c <i>Skjermet topografi</i>: områder der det aktuelle byggverket er betydelig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller høyere byggverk.</p> <p>^d Ved bruk av denne verdien forutsettes at normaltemperaturen for perioden januar-februar er lavere enn 0 °C samtidig som normalt minst 10 dager i samme periode har minst én forekomst av 10 minutters middelvind over 8 m/s, samt at takets lengste sidekant ikke overskrider 50 meter.</p>	

4.3.3 Berekna verdier

Metode for utrekning av snølast er beskrevet i delkapittel 4.3.1 og 4.3.2. Sjå *Vedlegg B1* for berekning av snølast på tak. Tabell 45 og Figur 27 viser resultatet av snølastberekninga.

Tabell 45. Berekna snølast for tretopphytte og gangveg frå handberekning og Focus Konstruksjon.

Snølast på tak	Handberekningar	Focus Konstruksjon
Tretopphytte	4,40 kN/m ² 66,0 kN	-
Gangveg	4,40 kN/m	4,40 kN/m



Figur 27. Snølast på taket.

4.4 Badekar

Som vist i planteikningane frå Nordplan er tretopphyttene utstyrt med eit badekar. Når dette badekaret er oppfylt med vatn vil konstruksjonen oppleve betydeleg auking av vekt. Vekta av det fulle badekaret bereknast ved hjelp av badekarets volum og tyngdetettleika til vatn, som vist i likning (25). Grunnverdiane til likning (25) er gitt i Tabell 46.

$$B = \gamma_{\text{vatn}} \cdot V_B \quad (25)$$

Tabell 46. Grunnverdiane i likning (25).

Faktor	Betydning	Verdi
V_B	Volum av badekaret	$1,50 \text{ m}^3$
γ_{vatn}	Tyngdetettleik til vatn	1000 kg/m^3

4.4.1 Berekna verdi

Vekta av det fulle badekaret er vist i Tabell 47. Denne verdien nyttast i Focus Konstruksjon som ei korttidslast. Lasta frå badekaret plasserast som ei vertikal punktlast sentrisk i trestammen/stålrøyret.

Tabell 47. Vekt av fullt badekar.

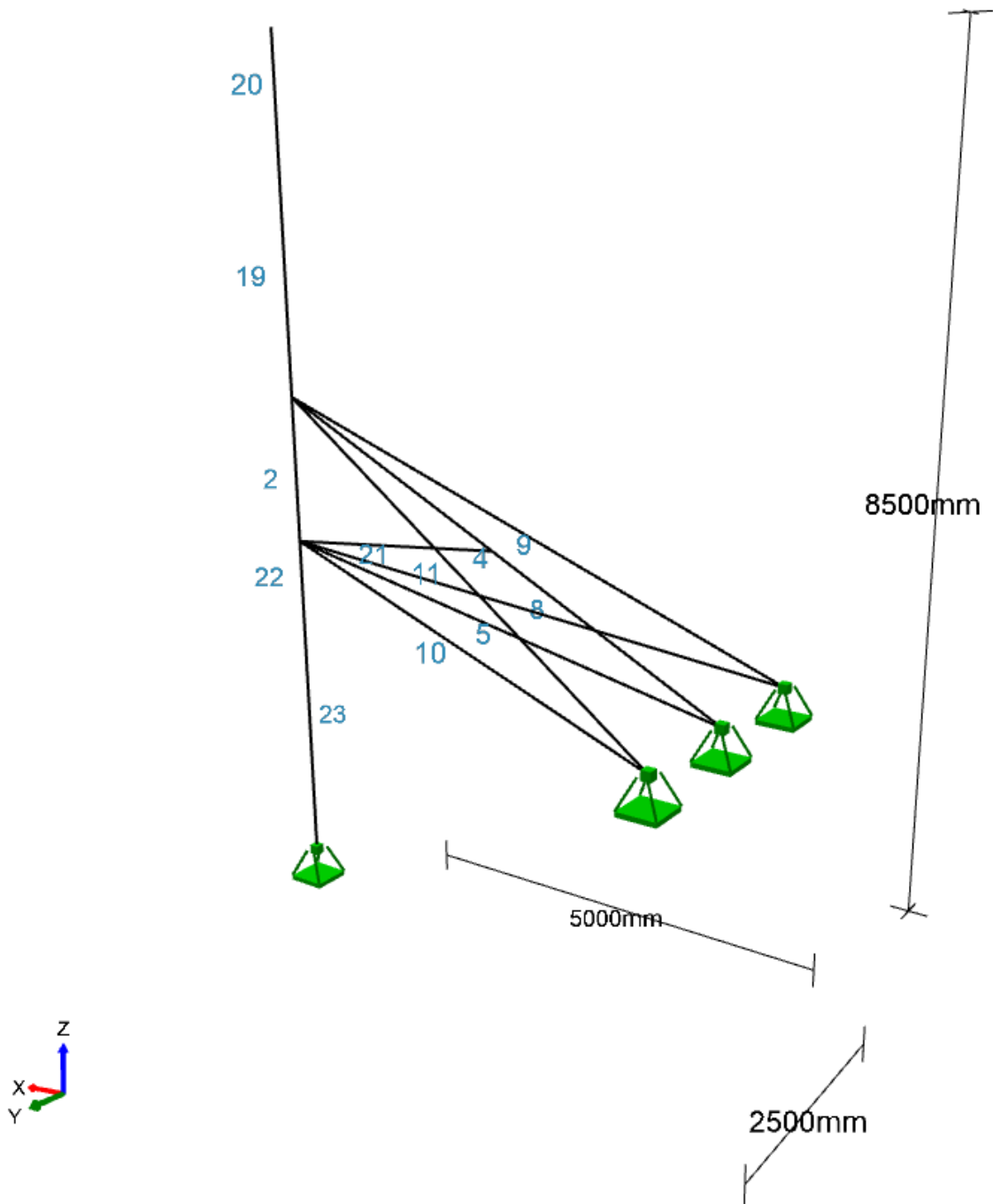
Last		Berekna verdi
Total vekt av fullt badekar	B	1500 kg \approx 15 kN

5 FEM-MODELL

Dette kapitlet gjer greie for framstilling av FEM-modellen i Focus Konstruksjon samt lastkombinasjonane. Modellen er framstilt ved hjelp av teori frå kapittel 2.8 samt innspel frå rettleiar ved NTNU og Nordplan. FEM-modellen nyttast hovudsakleg til analysering av kapasitetsutnytting og forskyving, i tillegg til lastkombinering.

5.1 Geometri

Ved framstilling av FEM-modellen blir berre konstruksjonens bæresystem modellert. Det resterande av trehyttekonstruksjonen blir ikkje modellert, ettersom modellen skal vere så lettfatteleg som mogleg. Konstruksjonens eigen- og nyttelast, samt naturlaster, blir likevel inkludert som punktlaster, som beskriven i kapittel 4. Modellens segment er illustrert i Figur 28. Bjelkesegmenta som inngår i modellen er beskriven i Tabell 48.

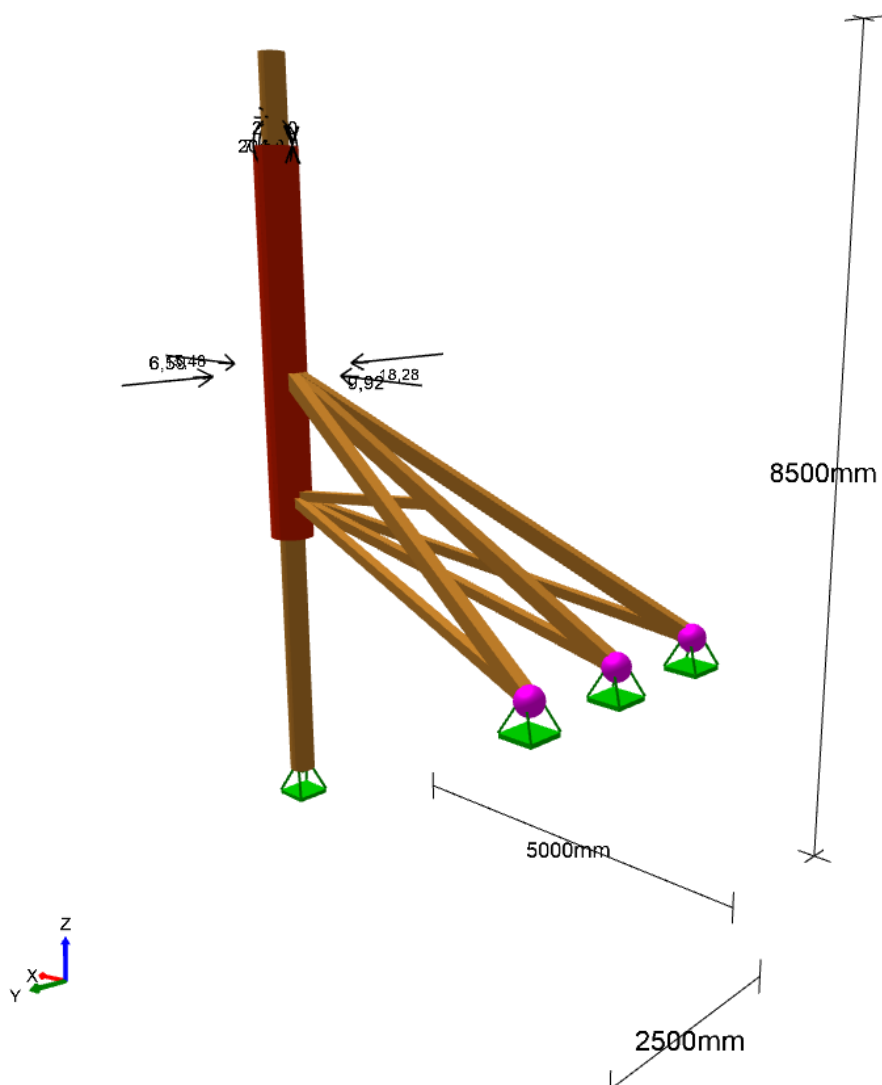


Figur 28. Segmenta i bæresystemet til tretopphyttene. Dimensjonane er i mm.

Tabell 48. Oversikt av konstruksjonens segment og segmentets material.

Segment	Beskrivelse	Material	Tverrsnitt
2	Bjelkesegment	Stål S355	RHUP 508x12
19	Bjelkesegment	Stål S355	RHUP 508x12
22	Bjelkesegment	Stål S355	RHUP 508x12
4	Bjelkesegment	GL28h Limtre	140x180
5	Bjelkesegment	GL28h Limtre	115x115
8	Bjelkesegment	GL28h Limtre	115x115
9	Bjelkesegment	GL28h Limtre	140x180
10	Bjelkesegment	GL28h Limtre	115x115
11	Bjelkesegment	GL28h Limtre	140x180
21	Bjelkesegment	GL28h Limtre	115x115
20	Bjelkesegment	C24 Heiltre	Sirkulær 300
23	Bjelkesegment	C24 Heiltre	Sirkulær 300

Volummodell av konstruksjonens bæresystem er illustrert i Figur 29. Segmentas materialinformasjon er beskrevet i Tabell 48.

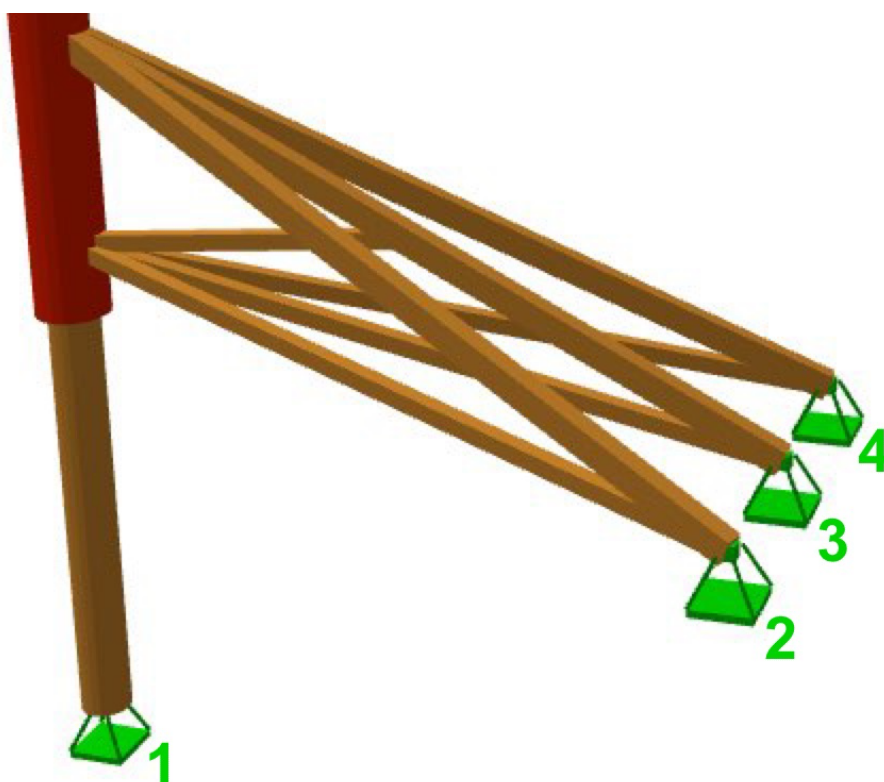


Figur 29. Volummodell av tretopphyttas bæresystem med mål og vindlaster.


Trappa har altså ei horisontal lengde på 5 m, og maksimal breidde lik 2,5 m.

5.2 Randbetingelser

I modellen nyttast det berre éin type randbetingelse. Desse er lokalisert ved innfesting av trestamme og trapp, og illustrerast i grønt i Figur 30. De valde randbetingelsane sørger for at konstruksjonen er fast innspent i fjellet, slik at konstruksjonen verken kan roterast eller forskyvast om punkta. Det vil seie at alle fridomsgradene er fasthalden, som vist i Figur 31.



Figur 30. Randbetingelser m/ nummerering i FEM-modellen.

 Randbetingelse

Kryss av for frihetsgrader som skal være fastholdt:

- Forskyvning i x-retning
- Forskyvning i y-retning
- Forskyvning i z-retning
- Rotasjon om x-aksen
- Rotasjon om y-aksen
- Rotasjon om z-aksen

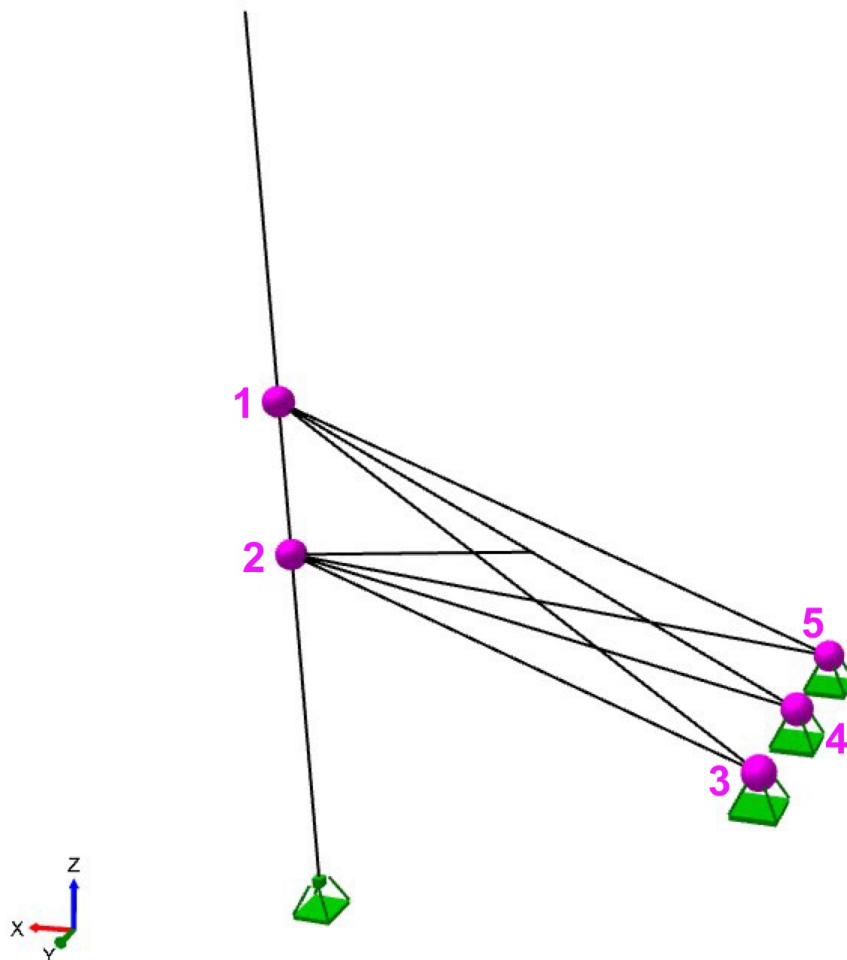


Figur 31. Fastholden frihetsgrader for randbetingelsane, samt randbetingelsens utsjånad.

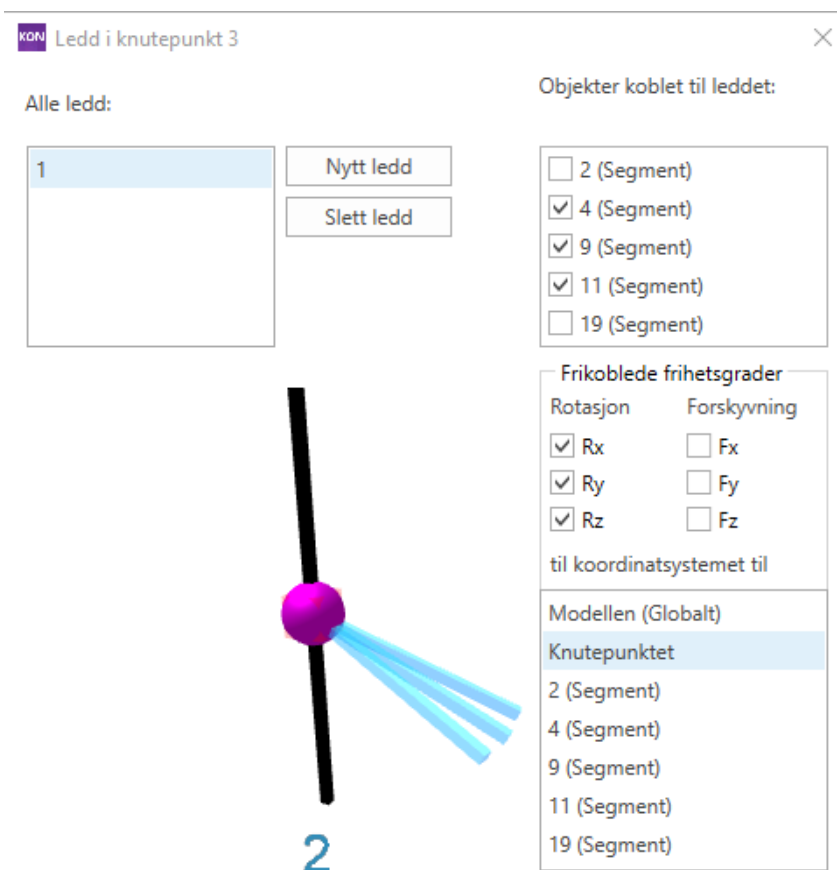
5.3 Ledda forbindelsar

For at trestammen og stålrøyret skal kunne føre krefter inn til fjellet, modellerast konstruksjonen med ledda forbindelsar. Ledd i knutepunkta mellom stålrøyr og trapp tillét overføring av

moment. Som beskrevet i delkapittel 5.2 er trappa fast innspenning i fjellet, men det er i tillegg ledd i koplinga mellom trapp og innspenning som sørger for at trappa kan overføre moment til fjellet. Disse forbindelsane illustrerast i Figur 32. Frikopla fridomsgrader i ledd 1 frå Figur 32 er vist i Figur 33.



Figur 32. Ledda forbindelse mellom stålrør og trapp.



Figur 33. Frikopla frihetsgrader for konstruksjonens ledd.

5.4 Lastpåføring

Korleis lastene påførast konstruksjonen er avhengig av lasttypen. Tretopphyttas eigen-, nytte- og snølast påførast som punktlaster sentrisk på trestammen eller stålrøyret. Plassering av vindlasta, som også opptrer som ei punktlast, er avhengig av vindretninga. For trappa påførast nytte- og snølasta som ei linjelast, der nyttelasta påførast normalt på segmentet. Trappens eigenlast påførast som ein punktlast.

5.5 Lastkombinasjonar

Før man kan gjennomføre ei analyse av konstruksjonen, må man finne lastkombinasjonane i både brudd- og bruksgrensetilstand. Dette gjerast for å kartlegge kva kombinasjonar av lastene som utnyttar mest av bæresystemets kapasitet. Kartlegging av lastkombinasjonane gjerast ved

hjelp av Focus Konstruksjon, då prosessen er altfor tidskrevande å utføre for hand. Lastene som brukast er beskriven i kapittel 4.

5.5.1 Lastkombinering

Ved lastkombinering i Focus Konstruksjon skal pålitelegheitsklasse og eventuelt dominerande lasttilfelle definerast på forhand. Konstruksjonen tilhøyrar pålitelegheitsklasse 1, som vist i delkapittel 2.5.1. Ettersom det dominerande lasttilfellet er ukjend blei ikkje dette definert på forhand.

I denne prosjektoppgåva nyttast kombinasjonen snølast på tak og nyttelast på innvendig gulv, i staden for nyttelast på tak og innvendig gulv, ettersom snølasta er betydeleg større enn nyttelasta på taket. Det vil seie at det ikkje i denne oppgåva blir kombinert snølast og nyttelast på tak.

Figur 34 definerer kva lasttilfeller som ikkje kan inntreffe samtidig. Figur 35 definerer derimot kva lasttilfeller som skal verke samtidig.

Ekskluderende lasttilfeller

I tabellen nedenfor kan du angi variable lasttilfeller som ikke skal kunne virke samtidig.

	Snølast	Vindlast SØ	Vindlast SV	Vindlast NØ	Vindlast NV	Badekar
Nyttelast Innvendig gulv	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Snølast		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Vindlast SØ			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Vindlast SV				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Vindlast NØ					<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Vindlast NV						<input type="checkbox"/>

Figur 34. Ekskluderande lasttilfeller.

Samtidig virkende lasttilfeller

I tabellen nedenfor kan du angi variable lasttilfeller som skal virke samtidig.

	Snølast	Vindlast SØ	Vindlast SV	Vindlast NØ	Vindlast NV	Badekar
Nyttelast Innvendig gulv	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Snølast		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Vindlast SØ						<input type="checkbox"/>
Vindlast SV						<input type="checkbox"/>
Vindlast NØ						<input type="checkbox"/>
Vindlast NV						<input type="checkbox"/>

Figur 35. Samtidig virkende lasttilfeller.

Resultatet for lastkombinasjonane er beskrevet i delkapittel 6.2.

6 RESULTAT

I dette kapitlet presenterast resultatet for analyse, lastkombinering og endeleg utforming av bæresystemet. Resultatet baserast på innhaldet i kapittel 4 og 5, og drøftast i kapittel 7.

Fullstendig rapport frå Focus Konstruksjon i brudd- og bruksgrensetilstand er gitt i *Vedlegg C1* og *Vedlegg C2*.

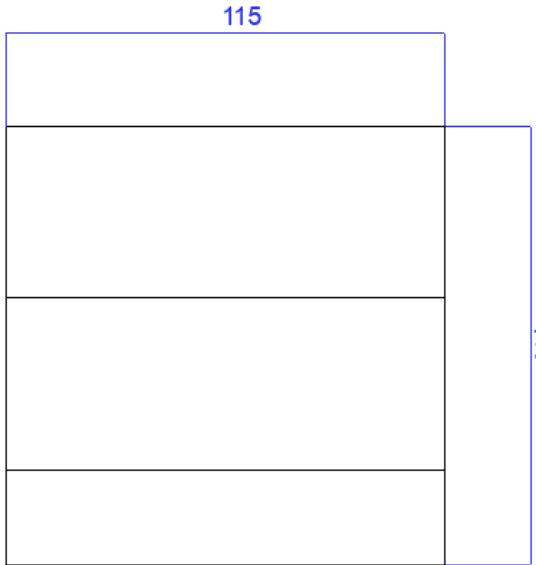
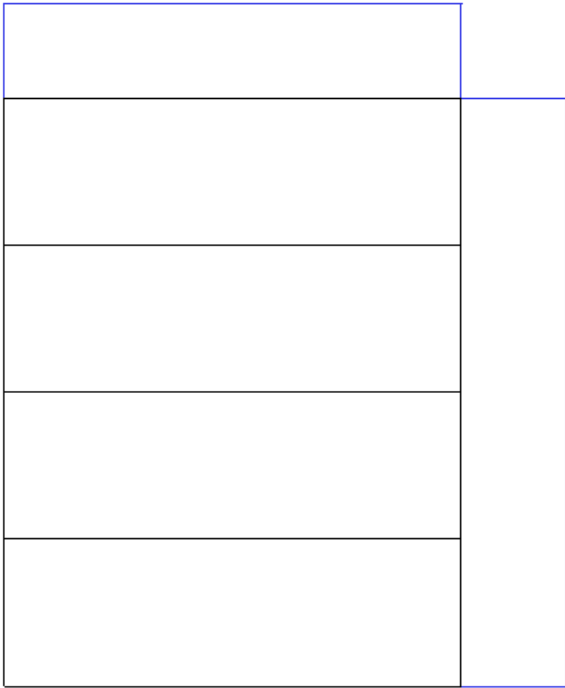
6.1 Konstruksjon

I dette delkapitlet blir bæresystemets løysing beskriven, samt materialval og tverrsnitt.

6.1.1 Konstruksjonsdelar

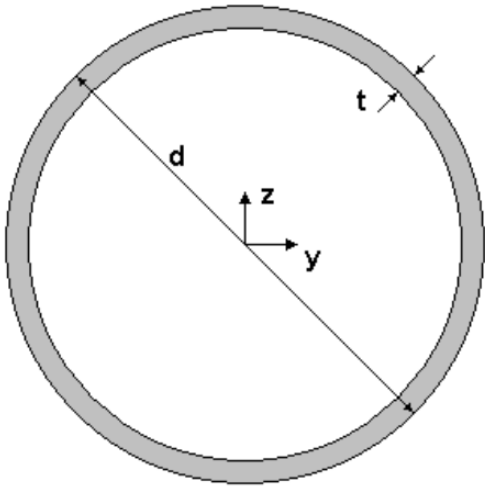
Limtrebjelkar vart, av fleire årsaker, valt som dominerande konstruksjonsmateriale. Limtre har stor styrke og formstabilitet, i tillegg til dens tilnærma uavgrensa utval av tverrsnittsdimensjonar. Løysinga innebar ein nærmare kvadratisk tverrsnitt, då dette vil kunne motstå bøyning og knekking betre. Det blei difor modellert eit bæresystem med tverrsnittsdimensjonane vist i Tabell 49. Limtre har også gode branntekniske eigenskapar, og vil behalde sin styrke betre enn stål ved en eventuell brann [28].

Tabell 49. Dimensjonar av limtreet nytta i bæresystemet.

Limtreprofil	Illustrasjon av dimensjonane
GL28h Limtre 115x115	
GL28h Limtre 140x180	

Stålrøret utførast på same måten som for woodnest 1. Det vil seie at røret er festa til nedre del av trestammen og er soleis ein utkragar vidare oppover [9]. Trappa og gjenverande konstruksjon er festa til stålrøret. Stålrørets tverrsnittsdimensjon er beskriven i Tabell 50. Dimensjon av stålrøyr er valt på bakgrunn av at treet skal kunne fortsette å vekse og bli sterkare i minimum 25 år. Eigenskapane til limtre-materialet som nyttast i bæresystemet beskrivast i Tabell 51, medan eigenskapane til stålet beskrivast i Tabell 52.

Tabell 50. Tverrsnittsdimensjon for stålrøret.

Stålprofil	Illustrasjon av dimensjon
<p><i>RHUP</i> 508,0 × 12,0 Stål S355</p>	 <p>$d = 508 \text{ mm}$ $t = 12 \text{ mm}$</p>

Tabell 51. Materialeigenskapar for limtrebjelkar.

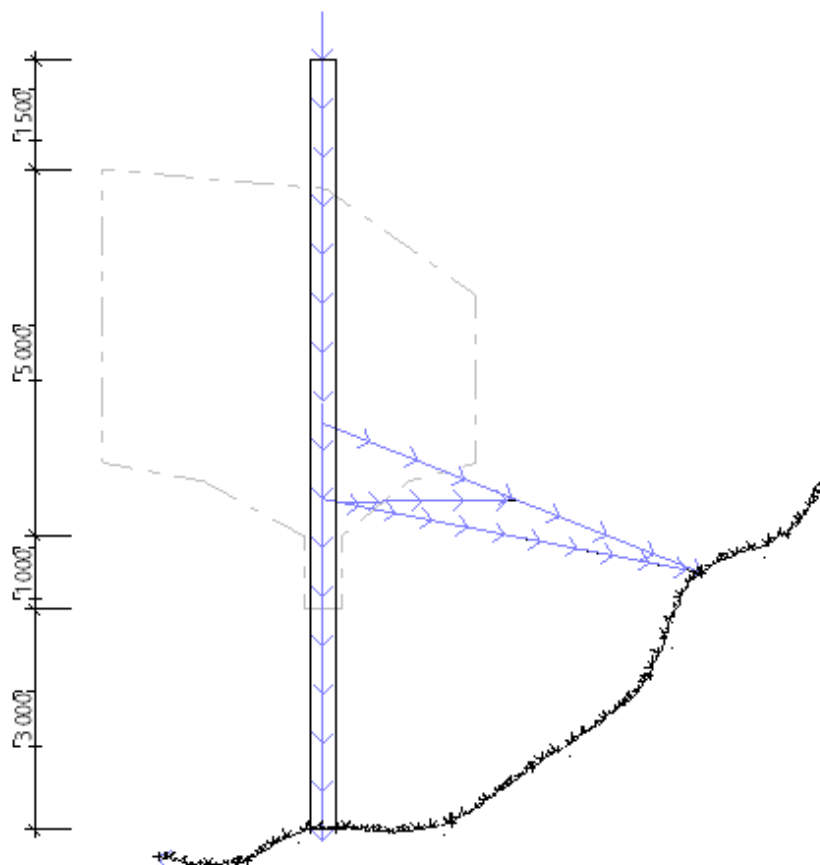
Material	Eigenskapar				
	Fastleiksklasse	Laminat-tjukkuleik	Sprekkefaktor	Varmeutvidingskoeffisient	Tyngdetettleik
Limtre	<i>GL28h</i>	45 mm	0,80	$5,0 \cdot 10^{-6}$	4,17 kN/m ³

Tabell 52. Materialegenskapar for stålrør.

Material	Egenskapar			
	Fastleiksklasse	Varmeutvidings- koeffisient	G-modul	E-modul
Stål	S355	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$8,1 \cdot 10^4 \frac{N}{mm^2}$	$2,1 \cdot 10^5 MPa$

6.1.2 Lastfordeling

Alle påførte laster vil gå den kortaste moglege vegen til bakken. Konstruksjonen består av relativt få segmenter, og det vil difor vere avgrensa kor mange måtar lastene kan fordelast på. Lastene vil enten kunne førast i bakken via trestammen eller trappa. Korleis lasta fordelast er difor avhengig av lasttype. Figur 36 viser korleis lastene fordelast på konstruksjonen.



Figur 36. Lastfordeling.

6.2 Lastkombinasjonar

De mest ugunstige lastkombinasjonane blir fastsett ved hjelp av framgangsmåten beskriven i delkapittel 5.5.1. Focus Konstruksjon genererer automatisk modellens tyngde, og denne nyttast vidare i lastkombinasjonane som $\langle kt \rangle$ ($\langle \text{konstruksjonens tyngde} \rangle$). Dette automatiske lasttilfellet er ikkje mogleg å slette, og brukast dermed i tillegg til den handberekna eigenlasta.

6.2.1 Bruddgrensetilstand

Focus Konstruksjon genererte totalt 79 lastkombinasjonar i bruddgrensetilstand. De mest ugunstige tilfella beskrivast i Tabell 53.

Tabell 53. Mest ugunstig lastkombinasjon i bruddgrensetilstand.

Last-kombinasjon	Kombinererte lasttilfeller i bruddgrensetilstand	Kraft
3	$1,20 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast} + 1,35 \cdot \text{Badekar} + 1,35 \cdot \text{Vindlast SV} + 0,95 \cdot \text{Snølast}$	Moment om z-akse
6	$1,20 \cdot \langle kt \rangle + 1,20 \cdot \text{Egenlast} + 1,35 \cdot \text{Badekar} + 1,35 \cdot \text{Snølast} + 0,95 \cdot \text{Nyttelast Innvendig Golv} + 0,81 \cdot \text{Vindlast NV}$	Aksialkraft
8	$1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,20 \cdot \text{Egenlast} + 1,35 \cdot \text{Badekar} + 1,35 \cdot \text{Vindlast SØ}$	Skjærkraft i z-retning
10	$1,20 \cdot \langle kt \rangle + 1,20 \cdot \text{Egenlast} + 1,35 \cdot \text{Badekar} + 1,35 \cdot \text{Vindlast SV} + 0,95 \cdot \text{Nyttelast Innvendig Golv} + 0,95 \cdot \text{Snølast}$	Skjærkraft i y-retning Torsjon
27	$1,20 \cdot \langle kt \rangle + 1,20 \cdot \text{Egenlast} + 1,35 \cdot \text{Badekar} + 1,35 \cdot \text{Vindlast SØ} + 0,95 \cdot \text{Nyttelast Innvendig Golv} + 0,95 \cdot \text{Snølast}$	Moment om y-akse

6.2.2 Bruksgrensetilstand

Focus Konstruksjon genererte totalt 49 lastkombinasjonar i bruksgrensetilstand. Den mest ugunstige lastkombinasjonen for forskyving beskrivast i Tabell 54.

Tabell 54. Mest ugunstig lastkombinasjon for forskyving (bruksgrensetilstand).

Last-kombinasjon	Kombinererte lasttilfeller i bruksgrensetilstand
89	$1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast} + 1,00 \cdot \text{Badekar} + 1,00 \cdot \text{Vindlast SV} + 0,70 \cdot \text{Nyttelast Innvendig Golv} + 0,70 \cdot \text{Snølast}$

6.3 Analyse av FEM-modell

I dette delkapittelet beskrivast analysen som gjennomførast ved hjelp av Focus Konstruksjon. Denne analysen er basert på de mest ugunstige lastkombinasjonane forårsaka av konstruksjonens lastpåverknad, og gjennomførast for å kontrollere bæresystemets kapasitetsutnytting og forskyving.

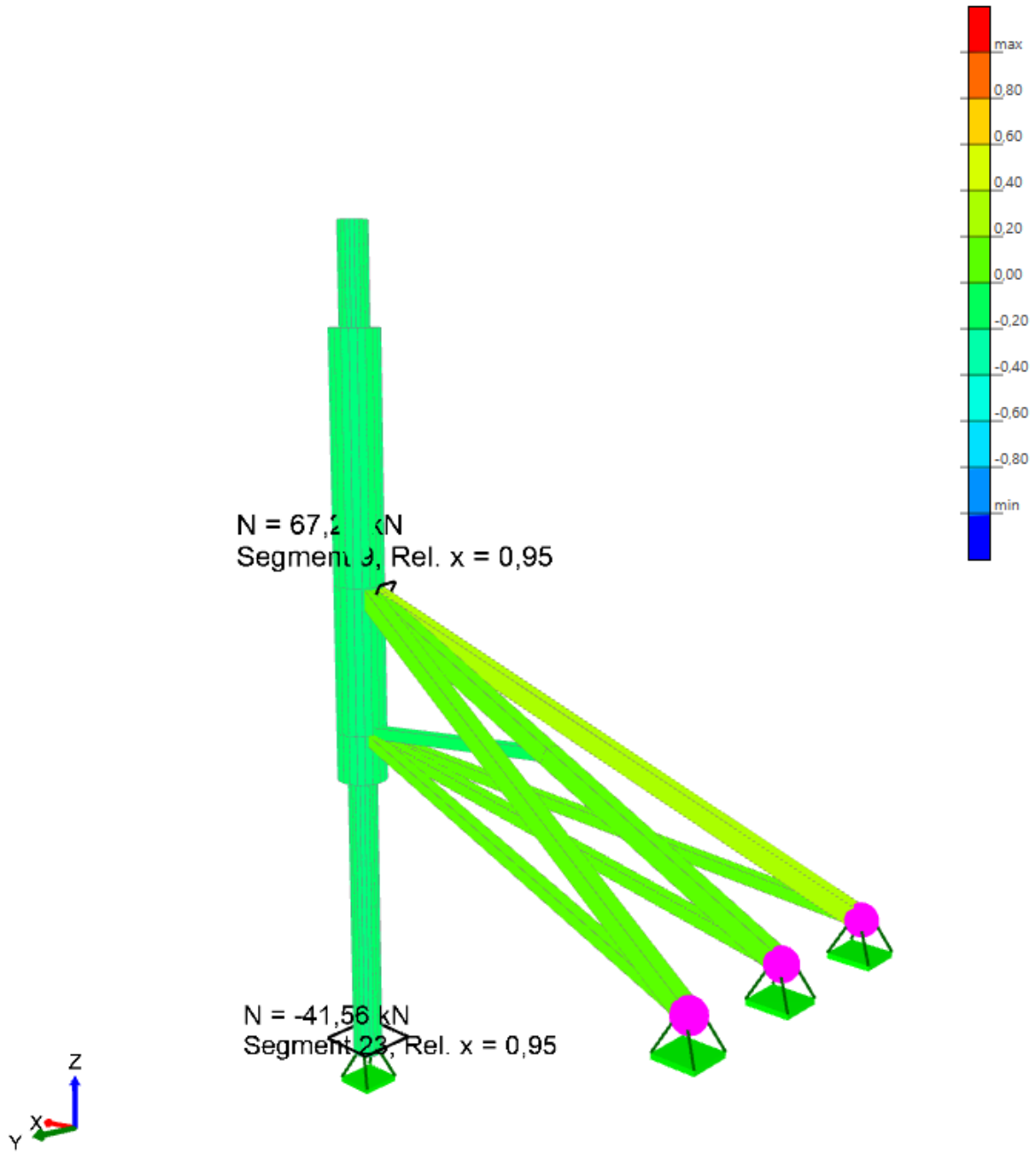
6.3.1 Bruddgrensetilstand

Tabell 55 viser dei maksimale kreftene bæresystemet utsettast for i bruddgrensetilstand.

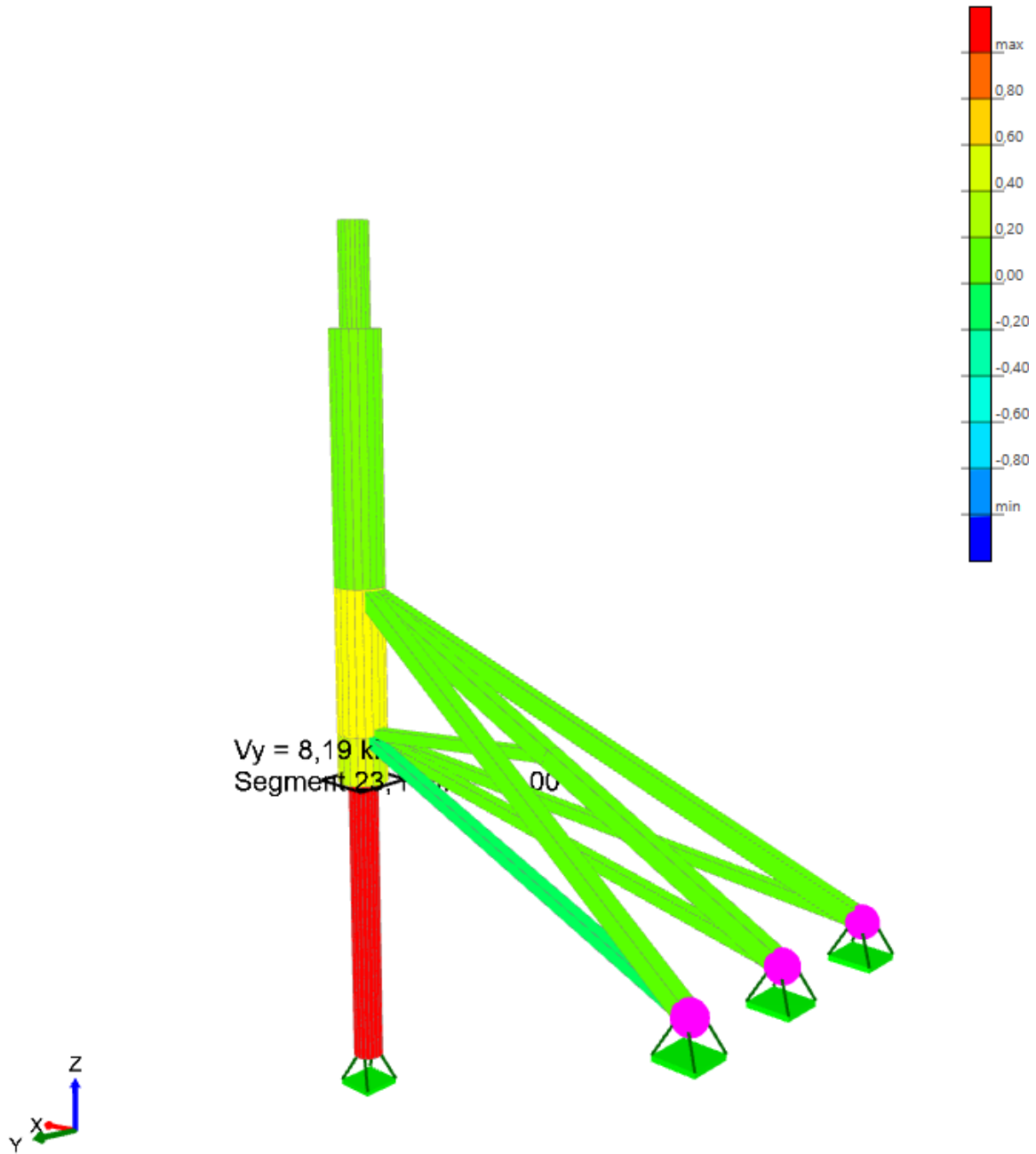
Tabell 55. Dei største kreftene i bæresystemet, forårsaka av lastkombinasjonane i bruddgrensetilstand.

Kraft		Verdi	Segment	Lastkombinasjon	Illustrasjon
N	Aksialkraft	$-235,60 \text{ kN}$ (trykk)	23	6	Sjå Figur 37
V_y	Skjærkraft	$-8,19 \text{ kN}$	22	10	Sjå Figur 38
V_z	Skjærkraft	$16,83 \text{ kN}$	2	8	Sjå Figur 39
M_x	Torsjon	$-0,05 \text{ kNm}$	4	10	Sjå Figur 40
M_y	Moment	$-27,68 \text{ kNm}$	2	27	Sjå Figur 41
M_z	Moment	$27,68 \text{ kNm}$	2	3	Sjå Figur 42

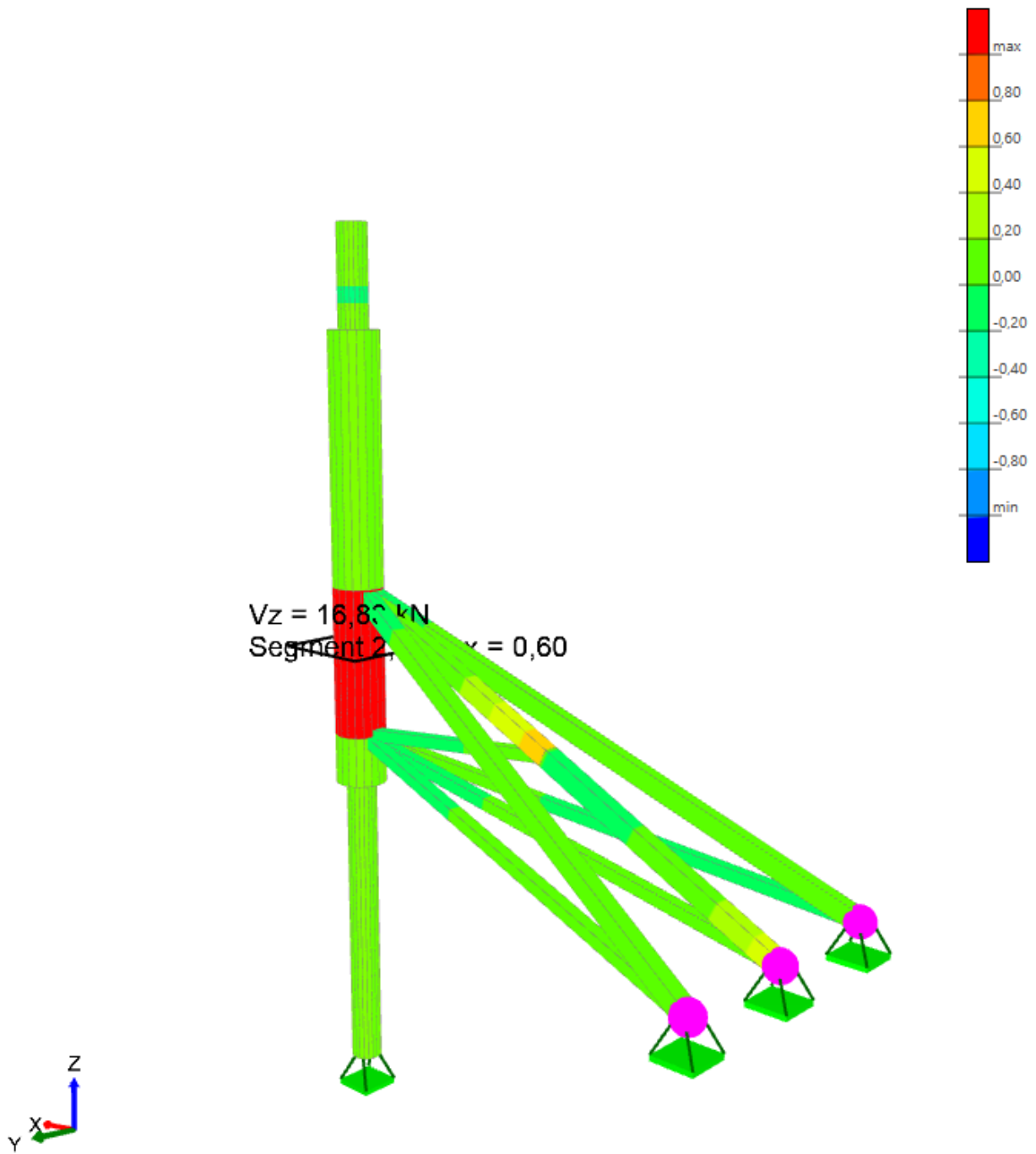
Figur 37 til Figur 42 illustrerer dei tilhøyrande segmentkarta til kreftene i Tabell 55. Her illustrerer fargekartet verdiane for aksialkreftene, skjærkreftene og momentet. Rødt viser den største positive verdien for kreftene, medan blått viser den største negative verdien for kreftene.



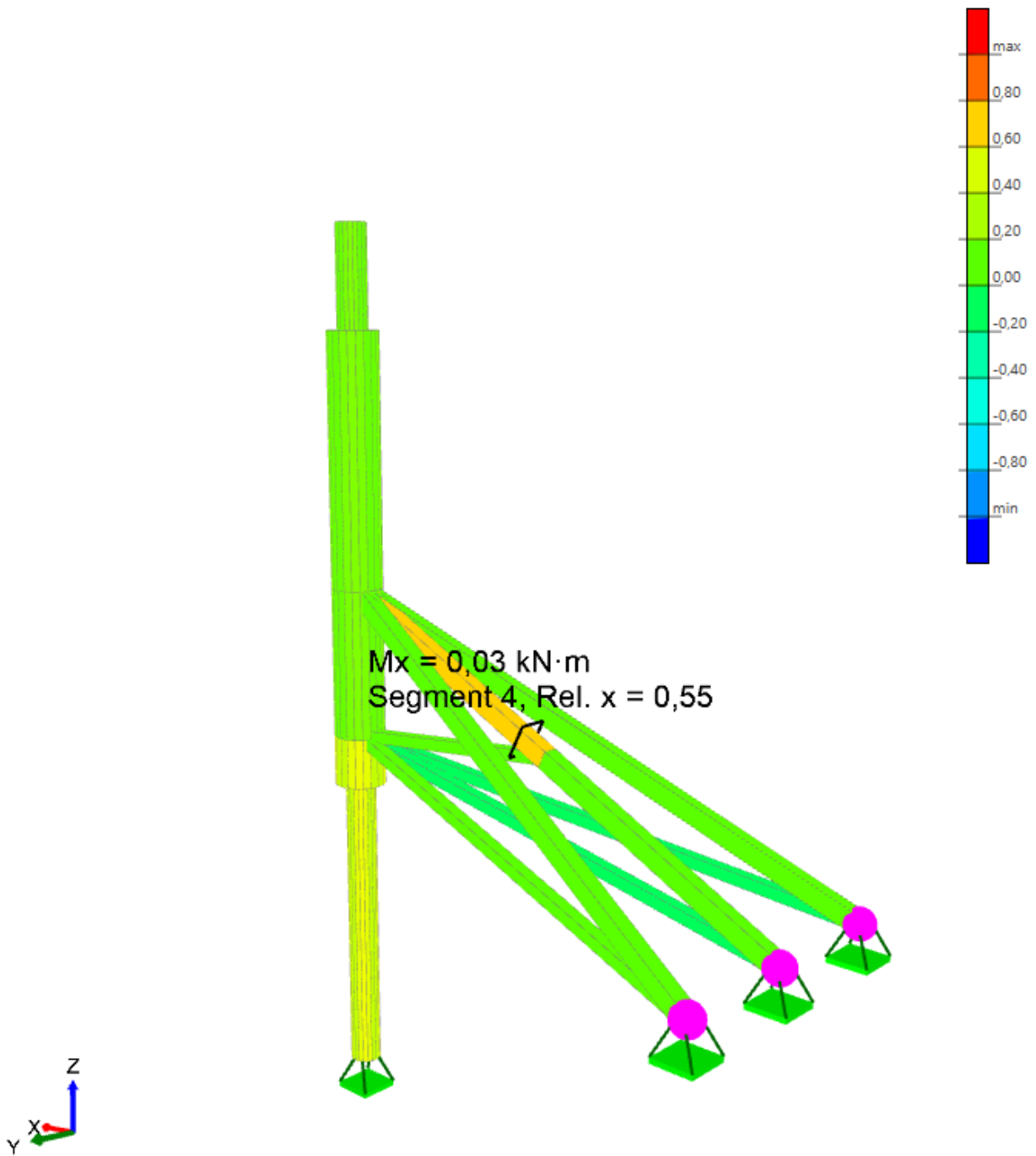
Figur 37. Segmentkart for aksialkraft (bruddgrensetilstand).



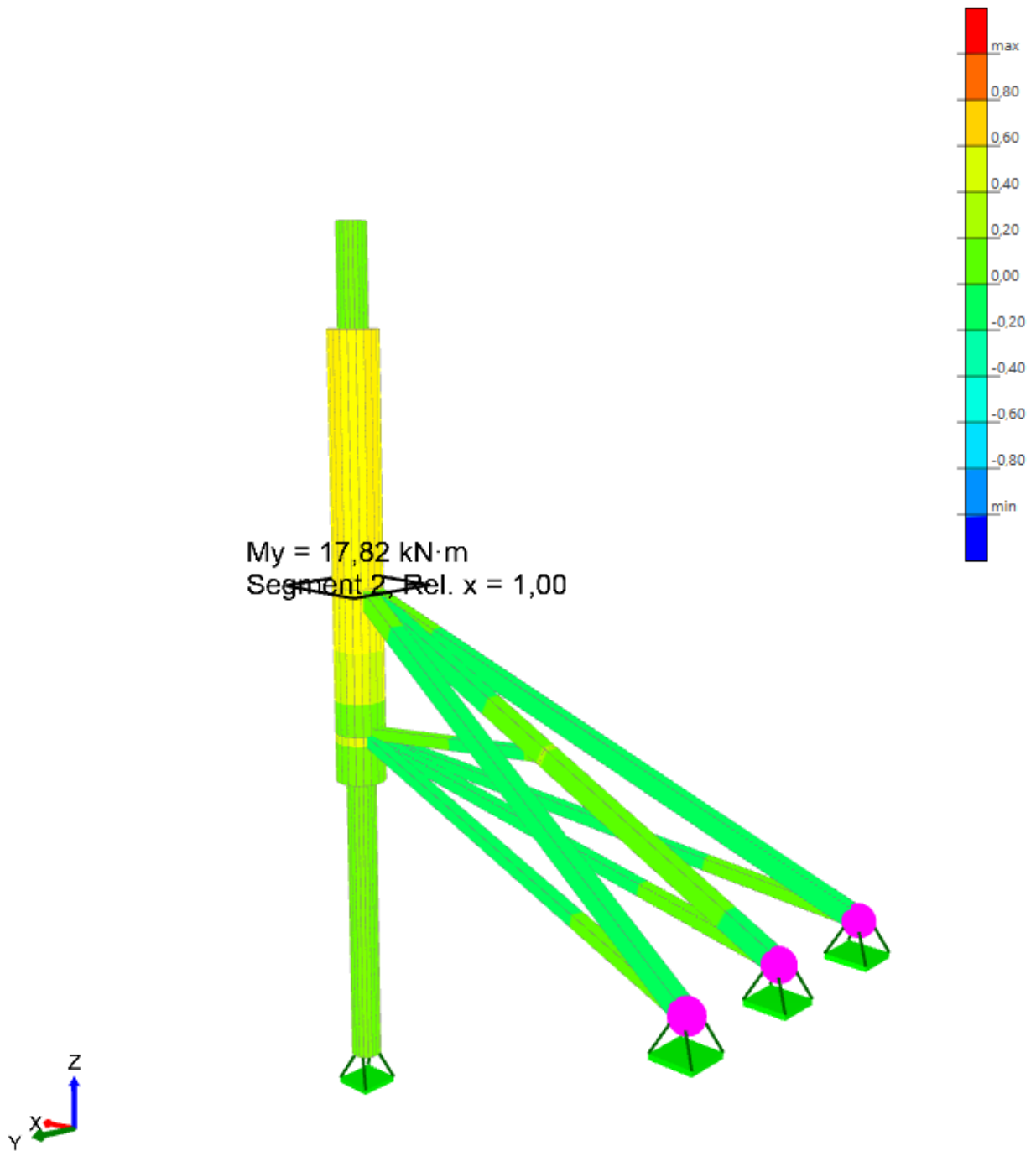
Figur 38. Segmentkart for skjærkraft i y-retning (bruddgrensetilstand).



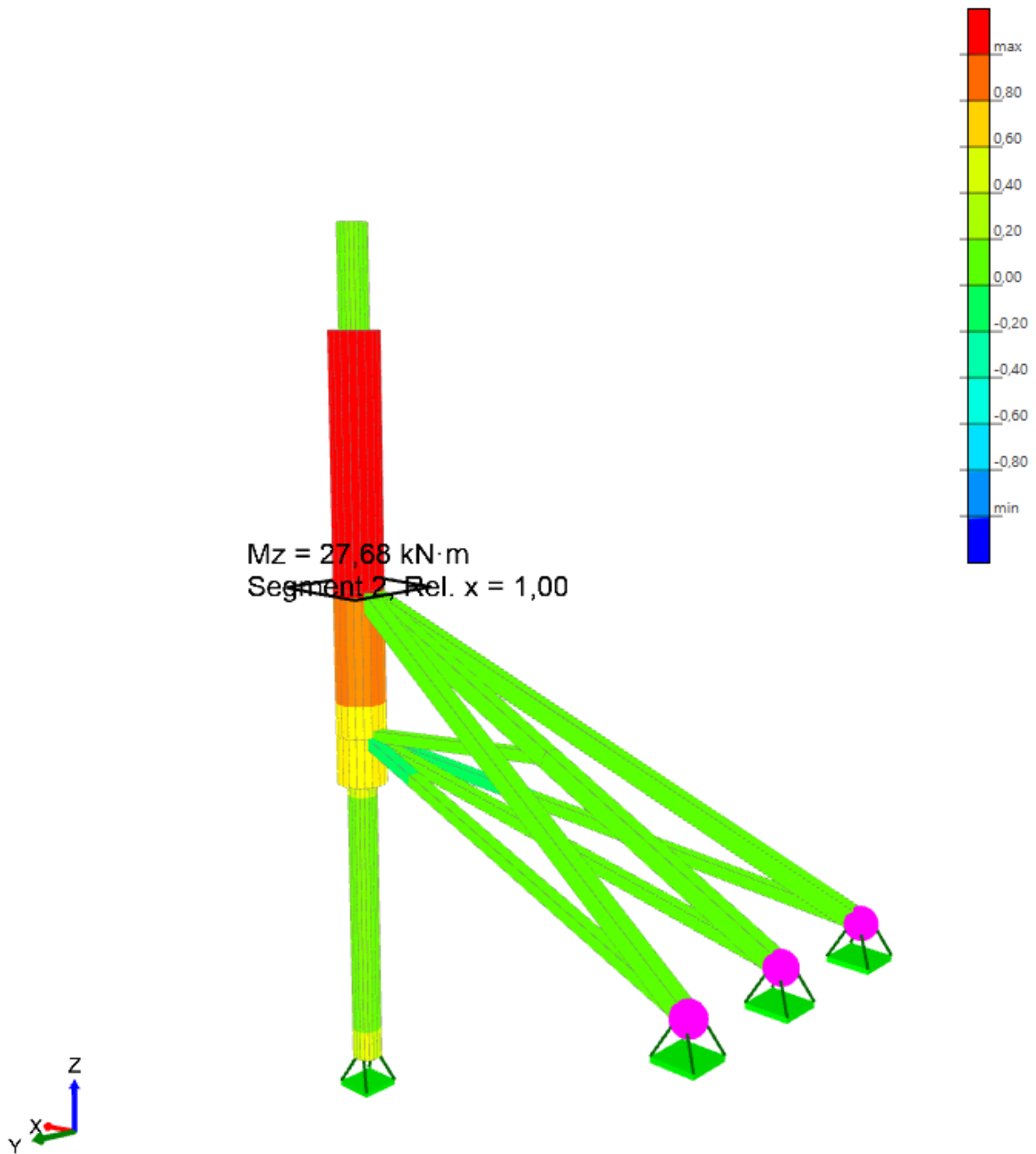
Figur 39. Segmentkart for skjærkraft i z-retning (bruddgrensetilstand).



Figur 40. Segmentkart for torsjon (bruddgrensetilstand).



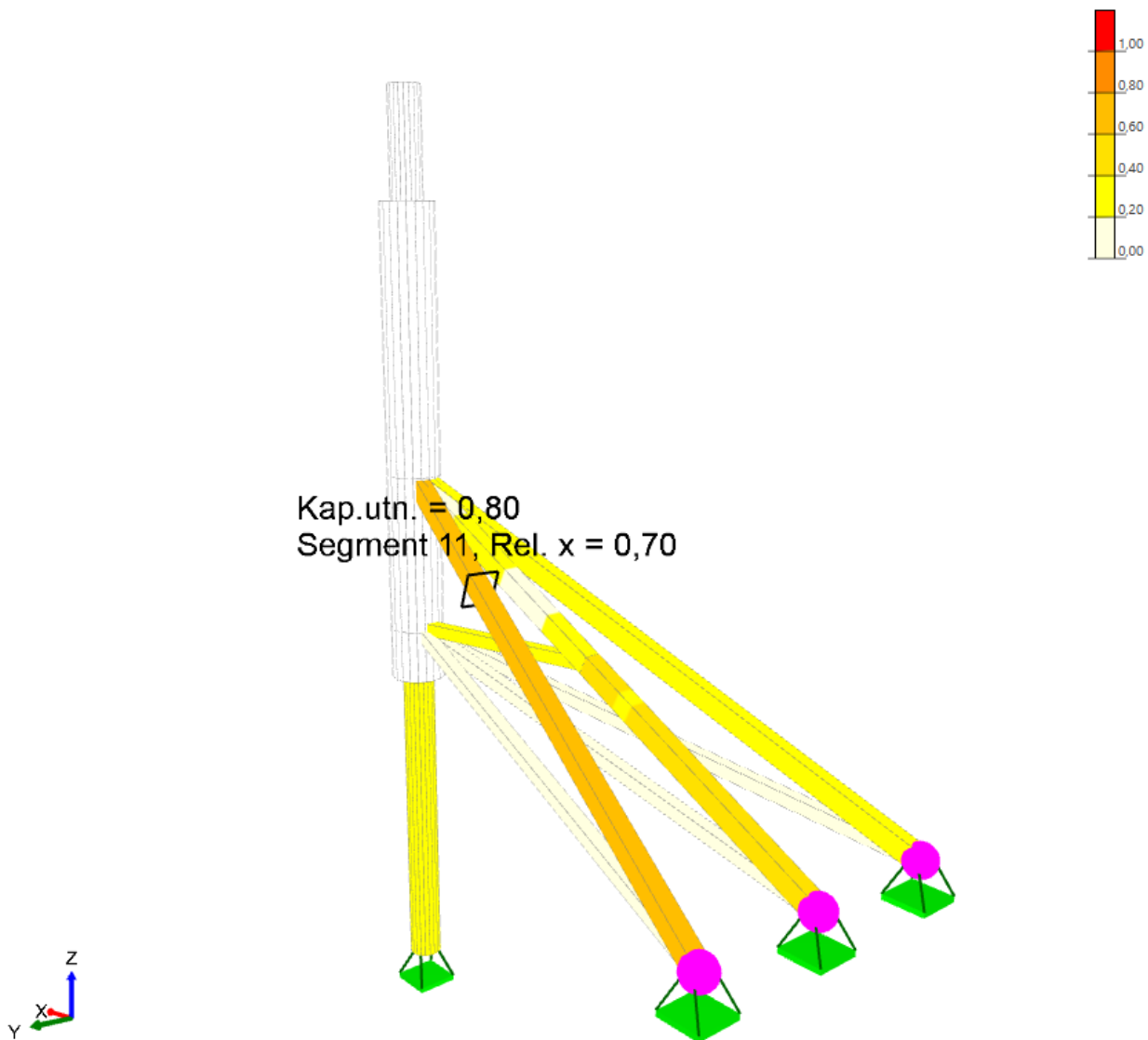
Figur 41. Segmentkart for moment om y-akse (bruddgrensetilstand).



Figur 42. Segmentkart for moment om z-akse (bruddgrensetilstand).

Kapasitetskontrollen til konstruksjonen utført i trematerial illustrerast i Figur 43. Kontrollen er utført i samhøve med EN 1995-1-1 6.3.2 (6.24). Fargekartet som nyttast i kapasitetskontrollen

ligger på ein skala mellom 0 til 1, der 0 tydar at tverrsnittet har lav utnytting, medan 1 tydar at tverrsnittet har høg utnytting.



Figur 43. Kapasitetsutnytting av bæresystemet (bruddgrensetilstand).

Tabell 56 viser den plastiske- og elastiske utnyttingsgraden av konstruksjonens stålsegment. Kontrollen utførast i samhøve med EN 1993-1-1 6.2.9 og 6.2.10.

Tabell 56. Stålrøyrets utnyttelsesgrad.

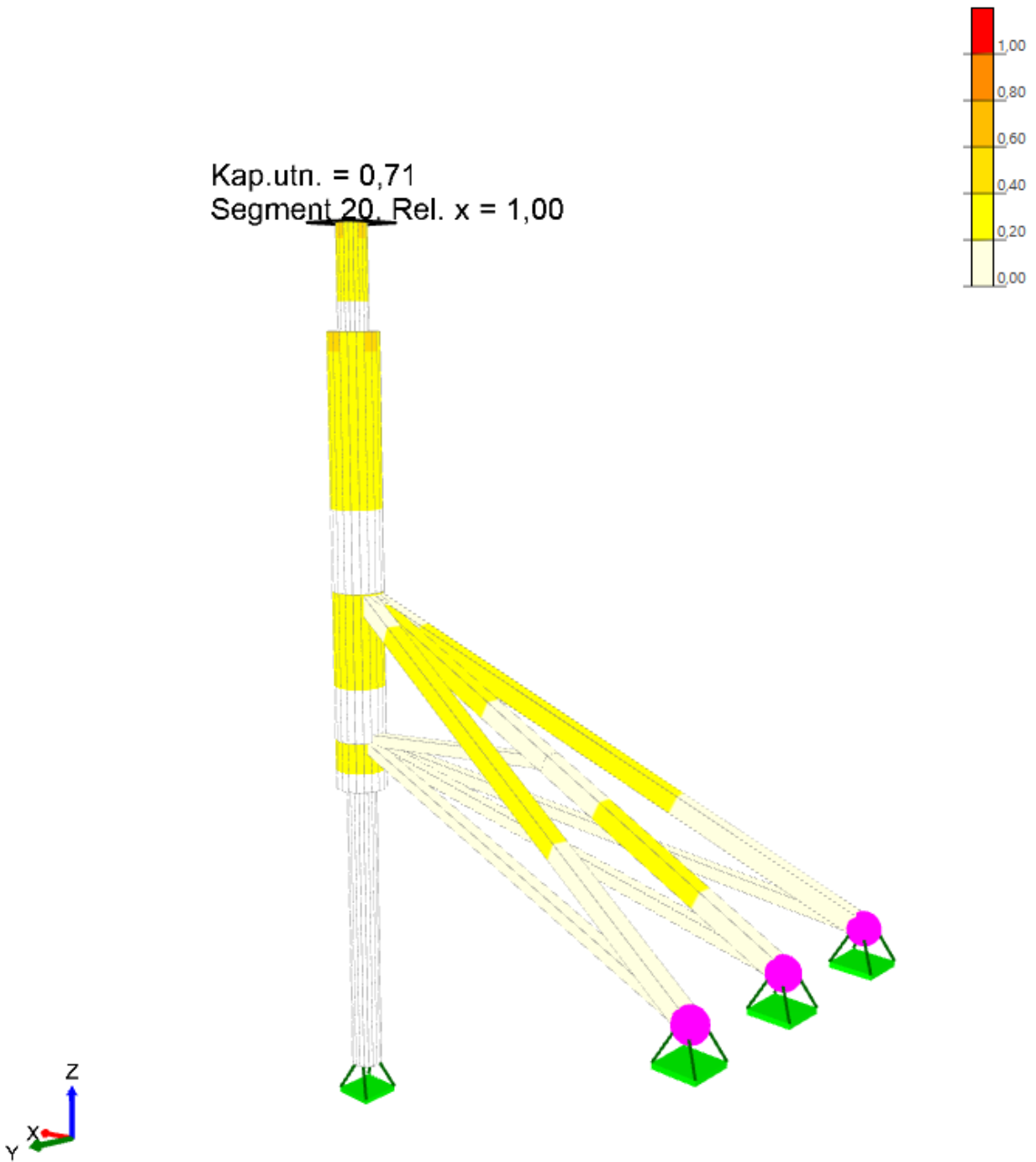
Segment	Plastisk Tverrsnitt	Plastisk Stabilitet	Elastisk Tverrsnitt	Elastisk Stabilitet
2	6 %	5 %	7 %	6 %
19	3 %	3 %	4 %	4 %
22	5 %	5 %	6 %	6 %

6.3.2 Bruksgrensetilstand

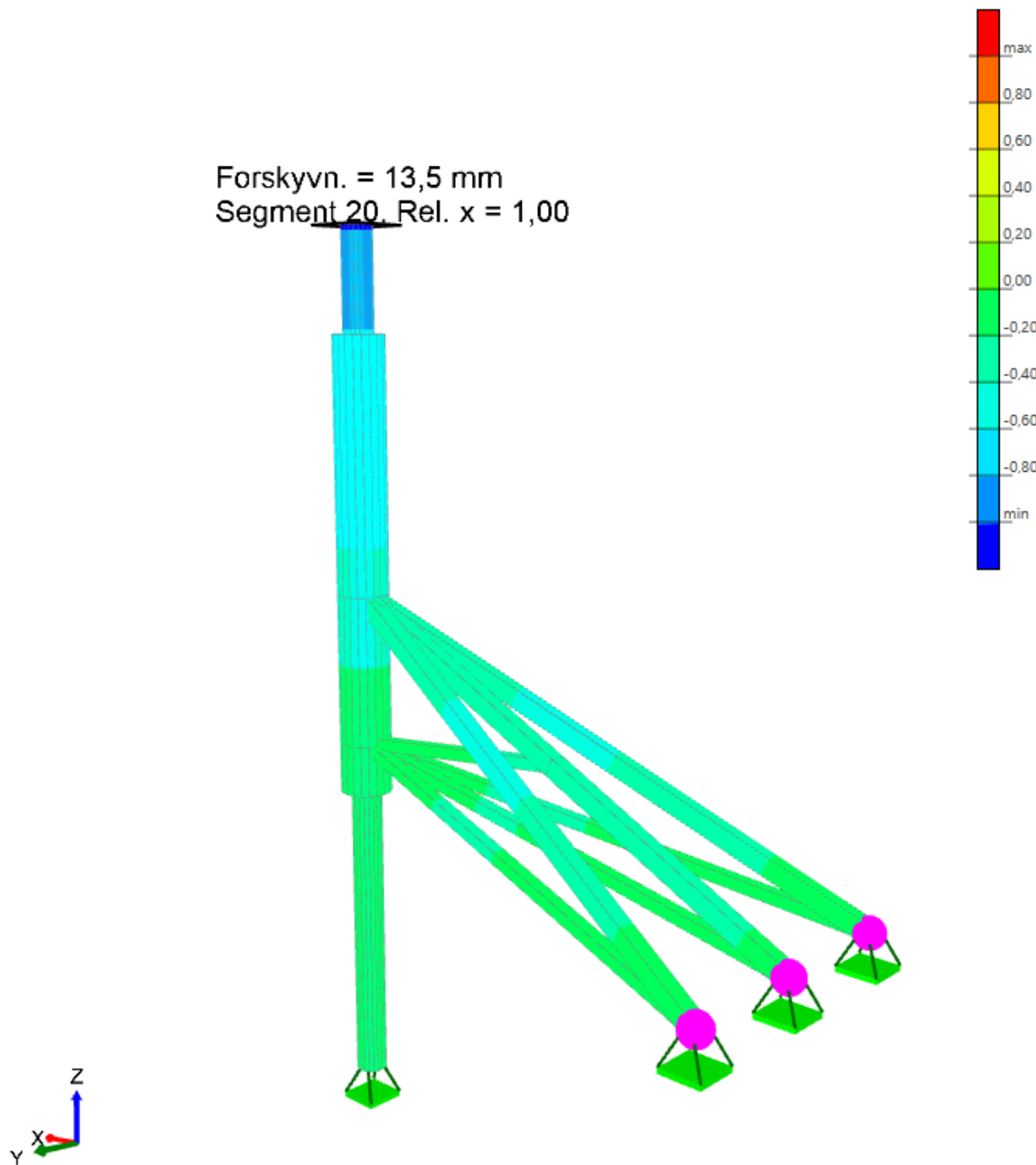
I bruksgrensetilstand er fokuset hovudsakleg på forskyving av bæresystemet. Dei maksimale forskyvingane er vist i Tabell 57. Focus Konstruksjon oppgir forskyvingar i tre ulike retningar: u , y og w . Forskyvingsretningane er lik det globale aksesystemet, det vil seie at $(u, y, w) = (x, y, z)$. Resultatet av forskyvingskontrollen er illustrert i Figur 44 og Figur 45.

Tabell 57. Maksimal forskyving av segment i bruksgrensetilstand.

Forskyving	Segment	Verdi	Lastkombinasjon
u_{max}	20	-2,5 mm	92
y_{max}	20	13,5 mm	89
w_{max}	9	-5,0 mm	80
	11		105



Figur 44. Forskyvingskontroll (bruksgrensetilstand).



Figur 45. Fargekart av forskyvingskontroll i bruksgrensetilstand.

6.4 Kontroll

Det gjennomførast ein kontroll av stålrøyret og dei avstivande bjelkane i trappa, for å kontrollere at resultatet frå Focus Konstruksjon er påliteleg. Alle berekningane er utført ved hjelp av handberekning.

6.4.1 Kapasitetskontroll

For å kontrollere at utnyttingsgraden framstilt av Focus Konstruksjon stemmer, blei det utført ein kapasitetskontroll. Kapasitetskontrollen gjennomførast berre for stålrøyret, då den plastiske- og elastiske utnyttingsgraden for dette segmentet var relativt lav. Kontrollen gjennomførast i snittet der vindlastene er påført.

Handberekningane gir same utnyttingsgrad av segment 2 som Focus Konstruksjon (Tabell 58). Det kan difor konkluderast med at materialet i tverrsnittet er elastisk, og er godkjend i høve til elastisitetsteorien [23].

Tabell 58. Samanlikning av kapasitetsutnytting av stålrøyret (segment 2).

Segment	Snitt	Type	Focus Konstruksjon Utnyttingsgrad [%]	Handberekning Utnyttingsgrad [%]
2	1500 mm	Elastisk	6	6

Sjå *Vedlegg D* for utføring av kapasitetskontroll.

6.4.2 Forskyvingskontroll

Det utførast ein forskyvingskontroll av dei avstivande bjelkane i trappa. Trappa er den delen av bæresystemet som utsettast for størst forskyving, dersom man ser vekk frå trestammen over tretopphytta.

Forskyvingskravet for trebjelkar settast normalt lik $L/250$ til $L/300$ ifølge NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 [29]. For denne kontrollen veljast $\frac{L}{250}$ som forskyvingskrav.

Med eit forskyvingskrav på $\frac{L}{250}$ blir den maksimalt tillate forskyvinga for segment 4, 9 og 11 omtrent 22 mm. Med ei maksimal tillat forskyving på 22 mm tilfredsstillir alle segmenta i trappa kravet (Tabell 59).

Tabell 59. Maksimal forskyving av dei avstivande bjelkane i trappa framstilt av Focus Konstruksjon.

Segment	Største forskyving i kvart segment Frå Focus Konstruksjon
4	7,1 mm
9	7,2 mm
11	7,3 mm

7 DISKUSJON

I dette kapitlet vil resultatene frå kapittel 6 drøftast, samt kjeldekritikk og forbedringspotensial av oppgåva. Det har gjennom oppgåva blitt sett på kva laster konstruksjonen vil utsettast for, samt kva material og bæresystem som trengs for at konstruksjonen kan motstå desse kreftene.

Plassering av tretopphyttene har relativt stor innverknad på resultatet, og det var difor viktig å velje eit attraktivt område med gode vêrforhold. Valet falt dermed på Geirangerfjorden, som er ein av Norges største turistattraksjonar. Da Geiranger er ein del av Stranda kommune er det ikkje mogleg å få vêrmålingar frå prosjektområdet, og det kan difor hende at dei berekna lastene gir eit unøyaktig bilete på forholda.

Overkomplisering var eit problem som gjentatte gonger medførte komplikasjonar for framstilling av resultatet. Dette innebar blant annet ein komplisert FEM-modell med mange komponentar og flatelaster, som gjorde det vanskeleg å halde oversikt og utføre kontroller. Med hjelp frå rettleiar frå NTNU og Nordplan vart modellen forenkla til ein «pinnemodell», og det blei dermed lettare å gjennomføre analyser. Dette gjaldt også overkomplisering ved berekning av eigenlastar. F.eks. blei alle golvbjelkane i woodnest 1 berekna og nytta som eigenlasta til golvet i woodnest 2. I seinare tid vart berekninga forenkla og gjennomført som metoden beskriven i delkapittel 4.1.

Diverse feilberekningar og utføring av unødvendig arbeid kunne ha vore unngått ved å lese standardane grundigare frå starten av. Mykje av berekningane er basert på Lastkompendiet, ei fagbok som baserast på Norsk Standard. I og med at Lastkompendiet er ei kort bok på under hundre sider, inneheld den mindre detaljer enn Norsk Standard, og det kan dermed vere lett å gjere berekningsfeil. Norsk Standard inneheld grundigare grunngjeving for fastsetting av diverse faktorar som f.eks. nivåfaktoren c_{alt} og konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$, slik at man ikkje har behov for å gjennomføre berekning av faktorane.

Tretopphyttene har ei svært uvanleg utforming, og det har difor vore vanskeleg å gjennomføre diverse berekningar ved hjelp av dei ordinære konstruksjonane som brukast i standardane. Det har difor blitt gjort fleire forenklingar av konstruksjonens utforming, som f.eks.:

BACHELOROPPGÅVE

- Det antas at konstruksjonen er rektangulær ved berekning av vindlast. Ein rektangulær utforming av tretopphyttene vil medføre større flateareal av ytterveggane, og dermed større vindlast.
- Det antas at taket er utforma som eit pulttak, til tross for at taket har ein uvanleg utforming med fleire vinklar. Dette gjorde det lettare å lage ei soneinndeling for vindlastene på taket.
- Trekrone blir behandla som eit fagverk.
- Referansehøgda z ble fastsett som avstanden frå bakken til toppen av konstruksjonen, dvs. at trestammen er inkludert i høgda.

Forenklingane kan medføre konservative resultat, men er nødvendig for at prosjektet skal vere gjennomførbart.

Berekning av vindlasta var ein komplisert prosess som var meir tidskrevande enn forventa. Då konstruksjonen i tillegg har ei uvanleg utforming, gjekk mykje av tida til forenkling slik at det var mogleg å gjennomføre berekningane. Vindlasta avhenger av svært mange faktorar, og det er difor meir usikkerheit rundt vindlasta enn dei andre lastene.

Snølasta var i motsetning til vindlasta relativt enkel å berekne. Den berekna snølasta vil uansett vere konservativ då den mest ugunstige takvinkelen som medførte høgast snølast vart nytta i resultatet. Snølasta vil sannsynlegvis vere lågare i verkelegheita. For å kunne nytte snølasta i Focus Konstruksjon måtte den omgjerast frå ein linjelast til ei punktlast, og det var dermed viktig å halde styr på alle nemningane.

I startfasen av prosjektet var det forventa at løysinga av problemstillinga var relativt komplisert. Det vart difor forventa at trappa f.eks. skulle bestå av fagverk eller fleire stag mellom stålrøyr og innfesting i fjellet, i tillegg til trebjelkane. Etter prøving og feiling i Focus Konstruksjon ble det raskt oppdaga at riktig materialval hadde svært stor innverknad på resultatet. Den avstivande trappa endte dermed opp med å berre bestå av sju limtrebjelkar. Limtre blei i dette tilfellet valt framfor stål då limtre passar utseendemessig betre i naturen.

Som det blei fastsett i byrjinga av prosjektoppgåva er alle vertikale laster plassert sentrisk i trestammen og stålrøyret. Det vil seie at lasta frå badekaret også plasserast sentrisk, til tross for at

den i verkelegheita ikkje gjer det. Lasta frå badekaret skal dermed i teorien plassert som eit moment. Dette blei oppdaga i slutfasen av prosjektet og vi valte dermed å sjå bort frå momentet, å behaldt lasta som ei punktlast. Vi undersøkte likevel korleis momentet ville ha påverka konstruksjonen, og oppdaga at limtrebjelkane i trappa måtte dimensjonerast opp frå $140 \times 180 \text{ mm}$ til $140 \times 200 \text{ mm}$ for å tole lastene.

Fastsetting av lastkombinasjonar og gjennomføring av analyser er ein avansert og tidskrevande prosess, og vi var dermed avhengig av Focus Konstruksjon for å kunne utføre dette arbeidet. I startfasen av prosjektet hadde vi ingen erfaring med programmet, og måtte difor bruke tid på å tileigne oss kunnskap om modellering og tolking av resultatet. Vi hadde blant annet utfordringar med tolking av segmentkarta. Det var f.eks. naturleg å tenke at rødt betydde overutnytta tverrsnitt, medan det eigentleg betydde maksimal verdi i modellen. Det var difor lett å misforstå analysane når man ikkje enda var kjend med programspråket.

Det har også vore ein viss usikkerheit rundt utnyttingsgraden av stålrøyret. Som vist i delkapittel 6.3.1 er utnyttingsgraden av stålrøyret svært liten, men antas likevel truverdig da den elastiske kapasitetskontrollen ga nøyaktig same resultat. Utnyttingsgraden kunne ha vore høgare dersom tverrsnittsdiameteren til stålrøyret vart justert ned. Dette er uansett ikkje mogleg ettersom treet skal kunne vekse i minimum 25 år til. Trestammen er modellert med ein diameter på 300 mm – det vil seie at stålrøyrets diameter er omtrent 210 mm større. Det tas altså utgangspunkt i at det faktisk eksisterer eit tre med same høgde, tverrsnitt og trekrone i Geiranger.

Det er sjølvsagt ikkje ideelt at utnyttingsgraden er så lav, spesielt mtp. høgare kostnader og miljøpåverknad ved framstilling. I og med at FEM-modellen er svært forenkla kan det likevel hende at den faktiske utnyttingsgraden er større – av den grunn at konstruksjonen og trappa heng på stålrøyret, og det ikkje er enkelt å illustrere denne koplinga i Focus Konstruksjon.

8 KONKLUSJON

Formålet med prosjektoppgåva var å danne eit bæresystem for tretopphytter, som tar opp laster utan bardunering som sideveges avstiving. Dette er løyst ved hjelp av materialval, eit stålrøyret og utforming av ei avstivande trapp. Trappa forhindrar at konstruksjonen har store svingingar eller forskyvingar, i tillegg til at den fører store delar av lastene inn i fjellet. Stålrøyret er festepunktet mellom hytte, tre og trapp, og sørger for at tretopphytta holdast oppe til tross for store laster. Stålrøyret og trappa bidrar dermed til ei sikker tretopphytte. Systemet skal med god kapasitet handtere dei lastene som konstruksjonen utsettast for.

Tretopphyttene har ei svært uvanleg utforming, og forenklingar spelte dermed ei vesentleg rolle for løysing av problemstillinga. Forenklingane kan medføre konservativt resultat, men etter grundig arbeid og samtaler med Nordplan vil vi anse resultata som påliteleg.

Det finnes utvilsamt mange løysningar av problemstillinga, men løysninga i dette prosjektet er våra idé av eit sikkert, stabilt og naturvennleg bæresystem. Det hadde vore mogleg å nytte andre konstruksjonsmateriale, som blant annet stål, aluminium eller heiltre, men vi valte å nytte limtre grunna dens styrke, stabilitet, tverrsnitt og utsjånad.

Vi har gjennom prosjektoppgåva tileigna oss mykje kunnskap. Kompetansen rundt lastberekning og avanserte konstruksjonar er betydeleg forbetra, i tillegg til betre innsyn i ingeniørfaglege arbeidsmetodar. Vi har gjennom prosjektoppgåva møtt på fleire utfordringar, men har ved hjelp av hardt arbeid samt rettleiing frå NTNU og Nordplan kome fram til ei løysning.

9 VIDARE STUDIE

I dette kapitlet blir det sett på kva arbeid som burde gjennomførast for å utbetre eller studere vidare på prosjektet. Det er blant annet ideelt å gjennomføre ein dynamisk analyse av konstruksjonen, da det foreløpig berre er gjennomført ei statisk analyse.

Ved utforming av bæresystemet var det ei forutsetning at trappa var innspent i fjellet. Det blei ikkje utført berekningar for dette pga. mangel på tid, så dette er ein essensiell del for vidare arbeid.

Jordas geotekniske eigenskapar i prosjektområdet burde undersøkast. At treet og tretopphytta står trygt er avhengig av at grunnen under trestammen har kapasitet til å ta opp alle kreftene som førast ned i treet. Det er difor viktig å velje eit tre som er festa til jord med gode geotekniske eigenskapar der det ikkje er fare for skred.

Det anbefalast å gjennomføre ein meir grundig undersøking av vind og vindberekningane. Sjølv om Geiranger tilhøyrar Stranda kommune ligger prosjektområdet omtrent 35 km frå Stranda, og vêrforholdet på dei to områda vil sannsynlegvis vere ulik. For meir nøyaktige resultat burde det difor gjennomførast vindmålingar på området. I tillegg til dette vil det vere ein viss usikkerheit rundt vindlast-berekningane av trekrona, då Norsk Standard ikkje inneheld noko rettleiing for dette.

Pga. mangel på kontrollprogram og avgrensa tid blei det ikkje moglegheit for å gjennomføre ein detaljert kontroll av systemet. Det blei gjennomført ein kort kontroll av dei mest utsette segmenta ved hjelp av handberekning, men for sikkerheits skyld burde det gjennomførast ein meir detaljert kontroll.

Ellers er Focus-modellen av tretopphytta framstilt som ein enkel «pinnemodell». For meir nøyaktige analyser burde sannsynlegvis heile konstruksjonen modellerast.

10 REFERANSELISTE

- [1] «WOODNEST – Odda Trehytte», 10. november 2021. <https://www.woodnest.no/> (åpnet 15. mai 2022).
- [2] V. Årskog, *Kompendium i lastberegning*, bd. 3, 3 bd. Ålesund, 2010.
- [3] K. I. Edvardsen og T. Ø. Ramstad, *Håndbok 5 Trehus*. Oslo: SINTEF Byggforsk.
- [4] «TEK-17 - Byggeregler». <https://www.byggforsk.no/byggeregler> (åpnet 5. april 2022).
- [5] K. Hofstad, «Norsk Standard», *Store norske leksikon*. 15. august 2018. Åpnet: 5. april 2022. [Online]. Tilgjengelig på: http://snl.no/Norsk_Standard
- [6] «Norsk Standard (NS) – Hva er Norsk Standard?»
<https://www.visma.no/eaccounting/regnskapsordbok/n/norskstandard/> (åpnet 5. april 2022).
- [7] «Norsk Standard | standard.no». <https://standard.no/standardisering/norsk-standard/> (åpnet 5. april 2022).
- [8] «Eurokoder | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet 5. april 2022).
- [9] «Trehytter Odda - Woodnest». Nordplan, 2020.
- [10] «Norgeskart».
<https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=12&lat=6913207.20&lon=89774.19&markerLat=6913207.204150391&markerLon=89774.19&p=searchOptionsPanel&sok=B ringa> (åpnet 4. april 2022).
- [11] «Global Wind Atlas». <https://globalwindatlas.info> (åpnet 28. april 2022).
- [12] «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016». Norsk Standard, 2016.
- [13] «NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019». Norsk Standard, 2019.
- [14] «Revit | BIM-programvare | Autodesk offisiell nettbutikk».
<https://www.autodesk.no/products/revit/overview> (åpnet 4. april 2022).

- [15] «Focus Konstruksjon 3D - Focus Software AS», 14. mai 2020.
<https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/> (åpnet 25. mars 2022).
- [16] «Archicad», *Graphisoft*. <https://graphisoft.com/solutions/archicad> (åpnet 28. april 2022).
- [17] «Focus Konstruksjon Hjelp». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/oppstartsside.htm>
(åpnet 25. mars 2022).
- [18] «Ordforklaring». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/ordforklaring/ordforklaring.htm> (åpnet 18. mai 2022).
- [19] «Fortegnskonvensjoner». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/resultatpresentasjon/fortegnskonvensjoner.htm> (åpnet 29. mars 2022).
- [20] «Tre». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/kapasitetskontroll/tre.htm> (åpnet 18. mai 2022).
- [21] «Stål». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/kapasitetskontroll/st%C3%A5l.htm>
(åpnet 18. mai 2022).
- [22] K. Bell, *Elementmetoden for stav- og bjelkesystemer*. Trondheim: NTNU, 2004.
- [23] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 3. utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2020.
- [24] «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien».
https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (åpnet 28. april 2022).
- [25] «Norgeskart».
<https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=9&lat=6916203.10&lon=87082.89> (åpnet 11. mai 2022).
- [26] «NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009». Norsk Standard, 2009.
- [27] «NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018». Norsk Standard, 2018.
- [28] B. N. Sandaker, M. Sandvik, og B. Vik, *Materialkunnskap*, 1. utg. Bergen:

Fagbokforlaget, 2019.

[29] «NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010». Norsk Standard.

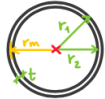
11 VEDLEGG

Vedlegg A	Excel Berekningar
Vedlegg B1	Snølast Handberekningar
Vedlegg B2	Vindlast Handberekningar
Vedlegg C1	Focus Rapport Bruddgrensetilstand
Vedlegg C2	Focus Rapport Bruksgrensetilstand
Vedlegg D	Kapasitetskontroll Handberekning
Vedlegg E	Vindlast Figurar

Vedlegg D – Kapasitetskontroll Handberegning

$$N_{ed} = -230 \text{ kN} \quad M_{y,ed} = -30 \text{ kNm} \quad M_{z,ed} = 30 \text{ kNm}$$

$$\text{Tverronnitt: RHUP } 508 \times 12 \quad A = 187 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$



$$r_1 = 254 \text{ mm} \quad r_2 = 242 \text{ mm} \quad t = 12 \text{ mm}$$

$$r_m = 248 \text{ mm}$$

ST. VENANTS TORSJON

$$\text{Elastisk momentkapasitet} \approx \tau_y \cdot 2\pi \cdot r_m^2 \cdot t = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot 2\pi \cdot r_m^2 \cdot t = \frac{355}{\sqrt{3}} (2\pi)(248)^2(12) = 950 \text{ kNm}$$

$$\text{Plastisk momentkapasitet} \approx \text{---} = 950 \text{ kNm}$$

ELASTISK KONTROLL

$$\text{Normalspenning: } \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{-26,6 \cdot 10^3 \text{ N}}{187 \cdot 10^2 \text{ mm}^2} + \frac{27,68 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2265,2 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 10,797 \approx 10,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{-26,6 \cdot 10^3 \text{ N}}{187 \cdot 10^2 \text{ mm}^2} - \frac{27,68 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2265,2 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = -13,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_y$$

Vi benytter ein 2D-spenningskontroll. Velger å utelate torsjonsmomentet fordi den var ekstremt liten og har liten innvirkning på resultatet.

Elastisk tverronnittskriterium:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2} = \sqrt{(10,8)^2 + (-13,6)^2 - (10,8)(-13,6)} = 21,2 \leq f_d = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK!}$$

Dvs. at materialet er elastisk.

$$\text{Utnyttelse: } \frac{21,2}{f_d} = 0,06 = 6 \%$$

